



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

**Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile**

**MODELLI DI PREVISIONE DELLA CONDUCIBILITA' IDRAULICA  
DI TERRENI TRATTATI CON CENERI VOLANTI ATTIVATE**

**PREDICTION MODELS FOR THE HYDRAULIC CONDUCTIVITY  
OF SOILS TREATED WITH ACTIVATED FLY ASH**

Relatore: Chiar.ma

Prof.ssa **Marta Di Sante**

Tesi di Laurea di:

**Edoardo Massacci**

A.A. 2025/2026



# Sommario

|                                                                     |    |
|---------------------------------------------------------------------|----|
| 1. OGGETTO E SCOPO DELLA TESI.....                                  | 5  |
| 2. STATO DELL'ARTE.....                                             | 8  |
| 2.1 La stabilizzazione dei terreni (stabilizzazione con calce)..... | 8  |
| 2.2 Impatto ambientale .....                                        | 10 |
| 2.3 Ceneri volanti (fly ash) .....                                  | 13 |
| 2.4 Calce .....                                                     | 17 |
| 2.5 Lo stato attuale della ricerca .....                            | 19 |
| 3. MATERIALI E METODI .....                                         | 30 |
| 3.1 Terreni utilizzati e fly ash .....                              | 31 |
| 3.1.1 Caolino statunitense .....                                    | 31 |
| 3.1.2 Sabbia del Ticino .....                                       | 31 |
| 3.1.3 Bentonite sodica naturale – Bentosund AU.....                 | 32 |
| 3.1.4 Fly ash .....                                                 | 34 |
| 3.2 Strumentazione per le prove eseguite .....                      | 37 |
| 3.3 METODI SPERIMENTALI – Prove geotecniche .....                   | 59 |
| 3.3.1 Analisi granulometrica per setacciatura .....                 | 60 |
| 3.3.2 Analisi granulometrica per sedimentazione (aerometria).....   | 61 |
| 3.3.3 Determinazione del peso di volume dei grani .....             | 63 |
| 3.3.4 Limiti di Atterberg .....                                     | 65 |
| 3.3.5 Diffrattometria a raggi x .....                               | 67 |
| 3.3.6 Prova di compattazione Proctor .....                          | 68 |

|                                                                                  |     |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.3.7 Prova di permeabilità .....                                                | 70  |
| 3.3.8 Analisi SEM-EDS .....                                                      | 77  |
| 3.3.9 Analisi XRF .....                                                          | 81  |
| 3.4 Materiali .....                                                              | 82  |
| 3.4.1 Analisi granulometrica mediante setaccio .....                             | 83  |
| 3.4.2 Risultati della prova con picnometro .....                                 | 85  |
| 3.4.3 Analisi granulometrica mediante aerometria.....                            | 86  |
| 3.4.4 Limiti di Atterberg .....                                                  | 92  |
| 3.4.5 Analisi diffrattometrica a raggi X .....                                   | 95  |
| 3.4.6 Risultati delle analisi SEM-EDS.....                                       | 101 |
| 4. RISULTATI.....                                                                | 107 |
| 4.1 Addensamento .....                                                           | 107 |
| 4.2 Conducibilità idraulica.....                                                 | 114 |
| 4.2.1 Interpretazione dei risultati sperimentali .....                           | 114 |
| 4.2.2 Modellazione della conducibilità idraulica nel tempo .....                 | 122 |
| 4.2.3 Valutazione del modello di previsione.....                                 | 135 |
| 4.2. Previsione degli effetti del trattamento sulla conducibilità idraulica..... | 144 |
| 5. CONCLUSIONI .....                                                             | 154 |
| BIBLIOGRAFIA .....                                                               | 157 |
| SITOGRAFIA .....                                                                 | 161 |

# 1. OGGETTO E SCOPO DELLA TESI

Il terreno scavato può essere utilizzato quale materiale da costruzione per la realizzazione di opere in terra quali berme, rilevati, dighe e argini.. Le caratteristiche del materiale naturale, in alcuni casi, possono risultare non idonee a tal fine e, pertanto, è necessario intervenire direttamente sul terreno al fine di migliorarne le proprietà. La stabilizzazione dei terreni nasce proprio da questa esigenza: modificare le caratteristiche di un materiale naturale affinché possa rispondere in modo adeguato alle condizioni richieste dall'opera, migliorandone le caratteristiche fisico-chimiche, meccaniche e idrauliche ed evitando così di doverlo smaltire in discarica con i relativi costi ambientali ed economici.

Accanto agli aspetti strettamente prestazionali, negli ultimi anni è diventato sempre più importante considerare anche la sostenibilità nella pratica ingegneristica e, in particolare, anche nelle sopracitate tecniche di trattamento. La produzione dei leganti tradizionali impiegati per la stabilizzazione dei terreni scavati (come la calce) comporta infatti alti consumi energetici ed emissioni associate ai processi industriali per la loro produzione. Parallelamente, la necessità di ridurre il consumo di materie prime naturali e di valorizzare i sottoprodotti provenienti da altri processi produttivi ha portato la ricerca verso l'impiego di materiali alternativi nella pratica di stabilizzazione dei terreni. In questo contesto si inserisce l'utilizzo delle ceneri volanti (*fly ash*), scarto dell'industria termoelettrica caratterizzato da significative caratteristiche pozzolaniche. Attualmente le ceneri prodotte sono più di 350 milioni di tonnellate all'anno e solo il 50% viene riutilizzato, principalmente nella produzione del cemento.

L'impiego delle *fly ash* nella stabilizzazione dei terreni rappresenta pertanto un'opzione altamente sostenibile poiché, specialmente nel caso delle ceneri di Classe F(caratterizzate

dalla presenza di silice e allumina ma da un contenuto relativamente ridotto di calcio) la loro attività pozzolanica può essere sfruttata, a seguito di attivazione in ambiente alcalino per sostituire i leganti tradizionali. L'attivazione con la calce consente di compensare la carenza di calcio e creare le condizioni necessarie per la formazione di prodotti di reazione all'interno della matrice del terreno. Nel presente lavoro la calce assume pertanto il ruolo di attivatore alcalino della *fly ash*, mentre la cenere volante rappresenta il precursore pozzolanico delle reazioni che accompagnano la maturazione del terreno trattato.

In tale ambito, un parametro particolarmente significativo per la caratterizzazione del comportamento di un terreno trattato è rappresentato dalla conducibilità idraulica poiché, quando si realizza un'opera in terra, può essere necessario in alcuni casi avere buone capacità drenanti e quindi permeabilità elevata, come nel caso dei rilevati stradali, in altri è richiesta una permeabilità molto bassa, come nel caso di berme di confinamento per discariche controllate.-. Inoltre, nei terreni stabilizzati, tale proprietà può modificarsi durante la maturazione a causa dei fenomeni che avvengono progressivamente all'interno del sistema terreno-leganti-acqua: la flocculazione delle particelle fini indotta dalla calce presente nel sistema può modificare inizialmente la struttura dei pori rendendola più aperta, mentre lo sviluppo dei prodotti pozzolanici amorfi può successivamente determinare il parziale riempimento della porosità.

La determinazione sperimentale della conducibilità idraulica nel tempo deve quindi essere inclusa nella fase di progetto delle opere e richiede un numero significativo di prove e un periodo di osservazione che può estendersi anche per diverse settimane. Se da un lato il monitoraggio sperimentale è indispensabile per comprendere il fenomeno, dall'altro, in un'ottica applicativa, risulta interessante individuare una relazione che permetta di

descrivere e prevedere l'evoluzione della permeabilità offrendone una prima stima per riuscire a limitare il numero di test necessari.

Il presente lavoro di tesi nasce quindi dall'esigenza di passare da una semplice descrizione sperimentale del fenomeno alla ricerca di uno strumento di interpretazione e previsione. L'obiettivo principale è studiare l'evoluzione della conducibilità idraulica di differenti terreni trattati con una miscela costituita dal 2% di *fly ash* attivata con il 2% di calce viva, analizzando l'influenza delle caratteristiche del terreno, delle condizioni di compattazione e del tempo di maturazione sulle miscele. In particolare, l'attenzione è rivolta alla possibilità di individuare un modello capace di descrivere l'andamento della conducibilità idraulica nel tempo e di fornire una stima del comportamento a lungo termine a partire da un numero limitato di parametri facilmente determinabili.

A questo scopo sono stati considerati terreni caratterizzati da proprietà granulometriche e mineralogiche differenti, così da poter valutare quanto la risposta al trattamento dipenda dalla natura del materiale. Nella sperimentazione sono stati impiegati un caolino, la sabbia del Ticino e due terreni naturali: una sabbia limosa e un limo argilloso, che sono stati sottoposti a caratterizzazione geotecnica, ad analisi mineralogiche e indagine microstrutturale. La successiva fase sperimentale è stata focalizzata sulle prove di compattazione e di permeabilità, con particolare attenzione all'influenza del contenuto d'acqua di preparazione e all'evoluzione del coefficiente di permeabilità durante la maturazione.

## 2. STATO DELL'ARTE

### *2.1 La stabilizzazione dei terreni (stabilizzazione con calce)*

La stabilizzazione dei terreni<sup>1</sup> comprende l'insieme delle tecniche utilizzate per modificare e migliorare le proprietà fisiche e meccaniche di un terreno naturale, con l'obiettivo di renderlo idoneo alla realizzazione di opere geotecniche e infrastrutturali. Tali tecniche vengono adottate quando il terreno presenta caratteristiche insufficienti in termini di resistenza al taglio, capacità portante, deformabilità o sensibilità all'acqua. In generale, gli interventi di stabilizzazione possono essere distinti in metodi meccanici e metodi chimici. La stabilizzazione meccanica si basa principalmente sulla compattazione e sulla correzione granulometrica del materiale, mentre quella chimica prevede l'aggiunta di leganti o additivi in grado di modificare la struttura del terreno attraverso reazioni fisico-chimiche. Tra i leganti maggiormente impiegati rientrano il cemento, il bitume e soprattutto la calce, largamente utilizzata nel trattamento dei terreni fini e argillosi grazie alla sua efficacia nel migliorare le proprietà geotecniche del materiale.

La stabilizzazione con calce rappresenta oggi una delle tecniche più diffuse nell'ambito dell'ingegneria stradale e geotecnica, soprattutto per il trattamento di limi e argille ad elevata plasticità. Il principio del trattamento consiste nell'aggiunta di calce viva ( $\text{CaO}$ ) o calce idrata ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) al terreno naturale, seguita da adeguate operazioni di miscelazione, umidificazione e compattazione. I quantitativi di calce necessari variano generalmente tra l'1% e il 3% per ottenere una modifica immediata delle caratteristiche del terreno e tra il 2% e l'8% per indurre veri e propri fenomeni di cementazione a lungo termine.<sup>2</sup>

---

<sup>1</sup> Di Sante, M., 2026 - *Note del corso universitario "Consolidamento dei terreni"*, UNIVPM.

<sup>2</sup> Bell, F. G. (1988). *Stabilization and treatment of clay soils with lime*. Part 1. Basic principles. *Ground Engineering*, 21(1), 10–15.

I primi effetti della stabilizzazione si manifestano immediatamente dopo la miscelazione e sono riconducibili a fenomeni di scambio ionico e flocculazione. Gli ioni calcio liberati dalla calce sostituiscono i cationi adsorbiti sulla superficie delle particelle argillose, provocando la riduzione dello spessore del doppio strato diffuso e determinando l'aggregazione delle particelle fini. Tale trasformazione induce una modifica della struttura del terreno, che passa da dispersa a flocculata, con conseguente riduzione della plasticità, diminuzione del rigonfiamento e miglioramento della lavorabilità. La stabilizzazione a calce determina un netto miglioramento della tessitura e della struttura del terreno grazie alla riduzione dell'indice di plasticità e all'incremento della resistenza meccanica.<sup>3</sup>

Nel medio e lungo periodo si sviluppano invece le reazioni pozzolaniche, considerate il principale meccanismo responsabile del miglioramento delle proprietà dei terreni stabilizzati. L'ambiente alcalino generato dalla calce favorisce la dissoluzione della silice e dell'allumina presenti nei minerali argillosi; tali composti reagiscono successivamente con il calcio formando silicati e alluminati idrati di calcio (CSH e CAH), analoghi ai prodotti dell'idratazione del cemento. Queste reazioni producono una progressiva cementazione tra le particelle del terreno, con aumento della resistenza meccanica, della rigidità e della durabilità del materiale trattato. La letteratura scientifica riconosce unanimemente il ruolo fondamentale delle reazioni pozzolaniche nello sviluppo delle prestazioni a lungo termine dei terreni stabilizzati con calce, con incrementi di resistenza ottenuti che soddisfano le specifiche richieste nelle infrastrutture stradali.

Inoltre il trattamento con calce comporta una significativa riduzione della compressibilità e della permeabilità dei terreni fini. Analizzando la microstruttura di un limo stabilizzato con

---

<sup>3</sup> Little, D. N. (1999). *Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates*. National Lime Association, Vol. 1. Arlington, Virginia, USA.

calce, si evidenzia come il trattamento modifichi la disposizione delle particelle e influenzi direttamente la conducibilità idraulica del materiale, migliorandone il comportamento geotecnico.<sup>4</sup>

L'efficacia della stabilizzazione dipende da diversi parametri, tra cui la mineralogia del terreno, il contenuto di argilla, l'umidità iniziale, il tempo di maturazione e la quantità di calce impiegata. In particolare, i terreni ad elevata plasticità mostrano generalmente i migliori risultati, mentre la presenza di sostanze organiche o solfati può interferire negativamente con le reazioni chimiche.

Dal punto di vista applicativo, la stabilizzazione a calce trova largo impiego nella costruzione di rilevati stradali e ferroviari, nella bonifica dei sottofondi e nel miglioramento dei piani di posa. Oltre ai vantaggi tecnici, tale metodologia offre importanti benefici ambientali, poiché consente il riutilizzo dei terreni presenti in sito riducendo il consumo di materiali naturali e le attività di cava. Per questi motivi, la stabilizzazione con calce è oggi considerata una tecnologia consolidata, sostenibile ed economicamente vantaggiosa nell'ambito dell'ingegneria geotecnica moderna.

## *2.2 Impatto ambientale*

Negli ultimi anni, l'attenzione della ricerca si è progressivamente concentrata sugli impatti ambientali associati all'utilizzo della calce tradizionale, soprattutto in termini di emissioni di CO<sub>2</sub>, consumo energetico e sfruttamento delle risorse naturali. La produzione della calce avviene infatti attraverso la calcinazione del calcare a temperature superiori agli 850–900 °C, processo altamente energivoro che comporta il rilascio di notevoli quantità di anidride carbonica sia per combustione sia per decomposizione del carbonato di calcio. Si evince da

---

<sup>4</sup> Cuisinier, O. et al., (2011).- *Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil*. Engineering Geology, 123(3), 187–193.

Figura 1 come la produzione di calce e gesso rappresenta ad oggi un'attività in cui la CO<sub>2</sub> prodotta è una percentuale significativa della quantità di CO<sub>2</sub> globalmente prodotta.

### % di CO<sub>2</sub> prodotta

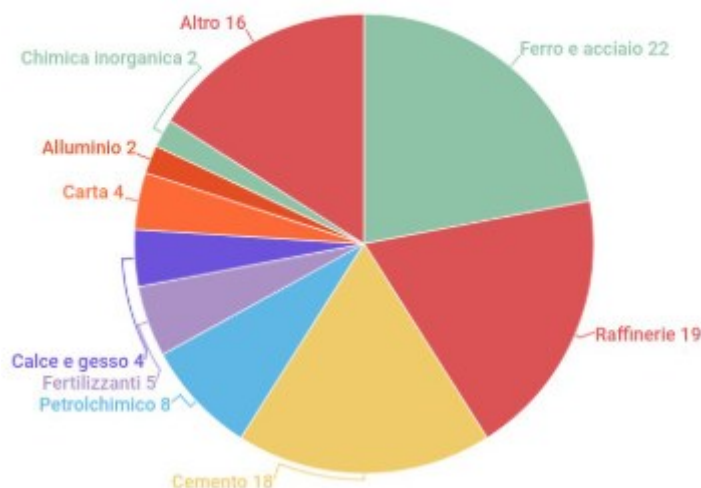


Figura 1, % di emissione di CO<sub>2</sub> globale nel settore produttivo<sup>5</sup>

Dal punto di vista ambientale, i principali vantaggi della stabilizzazione a calce consistono nella possibilità di riutilizzare i terreni presenti in sito, riducendo il conferimento di tali terreni in discarica e limitando l'estrazione di nuovi materiali da cava. Inoltre, il miglioramento delle proprietà meccaniche del terreno consente spesso di ridurre gli spessori delle sovrastrutture stradali e il quantitativo complessivo di materiali impiegati. Tuttavia, il beneficio ottenuto in fase costruttiva deve essere confrontato con l'impatto emissivo associato alla produzione della calce industriale.

Per tale motivo, la ricerca scientifica sta orientando l'attenzione verso l'impiego di sottoprodotti industriali e agricoli in grado di sostituire parzialmente o totalmente la calce convenzionale. Tra i materiali maggiormente studiati figurano le ceneri volanti (*fly ash*), le

<sup>5</sup> <https://www.truenumbers.it/emissioni-di-co2/>

ceneri di lolla di riso (RHA)<sup>6</sup> e soprattutto i gusci d'uovo, considerati particolarmente promettenti per l'elevato contenuto di carbonato di calcio.

Oltre alle *fly ash*, oggetto della presente tesi, negli ultimi anni è cresciuto notevolmente l'interesse verso il recupero dei gusci d'uovo <sup>7</sup> come materiale stabilizzante alternativo. I gusci d'uovo costituiscono un rifiuto agroalimentare prodotto in grandi quantità da industrie alimentari, ristorazione e allevamenti. Essi sono composti per circa il 94–97% da carbonato di calcio<sup>8</sup>, caratteristica che li rende particolarmente adatti alla produzione di calce alternativa mediante processi di calcinazione.

Gli studi sperimentali più recenti mostrano infatti che la combinazione di calce derivata da gusci d'uovo e materiali pozzolanici di scarto, come *fly ash* o *rice husk ash*, consente di ottenere importanti incrementi della resistenza meccanica e della capacità portante dei terreni trattati. <sup>9</sup>

Dal punto di vista ambientale, l'impiego dei gusci d'uovo presenta numerosi vantaggi. Innanzitutto consente di valorizzare un rifiuto organico altrimenti destinato allo smaltimento; inoltre, la quantità di energia necessaria per produrre calce da gusci d'uovo può risultare inferiore rispetto a quella relativa alla produzione industriale tradizionale, soprattutto quando vengono impiegati processi a scala ridotta o sistemi di recupero energetico. Un ulteriore beneficio riguarda la riduzione del consumo di materie prime

---

<sup>6</sup> Shaji, S., et al. (2024). *Sustainable ground improvement of soft clay using eggshell lime and rice husk ash*. Construction and Building Materials, 2024.

<sup>7</sup> Alqaisi, R.O. (2020). *Using eggshell powder as a supplementary additive to lime in soil stabilization*. University of Technology Sydney.

<sup>8</sup> James, J. et al., (2020). *Valorisation of eggshell ash as a potential replacement for lime in stabilization of expansive soils*. Građevinski Materijali i Konstrukcije, 63(3), 13–20

<sup>9</sup> Srirama, D., et al. (2026). *Recycling eggshell waste for sustainable soil stabilization: Properties, performance and future potential*. Next materials.

naturali, in linea con le strategie europee di sostenibilità e decarbonizzazione del settore delle costruzioni.

Nonostante i vantaggi ambientali, esistono ancora alcune criticità legate all'utilizzo dei sottoprodotti. Nel caso dei gusci d'uovo, la principale problematica riguarda la necessità di adeguati trattamenti preliminari di pulizia, essiccazione e macinazione.

### 2.3 Ceneri volanti (*fly ash*)

La *fly ash*, comunemente definita “cenere volante”, è un sottoprodotto derivante dalla combustione del carbone nelle centrali termoelettriche. Durante il processo di combustione (Figura 2), le particelle minerali fini presenti nel carbone vengono trascinate dai gas combusti e successivamente raccolte tramite sistemi elettrostatici o filtri meccanici.<sup>10</sup>

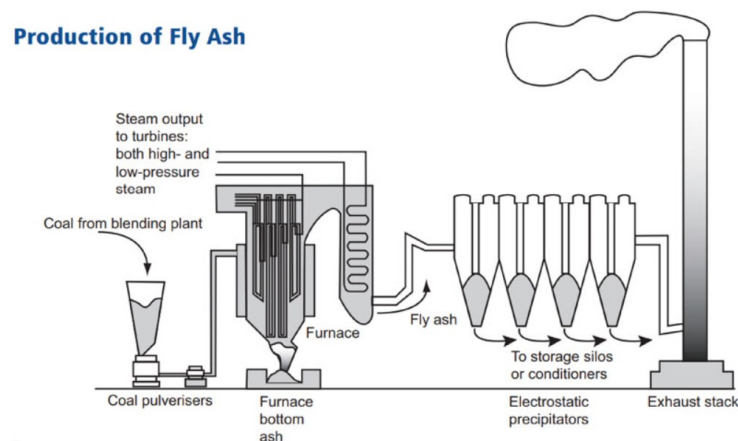


Figura 2, Schema produttivo della cenere volante<sup>11</sup>

Per molti decenni la *fly ash* è stata considerata principalmente un rifiuto industriale da smaltire in discarica; tuttavia, l'elevata produzione mondiale e le sue proprietà pozzolaniche hanno progressivamente favorito il suo impiego in numerosi settori dell'ingegneria civile, in particolare nella stabilizzazione dei terreni e nella produzione di materiali cementizi. La

<sup>10</sup> Ruello M.L., (2024)- Note del corso universitario “Tecnologie applicate al trattamento dei rifiuti solidi”, UNIVPM.

<sup>11</sup> <https://daswell.com/blogs/fly-ash-properties-source-advantages-uses/>

produzione globale di *fly ash* ha superato i 750 milioni di tonnellate annue, ma soltanto una quota limitata viene effettivamente riutilizzata, mentre il restante quantitativo rappresenta ancora una criticità ambientale significativa.<sup>12</sup>

Dal punto di vista chimico, la *fly ash* è costituita prevalentemente da ossidi di silicio, alluminio, ferro e calcio. La classificazione più diffusa è quella definita dalla norma ASTM C618<sup>13</sup>, che distingue le *fly ash* in due principali categorie: Classe F e Classe C. La *fly ash* di Classe F deriva generalmente dalla combustione di carboni bituminosi o antraciti ed è caratterizzata da un basso contenuto di calcio; possiede principalmente proprietà pozzolaniche e necessita quindi di un attivatore alcalino, come calce o cemento, per sviluppare composti cementanti. La *fly ash* di Classe C, invece, proviene dalla combustione di lignite o carbone sub-bituminoso ed è caratterizzata da un elevato contenuto di CaO, che le conferisce proprietà auto-cementanti anche in presenza della sola acqua.

Le principali componenti chimiche della *fly ash* sono elencate a seguire:

- $SiO_2$  = silice;
- $Al_2O_3$  = allumina;
- $Fe_2O_3$  = ossido di ferro;
- $CaO$  = ossido di calcio.

Nelle *fly ash* di Classe F la somma di silice, allumina e ossido di ferro supera generalmente il 70%, mentre il contenuto di calcio rimane relativamente basso. Al contrario, le *fly ash* di Classe C possono contenere oltre il 20% di ossido di calcio, risultando molto più reattive dal punto di vista cementizio.

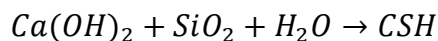
---

<sup>12</sup><https://www.ingenio-web.it/articoli/aspetti-generalisui-vantaggi-dell-uso-delle-ceneri-volanti-nel-calcestruzzo/>

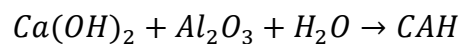
<sup>13</sup> ASTM C618-23. *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*

Dal punto di vista geotecnico, la *fly ash* viene utilizzata soprattutto per la stabilizzazione di terreni argillosi espansivi, limo-argillosi e sottofondi stradali. Il principio della stabilizzazione si basa principalmente sulle reazioni pozzolaniche che si sviluppano tra la silice e l'allumina amorfa presenti nella cenere e il calcio fornito da attivatori alcalini. Nel caso delle *fly ash* di Classe F, l'aggiunta di calce rappresenta generalmente una condizione necessaria per attivare il materiale. In presenza di acqua, la calce libera idrossido di calcio che reagisce con i composti amorfi della *fly ash* formando silicati e alluminati idrati di calcio (CSH e CAH), responsabili dell'incremento della resistenza meccanica e della cementazione del terreno.

Le principali reazioni pozzolaniche possono essere rappresentate sinteticamente come:



e:



Questi prodotti cementanti sono analoghi a quelli che si sviluppano durante l'idratazione del cemento Portland e sono responsabili dell'aumento della resistenza a compressione, della riduzione della plasticità e della diminuzione della compressibilità dei terreni trattati.

Numerosi studi sperimentali dimostrano che l'impiego della *fly ash* comporta significativi miglioramenti delle proprietà geotecniche dei terreni. L'aggiunta di *fly ash* riduce gli indici di rigonfiamento e compressibilità dei terreni argillosi, aumentando contemporaneamente la resistenza a compressione non confinata e la capacità portante.<sup>14</sup> Inoltre come le *fly ash* di

---

<sup>14</sup> Deepak, M.S., & Kumar, B.R.P. (2021). *Influence of fly ash on the engineering characteristics of expansive soil*. Materials Today: Proceedings, 45, 6318–6322.

Classe C mostrano generalmente prestazioni superiori rispetto alle Classe F grazie al maggiore contenuto di calcio e alle proprietà auto-cementanti.<sup>15 16</sup>

Dal punto di vista microstrutturale, le particelle sferiche della *fly ash* contribuiscono inoltre a migliorare la lavorabilità del terreno e a riempire i vuoti tra le particelle fini, favorendo una struttura più compatta e meno permeabile. La forma quasi vetrosa e sferica delle ceneri volanti migliora le caratteristiche di compattazione dei terreni sabbiosi fini e ne incrementa la densità secca ottimale.<sup>17</sup>

Negli ultimi anni l'utilizzo della *fly ash* nella stabilizzazione dei terreni è aumentato considerevolmente, soprattutto nell'ottica della sostenibilità ambientale e dell'economia circolare<sup>18</sup>. Il riutilizzo di questo sottoprodotto industriale consente infatti di ridurre il conferimento in discarica, limitare il consumo di cemento e calce tradizionali e diminuire l'impronta di carbonio delle opere infrastrutturali. Tuttavia, persistono alcune criticità ambientali legate soprattutto alla possibile presenza di metalli pesanti e alla variabilità compositiva delle ceneri provenienti da differenti impianti termoelettrici. Per questo motivo, la caratterizzazione chimica e ambientale preliminare delle *fly ash* rappresenta un requisito fondamentale prima del loro eventuale utilizzo in campo geotecnico.

---

<sup>15</sup> Shirkhanloo, S. et al., (2021) - *A Comparative Study on the Effect of Class C and Class F Fly Ashes on Geotechnical Properties of High-Plasticity Clay*. CivilEng, 2(4), 1009–1018.

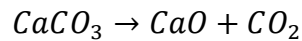
<sup>16</sup> Turan, C., Javadi, A.A., & Vinai, R. (2022) - *Effects of Class C and Class F Fly Ash on Mechanical and Microstructural Behavior of Clay Soil—A Comparative Study*. Materials, 15(5), 1845.

<sup>17</sup> Çetiner, S.I. (2004). *Stabilization of Expansive Soils by Çayırhan Fly Ash and Lime*. Middle East Technical University, Ankara.

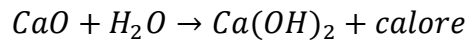
<sup>18</sup> <https://www.europarl.europa.eu/topics/it/article/20151201STO05603/economia-circolare-definizione-importanza-e-vantaggi>

## 2.4 Calce

La calce è un legante inorganico ampiamente utilizzato in numerosi settori dell'ingegneria civile, dell'industria chimica e dei processi di trattamento dei materiali. Dal punto di vista chimico, il termine “calce” identifica principalmente composti derivati dalla decomposizione termica del carbonato di calcio ( $CaCO_3$ ), generalmente ottenuto da rocce calcaree.<sup>19</sup> Il processo industriale di produzione avviene attraverso la calcinazione del calcare<sup>20</sup> in forni ad alte temperature, comprese tra 850 e 1000 °C, secondo la seguente reazione:



Il prodotto ottenuto è la cosiddetta calce viva, costituita principalmente da ossido di calcio ( $CaO$ ). La successiva aggiunta di acqua provoca una reazione di idratazione fortemente esotermica che porta alla formazione della calce idrata (Figura 3):



---

<sup>19</sup> Boynton, R.S. (1980). *Chemistry and Technology of Lime and Limestone*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.

<sup>20</sup> Van Balen, K. (2005). *Carbonation reaction of lime, kinetics at ambient temperature*. Cement and Concrete Research, 35(4), 647–657

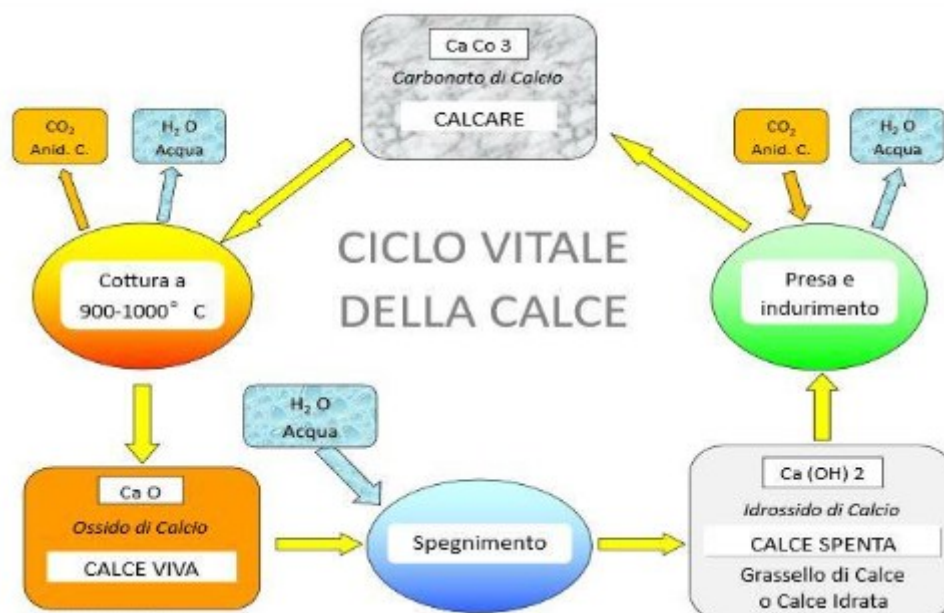
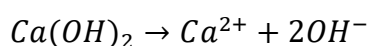


Figura 3, Ciclo di vita della calce<sup>21</sup>

La calce idrata, nota anche come idrossido di calcio, rappresenta la forma maggiormente utilizzata nei trattamenti geotecnici grazie alla maggiore facilità di manipolazione e miscelazione rispetto alla calce viva.

Dal punto di vista compositivo, la calce commerciale può contenere differenti percentuali di ossido di calcio, ossido di magnesio e impurità residue derivanti dal materiale di origine. La norma ASTM C977<sup>22</sup> distingue principalmente tra *quicklime* (calce viva) e *hydrated lime* (calce idrata), definendone i requisiti chimici e fisici per l'utilizzo nei trattamenti dei terreni. Una delle caratteristiche più importanti della calce è la capacità di generare ambienti fortemente alcalini in presenza di acqua. La dissoluzione dell'idrossido di calcio comporta infatti il rilascio di ioni calcio ( $Ca^{2+}$ ) e ioni ossidrile ( $OH^-$ ), con conseguente incremento del pH della miscela fino a valori superiori a 12:



<sup>21</sup> [www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it)

<sup>22</sup> ASTM C977-18. *Standard Specification for Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization*.

Come noto, il raggiungimento di valori di pH prossimi a 12 rappresenta una condizione fondamentale per l'attivazione delle reazioni pozzolaniche nei sistemi a base di materiali silico-alluminosi.<sup>23</sup>

Nel caso specifico delle *fly ash* di Classe F (utilizzate in questa tesi), caratterizzate da basso contenuto di calcio, la presenza di un ambiente alcalino risulta necessaria per favorire la dissoluzione della silice e dell'allumina amorfa contenute nelle ceneri volanti. La calce (Quick Lime) verrà quindi impiegata nel presente lavoro come attivatore alcalino, consentendo lo sviluppo delle reazioni pozzolaniche responsabili della formazione dei composti cementanti.

## 2.5 Lo stato attuale della ricerca

A seguire si fornisce un quadro generale sugli studi presenti in letteratura per avere uno sguardo più ampio e contestualizzare al meglio il presente lavoro di tesi. Il focus è sempre incentrato sulla permeabilità dei terreni trattati con calce e *fly ash*, e si sviluppa prima analizzando nel dettaglio due articoli scientifici che illustrano i risultati della ricerca avviata in UNIVPM, per poi riportare i risultati di analoghi studi svolti altrove. I due articoli sopracitati riportano i risultati che verranno confrontati e completati con quelli ottenuti nel corso della corrente sperimentazione.

In uno studio<sup>24</sup> pubblicato su *Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* nel 2026 è stata analizzata la conducibilità

---

<sup>23</sup> Eades, J.L., & Grim, R.E. (1966). *A Quick Test to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization*. Highway Research Record, No. 139, Highway Research Board, Washington D.C., pp. 61–72

<sup>24</sup> Di Sante, M. et al., (2026) - *Compaction characteristics and hydraulic conductivity of a sandy silt treated with sustainable binders*. Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna.

idraulica di una sabbia limosa trattata con il 2% di *fly ash* e il 2% di calce viva. Lo studio si inserisce nell'ambito del progetto di ricerca "INSSPIRED SOULS", finalizzato allo sviluppo di processi di stabilizzazione sostenibili mediante il riutilizzo di sottoprodotti industriali quali leganti. Dal punto di vista sperimentale, l'indagine è stata focalizzata principalmente sul comportamento idraulico a lungo termine delle miscele trattate. I provini sono stati sottoposti a prove di permeabilità a carico variabile, valutando differenti condizioni di compattazione, sia in condizioni "*dry*" che "*wet*" rispetto all'umidità ottima di Proctor. I risultati mostrano una progressiva diminuzione della conducibilità idraulica con l'aumentare del tempo di maturazione, fenomeno attribuito alla formazione di prodotti pozzolanici amorfi in grado di riempire parzialmente i pori del terreno. Gli autori osservano che la riduzione più significativa della permeabilità avviene nelle prime due settimane di *curing*, mentre successivamente il tasso di riduzione diminuisce fino a raggiungere condizioni quasi stazionarie. Particolare interesse assume l'effetto delle condizioni di compattazione: i campioni compattati in condizioni leggermente umide rispetto all'ottimo mostrano le più basse conducibilità idrauliche nel lungo periodo, con riduzioni superiori a un ordine di grandezza rispetto al terreno naturale. Al contrario, in prossimità dell'umidità ottima, l'aggiunta dei leganti produce variazioni meno marcate. Ciò è attribuito allo sviluppo più intenso delle reazioni pozzolaniche e alla conseguente formazione di gel cementanti che riducono la porosità del sistema terreno-legante.

In uno studio <sup>25</sup> pubblicato su Geosciences nel 2025 viene analizzato il comportamento di un terreno argilloso a bassa plasticità, anch'esso stabilizzato mediante *fly ash* e calce viva.

---

<sup>25</sup> Di Sante, M. et al., (2025). *The combined use of fly ash and lime to stabilize a clayey soil: A sustainable and promising approach*. Geosciences, 15(9), 346.

L'obiettivo della ricerca, anche in questo caso, è quello di valutare l'efficacia della combinazione tra *fly ash* e *quicklime* come alternativa sostenibile ai tradizionali trattamenti a calce, approfondendo in particolare gli effetti sulle proprietà idrauliche, meccaniche e microstrutturali del terreno.

Gli autori sottolineano come, nonostante il crescente interesse verso l'utilizzo delle *fly ash* nei processi di stabilizzazione dei terreni, le caratteristiche di permeabilità risultino ancora poco indagate in letteratura, soprattutto per quanto riguarda i sistemi attivati alcalinamente. Per questo motivo, il lavoro sperimentale dedica ampio spazio allo studio della conducibilità idraulica delle miscele trattate.

Le prove di permeabilità sono state eseguite monitorando l'evoluzione della conducibilità idraulica per i primi 28 giorni di maturazione e variando il contenuto d'acqua di compattazione. I risultati mostrano che la permeabilità delle miscele trattate con 2% di *fly ash* e 2% di calce diminuisce progressivamente con il tempo di *curing*, indipendentemente dal contenuto d'acqua iniziale. In particolare, a lungo termine i campioni compattati in prossimità dell'umidità ottima mostrano una riduzione della conducibilità idraulica di circa sette volte rispetto ai valori iniziali misurati dopo due giorni di maturazione.

Gli autori attribuiscono tale comportamento alla formazione progressiva di prodotti pozzolanici amorfi, in grado di riempire parzialmente la porosità interaggregata derivante dai fenomeni di flocculazione indotti dalla calce. Tuttavia, confrontando i valori di permeabilità a lungo termine con quelli del terreno naturale compattato, emerge un comportamento differente rispetto ai terreni sabbiosi analizzati in altri studi: nel caso del terreno argilloso trattato, l'aggiunta dei leganti comporta un aumento della permeabilità, soprattutto in corrispondenza delle condizioni di compattazione ottimali, con incrementi che possono raggiungere anche tre ordini di grandezza.

Secondo gli autori, questo incremento è strettamente legato ai fenomeni di scambio cationico indotti dalla presenza della calce, che provocano la flocculazione delle particelle argillose e la formazione di una struttura più aperta e aggregata, fase di reazione che non avviene nel caso dei terreni sabbiosi. Lo studio mette inoltre in evidenza come il contenuto d'acqua di compattazione continui a rappresentare uno dei parametri più influenti sul comportamento idraulico delle miscele stabilizzate, confermando quanto già osservato in precedenti studi<sup>26</sup>  
<sup>27</sup>.

Un aspetto particolarmente interessante riguarda il confronto tra differenti tipologie di leganti. Gli autori mostrano che il trattamento con sola *fly ash* produce incrementi di permeabilità più contenuti rispetto alla stabilizzazione tradizionale con sola calce, mentre la combinazione *fly ash*-calce consente di ottenere un comportamento intermedio. Ciò suggerisce che l'impiego della *fly ash* come sostituzione parziale della calce possa contribuire a controllare gli effetti della flocculazione mantenendo, allo stesso tempo, benefici meccanici e ambientali.

In generale, la modifica della conducibilità idraulica dei terreni stabilizzati con calce e *fly ash* è principalmente legata a fenomeni chimico-fisici che avvengono all'interno della matrice porosa. Esistono quattro principali meccanismi responsabili delle variazioni delle proprietà geotecniche dei terreni trattati<sup>28</sup>: scambio cationico, flocculazione, reazioni pozzolaniche e cementazione carbonatica.

---

<sup>26</sup> Daniel, D. E., & Benson, C. H. (1990). *Water content–density criteria for compacted soil liners*. Journal of Geotechnical Engineering, 116(12), 1811–1830.

<sup>27</sup> Di Sante, M., Fratalocchi, E., & Mazzieri, F. (2016). *Effects of variation in compaction water content on geotechnical properties of lime-treated clayey soil*. Procedia Engineering, 158, 63–68.

<sup>28</sup> Little, D. N., Nair, S., & Herbert, B. (2009). *Addressing sustainability in transportation infrastructure through the use of lime stabilization*. Transportation Research Record, 2104, 55–63.

Nelle prime fasi del trattamento, gli ioni calcio liberati dalla calce e dalle ceneri volanti sostituiscono gli ioni adsorbiti sulle superfici argillose (ove la frazione argillosa non sia significativa), provocando fenomeni di flocculazione e aggregazione delle particelle fini. Questo processo comporta generalmente un incremento della macro porosità e dell'indice dei vuoti, con conseguente aumento della conducibilità idraulica nei terreni argillosi.<sup>29</sup>

Con il progredire della maturazione si sviluppano invece reazioni pozzolaniche tra silice, allumina e calcio, con formazione di gel cementanti di tipo C-S-H (*calcium silicate hydrate*) e C-A-S-H (*calcium alumino-silicate hydrate*), che tendono a riempire progressivamente i vuoti della struttura porosa, riducendo la permeabilità del materiale stabilizzato.<sup>30</sup>

La competizione tra questi due fenomeni rappresenta uno degli aspetti più importanti nello studio del comportamento idraulico dei terreni trattati. Nei terreni fini prevale spesso l'iniziale effetto di flocculazione, mentre nei terreni granulari la flocculazione non avviene e il riempimento dei vuoti dovuto ai prodotti cementanti tende a ridurre significativamente la conducibilità idraulica.

La letteratura scientifica relativa alla permeabilità dei terreni trattati con *fly ash* evidenzia risultati differenti in funzione della granulometria del terreno, della composizione chimica delle ceneri e delle condizioni di compattazione e maturazione. In generale, i terreni a grana fine tendono a mostrare incrementi iniziali della conducibilità idraulica, mentre i terreni granulari presentano più frequentemente riduzioni della permeabilità.

---

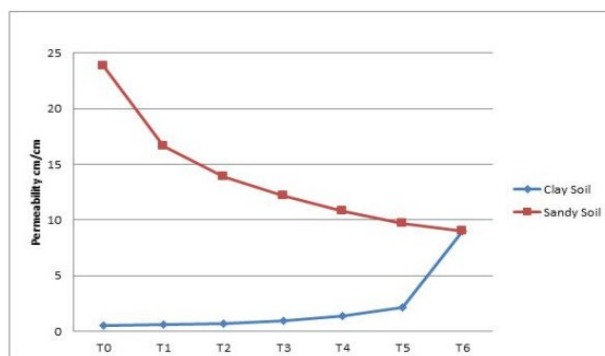
<sup>29</sup> Chew, S. H., Kamruzzaman, A. H. M., & Lee, F. H. (2004). *Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(7), 696–706.

<sup>30</sup> Wild, S., Arabi, M., & Rowlands, G. O. (1987). *Relation between pore size distribution, permeability and cementitious gel formation in cured clay-lime systems*. Materials Science and Technology, 3, 1005–1011.

Uno dei primi studi <sup>31</sup> che ha evidenziato tale comportamento confronta il comportamento di una sabbia e di un'argilla trattate con differenti percentuali di *fly ash*. Le prove di permeabilità hanno mostrato un comportamento opposto tra i due materiali: per la sabbia si osserva una riduzione della conducibilità idraulica da 23.80 cm/h a 12.14 cm/h con il 30% di *fly ash*, mentre per l'argilla trattata con la stessa % la permeabilità aumenta da 0.54 cm/h fino a 0.94 cm/h.

Secondo gli autori, il comportamento della sabbia è legato all'effetto di riempimento dei vuoti prodotto dalle particelle di cenere volante, mentre nel caso dell'argilla prevalgono fenomeni di flocculazione e aggregazione delle particelle fini, con aumento della macro porosità.

In tale studio, il grafico relativo alla variazione della conducibilità idraulica, visibile in Figura 4, mostra chiaramente due andamenti opposti: la sabbia presenta una progressiva diminuzione della permeabilità con l'aumentare della *fly ash*, mentre l'argilla evidenzia un incremento quasi lineare del coefficiente k.



T0=soil+0%FA, T1=soil+10%FA, T2=soil+20%FA, T3=soil+30%FA, T4=soil+40%FA, T5=soil+50%FA, T6=100%FA

Figura 4, permeabilità di sabbia e argilla miscelate con *fly ash*<sup>32</sup>

<sup>31</sup> Dhindsa, H.S., Sharma, R.D., & Kumar, R. (2016). *Role of fly ash in improving soil physical properties and yield of wheat (Triticum aestivum)*. Agricultural Science Digest, 36(2), 97–101.

<sup>32</sup> Dhindsa, H.S., Sharma, R.D., & Kumar, R. (2016). *Role of fly ash in improving soil physical properties and yield of wheat (Triticum aestivum)*

Risultati analoghi<sup>33</sup> sono stati ottenuti su un'argilla a media plasticità stabilizzata con percentuali crescenti di *fly ash* pari a 4%, 8%, 12% e 16%. I test, eseguiti mediante permeametro a carico variabile, hanno evidenziato un incremento progressivo della conducibilità idraulica all'aumentare del contenuto di cenere volante.

Il coefficiente di permeabilità del terreno naturale risultava pari a circa  $4.94 \times 10^{-6}$  mm/s, mentre con il 16% di *fly ash* il valore raggiunge circa  $1.02 \times 10^{-5}$  mm/s, corrispondente a un incremento superiore al 100%.

Nel lavoro citato, il grafico della conducibilità idraulica, visibile in Figura 5, evidenzia un incremento progressivo del coefficiente di permeabilità al crescere della percentuale di *fly ash*, con variazioni particolarmente marcate oltre il contenuto del 12% di additivo.

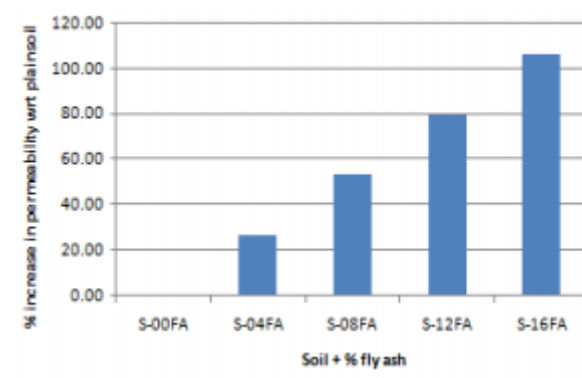


Figura 5, % di incremento in permeabilità con l'aggiunta di *fly ash*<sup>34</sup>

Diversi studi hanno inoltre evidenziato il ruolo fondamentale del tempo di maturazione. Sono stati studiati<sup>35</sup> terreni argillosi stabilizzati con *fly ash* di classe C e F (attivata con calce viva), valutando la conducibilità idraulica dopo 1, 7 e 28 giorni di *curing*.

<sup>33</sup> Chandel, A.S., & Kumar, U. (2016). *Permeability characteristics of clayey soil added with fly ash*. Proceedings of the International Conference on Emerging Trends in Civil Engineering (ICETCE-2016).

<sup>34</sup> Chandel, A.S., & Kumar, U. (2016). *Permeability characteristics of clayey soil added with fly ash*

<sup>35</sup> Turán, C., Yilmaz, Y., & Kaya, A. (2022). *Engineering behavior of clay soils stabilized with class C and class F fly ashes*. Arabian Journal of Geosciences, 15, 1032.

I risultati mostrano che immediatamente dopo il trattamento i campioni tendono a presentare valori di permeabilità più elevati a causa della flocculazione indotta dagli ioni calcio. Tuttavia, con l'aumentare del tempo di maturazione, la permeabilità diminuisce progressivamente per effetto dello sviluppo delle reazioni pozzolaniche e della formazione di prodotti cementanti.

Per i campioni trattati con *fly ash* di classe C, i valori di  $k$  passano da circa  $10^{-9}$  m/s dopo un giorno di maturazione a valori prossimi a  $10^{-10}$  m/s dopo 28 giorni.

Gli autori attribuiscono tale riduzione alla formazione di gel C-S-H e C-A-S-H che tendono a riempire progressivamente i vuoti della struttura porosa.

La tabella sviluppata in tale studio, visibile in Tabella 1, Effetti della *fly ash* e del tempo di stagionatura sul coefficiente di consolidazione e la permeabilità, mostra inoltre che il tempo di maturazione influenza significativamente il comportamento idraulico del terreno trattato. In particolare, i valori di permeabilità diminuiscono progressivamente tra 1 e 28 giorni di *curing*, soprattutto per i campioni trattati con *fly ash* di classe C.

Tabella 1, Effetti della *fly ash* e del tempo di stagionatura sul coefficiente di consolidazione e la permeabilità  
36

| Fly Ash Content (%) | Curing (Days) | Coefficient of Consolidation ( $C_v$ ) (mm <sup>2</sup> /min) | Permeability ( $k$ ) (m/min) |
|---------------------|---------------|---------------------------------------------------------------|------------------------------|
| 0% (control sample) | 1             | 1.9                                                           | $2.2 \times 10^{-8}$         |
| 0% (control sample) | 7             | 2.3                                                           | $2.3 \times 10^{-8}$         |
| 0% (control sample) | 28            | 2.1                                                           | $2.2 \times 10^{-8}$         |
| 15% class C         | 1             | 8.2                                                           | $5.0 \times 10^{-8}$         |
| 15% class C         | 7             | 5.5                                                           | $3.2 \times 10^{-8}$         |
| 15% class C         | 28            | 4.2                                                           | $2.2 \times 10^{-8}$         |
| 25% class C         | 1             | 9.4                                                           | $5.3 \times 10^{-8}$         |
| 25% class C         | 7             | 5.5                                                           | $2.8 \times 10^{-8}$         |
| 25% class C         | 28            | 4.0                                                           | $1.8 \times 10^{-8}$         |
| 15% class F         | 1             | 6.3                                                           | $7.1 \times 10^{-8}$         |
| 15% class F         | 7             | 5.7                                                           | $4.1 \times 10^{-8}$         |
| 15% class F         | 28            | 5.3                                                           | $3.2 \times 10^{-8}$         |
| 25% class F         | 1             | 8.7                                                           | $7.4 \times 10^{-8}$         |
| 25% class F         | 7             | 6.0                                                           | $4.2 \times 10^{-8}$         |
| 25% class F         | 28            | 5.8                                                           | $3.3 \times 10^{-8}$         |

<sup>36</sup> Turán C. et al., 2022, "Engineering behavior of clay soils stabilized with class C and class F fly ashes

Per i terreni granulari la letteratura scientifica mostra generalmente una riduzione della conducibilità idraulica.

Uno studio recente <sup>37</sup> si basa prove di permeabilità su sabbie quarzose stabilizzate con *fly ash* e calce. Le miscele contenevano percentuali di *fly ash* comprese tra 5% e 15%, e i campioni venivano preparati all'umidità ottimale mediante compattazione Proctor Standard. I risultati mostrano una riduzione significativa della permeabilità all'aumentare del contenuto di *fly ash*. I valori di  $k$  passano da circa  $2.67 \times 10^{-3}$  cm/s per il terreno naturale fino a valori dell'ordine di  $1.61 \times 10^{-4}$  cm/s per campioni trattati con il 15% di *fly ash*.

Secondo gli autori, il comportamento osservato è dovuto principalmente all'effetto filler delle particelle di cenere volante e alla maggiore densificazione della struttura granulare.

Tuttavia, il comportamento delle sabbie limose non è sempre univoco<sup>38</sup>, talvolta è stato osservato un incremento della permeabilità in una sabbia limosa trattata con *fly ash* ad alto contenuto di calcio.

I valori medi della permeabilità verticale aumentano da circa  $1.47 \times 10^{-5}$  cm/s per il terreno naturale fino a oltre  $4.53 \times 10^{-5}$  cm/s per miscele contenenti elevate quantità di *fly ash*.

Secondo gli autori, questo comportamento è dovuto all'elevata porosità intrinseca della *fly ash* e alla somiglianza granulometrica tra le particelle limose e quelle della cenere volante.

Tale andamento è visibile in Figura 6.

---

<sup>37</sup> Nithin, S., & Sayida, M. K. (2012). *Stabilization of silty sand using fly ash and coir fiber*. In *Recent Advances in Civil Engineering (RACE 2012 Conference Proceedings)*.

<sup>38</sup> Galupino, E. J. G., & Dungca, J. R. (2015). *Permeability characteristics of soil-fly ash mix*. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*, 10(15), 6440–6447.

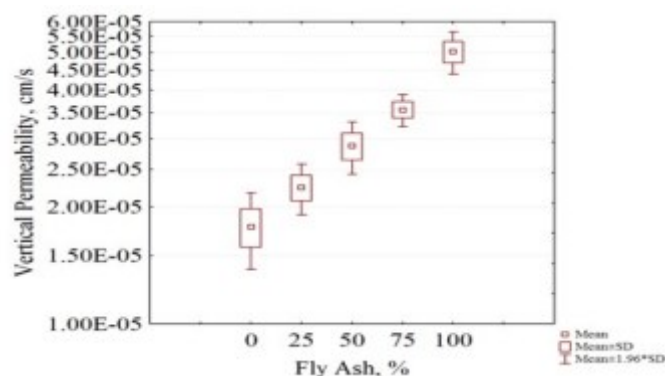


Figura 6, Effetto della fly ash sulla permeabilità verticale quando aggiunta al terreno<sup>39</sup>

In un ulteriore studio recente<sup>40</sup>, viene analizzato il comportamento di una sabbia fine classificata come *poorly graded sand* (SP) trattata con differenti percentuali di *fly ash* comprese tra il 5% e il 25%, utilizzando inoltre un contenuto fisso del 3% di cemento come attivatore delle reazioni pozzolaniche. Lo studio si concentra principalmente sull'influenza del trattamento sulla permeabilità del terreno, oltre che sulle proprietà meccaniche e di compattazione.

Le prove sperimentali sono state eseguite mediante test di permeabilità a carico variabile (*falling head permeability tests*) su campioni compattati al contenuto ottimo d'acqua. I risultati mostrano che il terreno naturale presenta valori di conducibilità idraulica dell'ordine di  $10^{-4}$ – $10^{-5}$  m/s, tipici delle sabbie fini, mentre nei campioni trattati si osserva una progressiva diminuzione del coefficiente di permeabilità  $k$  all'aumentare del contenuto di fly ash e del tempo di curing. In particolare, le miscele contenenti il 20–25% di fly ash mostrano la riduzione più significativa della permeabilità, con valori di  $k$  inferiori di circa un ordine di grandezza rispetto alla sabbia non trattata, come visibile in Figura 7. Gli autori attribuiscono questo comportamento al riempimento dei vuoti tra i granuli sabbiosi da parte

<sup>39</sup> Galupino, E. J. G., & Dungca, J. R. (2015). *Permeability characteristics of soil-fly ash mix.*)

<sup>40</sup> Yazıcı, E., Akgün, H. (2024). *Investigation of Cement and Fly Ash on the Improvement of Fine Sand Soil.* Applied Sciences, 14(7), 2908.

delle particelle fini della *fly ash* e alla formazione di prodotti cementanti derivanti dalle reazioni pozzolaniche, che rendono la struttura del terreno progressivamente più densa e meno permeabile.

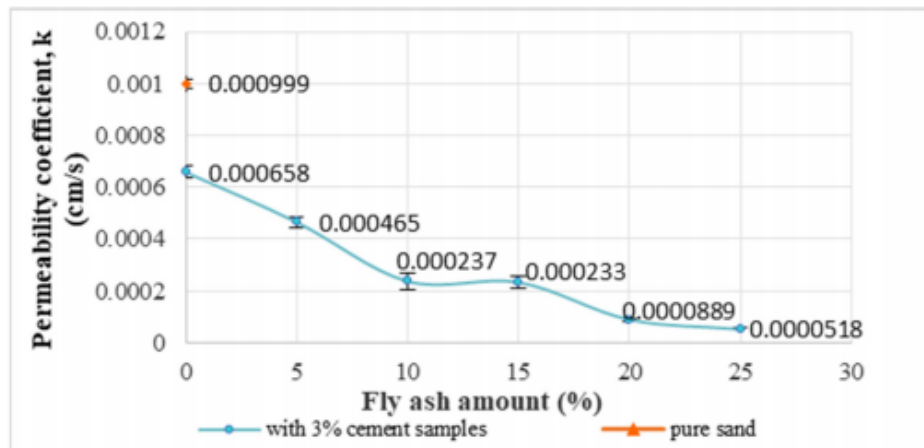


Figura 7, risultati dei test di permeabilità<sup>41</sup>

In conclusione, la letteratura scientifica disponibile mostra come il comportamento idraulico dei terreni trattati con *fly ash* e calce sia estremamente complesso e fortemente dipendente dalla natura del terreno e dalle condizioni di trattamento.

Nei terreni fini, l'aggiunta di *fly ash* tende frequentemente a produrre un incremento iniziale della conducibilità idraulica a causa dei fenomeni di flocculazione e dell'aumento della macro porosità. Tuttavia, con il progredire delle reazioni pozzolaniche e della maturazione, si osserva spesso una successiva modesta riduzione della permeabilità.

Nei terreni granulari, invece, prevale generalmente l'effetto di riempimento dei vuoti e di cementazione, con conseguente riduzione della conducibilità idraulica.

L'utilizzo combinato di *fly ash* e calce rappresenta attualmente uno degli approcci più promettenti, poiché consente di sfruttare contemporaneamente i benefici della stabilizzazione alcalina e del riutilizzo sostenibile dei sottoprodotti industriali.

<sup>41</sup> Yazıcı, E., Akgün, H. (2024). *Investigation of Cement and Fly Ash on the Improvement of Fine Sand Soil*

Nonostante i numerosi studi presenti in letteratura, risultano ancora limitate le ricerche dedicate all'evoluzione a lungo termine della permeabilità e alla possibile correlazione tra microstruttura, condizioni di compattazione e conducibilità idraulica. Inoltre, molti studi riportano risultati differenti in funzione della tipologia di terreno e della composizione chimica delle ceneri volanti, rendendo necessario un ulteriore approfondimento sperimentale.

In questo contesto si inserisce il presente lavoro sperimentale, finalizzato alla valutazione della permeabilità di terreni trattati con calce e *fly ash*, con particolare attenzione agli effetti del contenuto d'acqua di compattazione, del tempo di maturazione e delle caratteristiche granulometriche del terreno.

### 3. MATERIALI E METODI

La ricerca condotta ha richiesto l'impiego di differenti prove (che verranno successivamente spiegate nel dettaglio). L'esecuzione di diverse prove richiede ovviamente l'utilizzo di una vasta gamma di strumenti, alcuni comuni a più prove ed altri specifici delle singole. Questa sezione, oltre alla descrizione dei materiali impiegati, fornirà una panoramica esaustiva della strumentazione utilizzata nelle diverse prove, evidenziando sia gli strumenti comuni che quelli specifici per ciascuna metodologia. Tale analisi dettagliata consentirà una comprensione approfondita del processo sperimentale condotto e delle considerazioni tecniche coinvolte nella sua esecuzione.

### *3.1 Terreni utilizzati e fly ash*

#### *3.1.1 Caolino statunitense*

Il caolino è un'argilla costituita prevalentemente dal minerale caolinite, appartenente al gruppo dei fillosilicati<sup>42</sup>. Il materiale utilizzato, di provenienza statunitense, deriva generalmente da processi di alterazione chimica di rocce feldspatiche<sup>43</sup> ed è ampiamente impiegato sia in ambito industriale che scientifico.

Tra gli utilizzi più comuni si annoverano<sup>44</sup>:

- industria ceramica e porcellane;
- produzione di carta e rivestimenti;
- applicazioni farmaceutiche e cosmetiche;
- utilizzo come materiale di riferimento in studi geotecnici.

In ambito sperimentale, il caolino è frequentemente adottato come materiale modello, grazie alla sua relativa omogeneità e riproducibilità. Nel presente studio, il materiale è stato sottoposto a caratterizzazione granulometrica tramite aerometria e determinazione dei limiti di consistenza. La sigla che verrà data ai campioni confezionati con questo terreno nella seguente tesi è C.

#### *3.1.2 Sabbia del Ticino*

La sabbia del Ticino è un materiale naturale di origine alluvionale, proveniente dai depositi fluviali del Fiume Ticino, nell'Italia settentrionale. Essa è costituita principalmente da particelle di natura silicea, derivanti dall'erosione e dal trasporto di rocce alpine<sup>45</sup>.

Questo tipo di sabbia è ampiamente utilizzato in:

---

<sup>42</sup> USGS, *Kaolin and Kaolin Deposits*

<sup>43</sup> British Geological Survey, *Kaolin (China Clay) – Mineral Planning Factsheet*

<sup>44</sup> Imerys, *Kaolin: Properties and Applications*

<sup>45</sup> Encyclopaedia Britannica, *Sand – Natural Material Description and Formation*

- edilizia (calcestruzzi e malte);
- opere geotecniche (riempimenti, sottofondi);
- prove di laboratorio come materiale granulare di riferimento.

La sua diffusione e disponibilità la rendono un materiale rappresentativo dei terreni sabbiosi naturali. Anche in questo caso, il campione utilizzato è stato sottoposto a prove granulometriche (solo analisi tramite setacci) al fine di determinarne la distribuzione dimensionale reale e verificarne la conformità alle caratteristiche attese. La sigla che verrà data ai campioni confezionati con questo terreno nella seguente tesi è ST.

### *3.1.3 Bentonite sodica naturale – Bentosund AU*

La bentonite utilizzata, commercializzata con il nome Bentosund AU, è una bentonite sodica naturale, costituita prevalentemente da montmorillonite, un minerale appartenente al gruppo delle argille espandibili<sup>46</sup>.

Le bentoniti sodiche sono note per la loro elevata capacità di assorbire acqua e di aumentare di volume, proprietà che le rendono particolarmente idonee per numerose applicazioni, tra cui<sup>47</sup>:

- barriere impermeabili (discariche, opere ambientali);
- fanghi di perforazione;
- opere di impermeabilizzazione e contenimento;
- ingegneria geotecnica (miscele e trattamenti del terreno). La sigla che verrà data ai campioni confezionati con questo terreno nella seguente tesi è B.

---

<sup>46</sup> USGS, *Bentonite and Fuller's Earth Statistics and Information*

<sup>47</sup> Clariant, *Bentonite – Technical Data and Applications*

Il prodotto considerato è di origine naturale ma sottoposto a processi di selezione e lavorazione industriale. Nonostante la presenza di specifiche tecniche fornite dal produttore, si è ritenuto necessario eseguire una caratterizzazione sperimentale mediante prove di laboratorio (limiti di Atterberg e aerometria), al fine di verificare le proprietà effettive del materiale impiegato.

Di seguito, in Figura 8, è riportata un'immagine scattata nella prima fase di preparazione dei campioni per l'essiccamento, che è utile per inquadrare qualitativamente i terreni ai fini visivi.



*Figura 8, Campioni di terreno utilizzati per la sperimentazione*

### 3.1.4 Fly ash 48

Le ceneri volanti (*Fly Ash*, FA) impiegate nel presente studio, fornite dall'azienda General Admixtures S.p.A.<sup>49</sup>, appartengono alla classe F e presentano un'elevata reattività pozzolanica. Sono dotate di marcatura CE secondo le norme UNI EN 450-1 e UNI EN 12620. La composizione chimica del materiale risulta costituita principalmente da silicio (45%), alluminio (23%), ferro (10%), calcio (10%) e potassio (4%), oltre a una restante quota del 7% rappresentata da altri elementi, considerando percentuali in peso al netto dell'ossigeno (Figura 9). Il peso specifico del materiale è pari a 2,20.

La caratterizzazione chimica è stata eseguita mediante analisi EDS (*Energy Dispersive Spectroscopy*) utilizzando un microscopio elettronico FESEM SUPRA40 prodotto da ZEISS. Prima dell'analisi, i campioni sono stati sottoposti a essiccamento all'aria e successivamente metallizzati con un sottile rivestimento aureo tramite sputter coater Emitech K550, al fine di migliorarne la conducibilità elettrica.

L'osservazione morfologica e microstrutturale delle particelle è stata effettuata mediante microscopia elettronica a scansione (SEM). Le immagini ottenute hanno evidenziato una prevalente morfologia sferica delle particelle costituenti le ceneri volanti, con dimensioni variabili tra 0,35  $\mu\text{m}$  e 61  $\mu\text{m}$ , determinate attraverso diverse acquisizioni SEM (Figura 10).

---

<sup>48</sup> Di Sante, M et al., (2026) - *Compaction characteristics and hydraulic conductivity of a sandy silt treated with sustainable binders*. Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna.

<sup>49</sup> General Admixtures S.p.A- Scheda tecnica MICRO-POZZ PFA

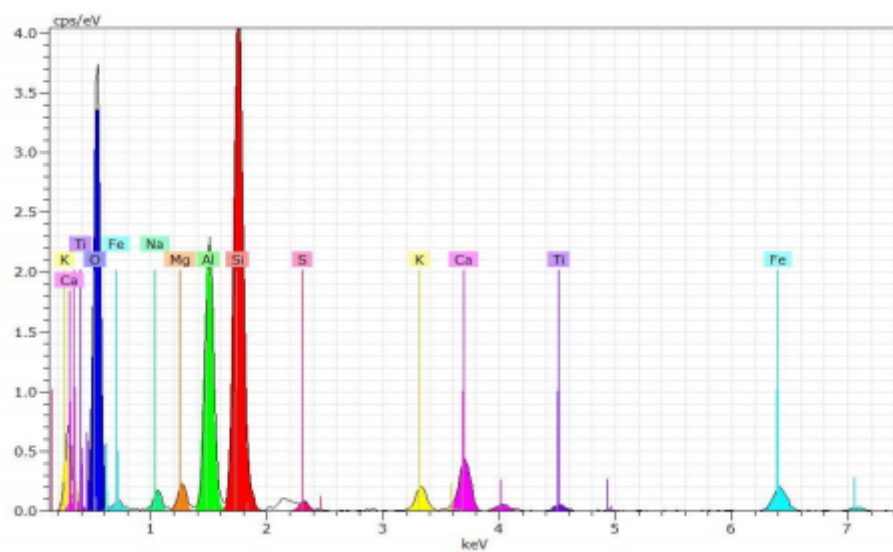


Figura 9, Risultati Micrografia EDS (Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy) della Micro-Pozz PFA.

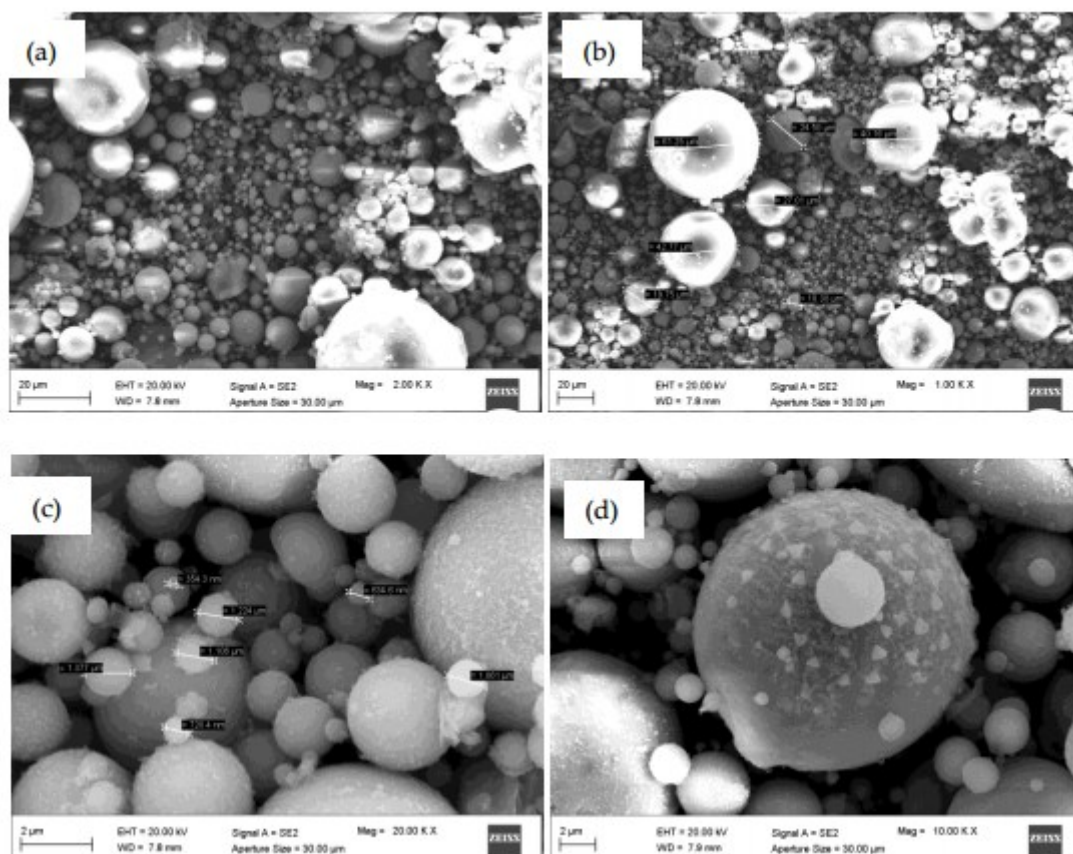


Figura 10, Immagini SEM microstruttura Micro-Pozz PFA; (a) Ingrandimento 2.0 kx; (b) Ingrandimento 1.0 kx; (c) Ingrandimento 20.0 kx; (d) Ingrandimento 10.0 kx.

L'identificazione delle principali fasi mineralogiche cristalline presenti nel materiale è stata condotta tramite analisi di diffrazione a raggi X (XRD), impiegando un diffrattometro Philips dotato di generatore PW1730, goniometro PW1050/70 e radiazione CuK $\alpha$ . Dalle analisi sono risultate predominanti le fasi di quarzo (SiO $_2$ ), ossido di calcio (CaO) e mullite (Al $_{4.56}$ Si $_{1.44}$ O $_{9.72}$ ) (Figura 11).

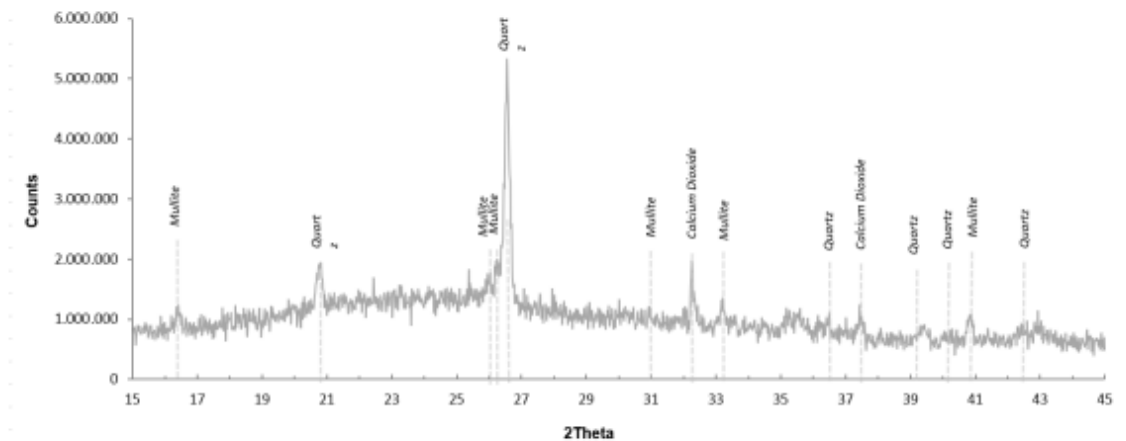


Figura 11, Analisi diffrattometrica XRD della cenere volante Micro-Pozz PFA.

4. Calce<sup>50</sup>: La calce utilizzata è una calce viva calcica fine (QL, Quick Lime), classificata come CL80-Q dp secondo la normativa UNI EN 459-1, con granulometria completamente passante al setaccio ASTM 200, corrispondente a un'apertura di 75  $\mu$ m. Essa viene utilizzata per creare un ambiente alcalino di attivazione per la *fly ash* e per contribuire alle reazioni con il terreno. Nello specifico, *fly ash* di classe F (ricche in silicio e alluminio) vengono attivate al meglio in presenza di un materiale ricco in calcio, quale il limo.<sup>51 52</sup>

<sup>50</sup> Di Sante, M et al., (2026) - *Compaction characteristics and hydraulic conductivity of a sandy silt treated with sustainable binders*. Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna.

<sup>51</sup> Kampala, A.; Horpibulsuk, S. (2013) - Engineering properties of silty clay stabilized with calcium carbide residue. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 25 (5) 632–644

<sup>52</sup> Palomo, A et al., (2014) - A review on alkaline activation: new analytical perspectives, *Materiales de Construcción* 64 (315)

### *3.2 Strumentazione per le prove eseguite*

A seguire sono descritte le attrezzature di laboratorio impiegate

Bilancia tecnica: strumento in grado di misurare la massa con una precisione di circa 0,01 g.

Quella utilizzata, visibile in Figura 12, è di produzione della ditta Sartorius.



*Figura 12, Bilancia tecnica*

Stufa da essiccazione: strumento necessario ad essiccare il campione a una temperatura di 105°, in modo tale da determinare il contenuto d'acqua. La stufa è prodotta dalla ditta instruments bernareggio ed è visibile in Figura 13.



*Figura 13, Stufa da essiccazione*

Contenitori e utensili ausiliari (spatole, pennelli), utilizzati per il recupero completo del materiale e per minimizzare le perdite durante le operazioni.

## STRUMENTAZIONE PER L'ANALISI GRANULOMETRICA MEDIANTE SETACCIATURA <sup>53</sup>

Setacci normalizzati: visibili in Figura 14 costituiti da telaio circolare in materiale metallico e rete a maglia calibrata in acciaio inox. I setacci presentano aperture nominali standardizzate e sono stati utilizzati in serie a maglia decrescente. Le aperture delle maglie sono conformi alle serie normalizzate ASTM, la serie utilizzata ha aperture comprese tra 75 mm e 75  $\mu$ m, quest'ultimo rappresentante il limite convenzionale tra frazione granulare grossolana e frazione fine. Le varie dimensioni delle maglie dei setacci sono riportate in Figura 15.

---

<sup>53</sup> ASTM D6913/D6913M – 17, Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis



Figura 14, Setacci normalizzati

| Sieve Designation in Accordance with E11 |          |             |             |
|------------------------------------------|----------|-------------|-------------|
| Alternative                              | Standard | Alternative | Standard    |
| Lid                                      |          | No. 10      | 2.00 mm     |
| 3 in.                                    | 75 mm    | No. 20      | 850 $\mu$ m |
| 2 in.                                    | 50 mm    | No. 40      | 425 $\mu$ m |
| 1-½ in.                                  | 37.5 mm  | No. 60      | 250 $\mu$ m |
| 1 in.                                    | 25.0 mm  | No. 100     | 150 $\mu$ m |
| ¾ in.                                    | 19.0 mm  | No. 140     | 106 $\mu$ m |
| ½ in.                                    | 9.5 mm   | No. 200     | 75 $\mu$ m  |
| No. 4                                    | 4.75 mm  | Pan         |             |

<sup>4</sup>A lid is typically not used or needed when using rectangular coarser sieves having dimensions greater than 200 mm or 8 in.

Figura 15, Dimensioni dei magli dei setacci secondo la normativa ASTM D6013/D6013M

## STRUMENTAZIONE PER LA PROVA CON IL PICNOMETRO<sup>54</sup>

Picnometro: è un recipiente volumetrico calibrato utilizzato per la determinazione del peso specifico dei solidi mediante il metodo dello spostamento d'acqua. Esso consente di ricavare il volume dei solidi a partire da misure di massa in diverse condizioni (vuoto, riempito con acqua e contenente il campione), garantendo elevata precisione grazie al controllo del volume e delle condizioni termiche del sistema (Figura 16).

<sup>54</sup> ASTM D854-23, Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by the Water Displacement Method

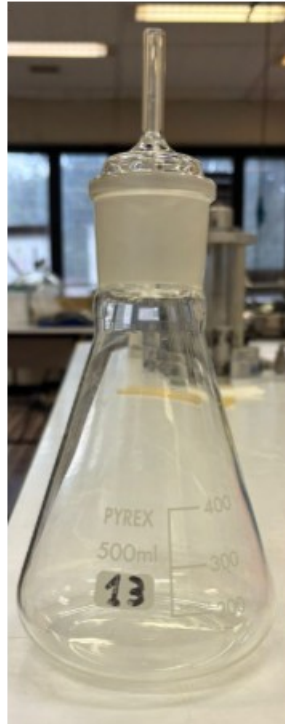


*Figura 16, Picnometro*

## STRUMENTAZIONE PER L'AEROMETRIA<sup>55</sup>

La strumentazione per l'aerometria è elencata a seguire.

Densimetro di tipo 151H: strumento utilizzato per misurare la densità di un fluido o di una sospensione. In ambito geotecnico, esso trova applicazione nell'analisi granulometrica per sedimentazione, dove consente di determinare la densità della sospensione acqua-terreno nel tempo. Le variazioni di densità misurate permettono di valutare la quantità di particelle ancora in sospensione e, di conseguenza, di risalire alla distribuzione granulometrica delle frazioni fini del terreno. Le caratteristiche del modello utilizzato sono una taratura a +15°C

---

<sup>55</sup> ASTM D7928 – 17, Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis

(verranno quindi eseguite delle correzioni in base alla temperatura effettiva dell'acqua), e un range di densità che va da 0,995 a 1,038 g/cm<sup>3</sup> (Figura 17).



*Figura 17, Densimetro di tipo 151H*

2) Cilindro di sedimentazione: recipiente graduato (da 1 litro) in cui viene preparata la sospensione acqua-terreno e nel quale avviene il processo di sedimentazione (Figura 18).



*Figura 18, Cilindro di sedimentazione<sup>56</sup>*

---

<sup>56</sup> [www.geologopaletto.it](http://www.geologopaletto.it)

3) Termometro: necessario per misurare la temperatura della sospensione, parametro influente sulla viscosità del fluido e quindi sulla velocità di sedimentazione (Figura 19).



*Figura 19, Termometro <sup>57</sup>*

4) Cronometro: utilizzato per registrare con precisione i tempi di lettura del densimetro.

5) Vasca termostatica: utilizzata per inserire i cilindri graduati al suo interno al fine di evitare vibrazioni o movimenti che possano falsificare la lettura e per mantenere stabile la prova (Figura 20).



*Figura 20, Vasca termostatica*

---

<sup>57</sup> [www.profilab24.com](http://www.profilab24.com)

6) Cup e agitatore: Composti da un contenitore all'interno del quale mettere il materiale in soluzione con il sodio esametafosfato al fine di utilizzare l'agitatore per miscelare e evitare la formazione di grumi (Figura 21 e Figura 22).



*Figura 21, Cup*



*Figura 22, Agitatore*

7) Sodio esametafosfato: è un agente deflocculante con formula chimica  $\text{Na}_6[(\text{PO}_3)_6]$ , aggiunto al terreno e utilizzato per evitare che le particelle molto fini si attacchino alle grossolane e falsino la prova. La tipologia di sodio utilizzato risulta essere visibile in Figura 23.



*Figura 23, Sodio esametafosfato*

## STRUMENTAZIONE PER LA DETERMINAZIONE DEI LIMITI DI ATTERBERG<sup>58</sup>

Apparecchio di Casagrande: riportato in Figura 24, il modello utilizzato è stato prodotto da F.Belladonna, è lo strumento principale per la determinazione del limite liquido ed è costituito da:

- Coppa in ottone, incernierata, nella quale viene posto il campione di terreno
- Base rigida rivestita in gomma dura, che garantisce una risposta elastica standardizzata
- Sistema a manovella, che consente il sollevamento e la caduta controllata della coppa, le cui dimensioni sono riportate nel seguito:

---

<sup>58</sup> ASTM D2487 – 17<sup>e1</sup>, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)

- Diametro interno superiore: circa  $54 \pm 2$  mm
- Diametro interno alla base: circa  $45 \pm 2$  mm
- Profondità: circa  $10 \pm 1$  mm
- Spessore del materiale (ottone): sufficiente a garantire rigidità senza deformazioni

La forma è emisferica/tronco-conica con superficie interna liscia.



*Figura 24, Apparecchio di Casagrande*

I Parametri operativi normativi sono:

- Altezza di caduta della coppa:  $10 \pm 0,2$  mm
- Frequenza di caduta: circa 2 colpi al secondo

Il sistema deve garantire una caduta libera e ripetibile, senza attriti o giochi meccanici significativi.

2) Utensile scanalatore (*Grooving tool*): Strumento utilizzato per realizzare la scanalatura nel terreno (Figura 25), la cui geometria prevede:

- Larghezza alla base: 2 mm
- Larghezza superiore: 11 mm
- Profondità: 8 mm
- Profilo a V normalizzato



*Figura 25, Utensile scanalatore*

3) Contenitori per contenuto d'acqua: Contenitori cilindrici numerati, realizzati in metallo (tipicamente alluminio), resistenti alle temperature tipiche di essiccamento (Figura 26).



*Figura 26, contenitori per la misura del contenuto d'acqua*<sup>59</sup>

4) Piastra di marmo: superficie liscia e non assorbente, utilizzata per la lavorazione del terreno durante la prova del limite plastico (prova di fessurazione del bastoncino)

---

<sup>59</sup> [www.chinesemoulds.cn](http://www.chinesemoulds.cn)

- 5) Bastoncino metallico: bastoncino di riferimento utilizzato per eseguire la prova per definire il limite plastico, con diametro normativo= 3mm.
- 6) Acqua distillata: Utilizzata per evitare interferenze chimiche, aggiunta al terreno per valutarne il limite liquido e plastico.

## STRUMENTAZIONE PER LA DIFFRATTOMETRIA A RAGGI X

Diffrattometro a raggi x<sup>60</sup>: Strumento costituito principalmente da una sorgente di raggi X, un goniometro, un porta campione e un rivelatore. La sorgente genera radiazioni X attraverso un tubo radiogeno, generalmente dotato di anodo in rame, poiché la radiazione Cu-K $\alpha$  possiede una lunghezza d'onda particolarmente adatta allo studio dei minerali. Il fascio prodotto viene collimato e diretto verso il campione; durante la misura il sistema sorgente-rivelatore ruota secondo una geometria definita, spesso di tipo Bragg-Brentano, mentre il campione rimane fermo oppure ruota lentamente per migliorare la rappresentatività statistica della misura. Il detector registra l'intensità della radiazione diffratta in funzione dell'angolo  $2\theta$ , producendo il cosiddetto diffrattogramma, ossia un grafico in cui ogni picco corrisponde a specifiche distanze interplanari del reticolo cristallino. Esso risulta essere visibile in Figura 27. Il modello utilizzato è un diffrattometro Philips avente un generatore di raggi x PW1730 e goniometro di rilevazione angoli PW1050/70.

---

<sup>60</sup> <https://www.istemi.it/servizi/diffrazione-a-raggi-x-xrd?>

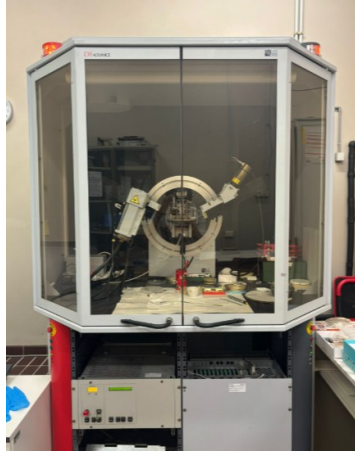


*Figura 27 diffrattometro Philips*

## STRUMENTAZIONE PER LA PROVA PROCTOR<sup>61</sup>

Di seguito sono elencati gli strumenti utilizzati per la compattazione.

**Fustella (*Mold Assembly*):** È un contenitore cilindrico metallico in cui viene compattato il terreno, (Figura 28). È completato da una base rigida e da un collare di estensione ( $\geq 51$  mm di altezza). La sua funzione è di contenere il campione durante la compattazione e definire un volume interno noto per il calcolo della densità. Di seguito vengono riportate le dimensioni della fustella.

- Stampo da 4 pollici (Metodo A e B)
  - Diametro interno: 101,6 mm
  - Altezza: 116,4 mm
  - Volume:  $\approx 943 \text{ cm}^3$

---

<sup>61</sup> ASTM D698-12 Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))



*Figura 28, Fustella*

2. Pestello (Rammer): Strumento utilizzato per applicare l'energia di compattazione. Ha la funzione di compattare il terreno tramite caduta libera, fornendo energia standard pari a  $600 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ . Per questa prova si è utilizzata la tipologia manuale, (Figura 29). Vengono di seguito riportate le caratteristiche del pestello utilizzato.

Caratteristiche:

- Massa: 2,5 kg (5.5 lb)
- Altezza di caduta: 305 mm
- Diametro faccia battente: 50,8 mm



*Figura 29, Pestello*

3. Estrattore per campione (*Sample Extruder*): E' un dispositivo a vite o a leva, (Figura 30), con la funzione di estrarre il provino compattato dallo stampo senza alterarne la struttura.



*Figura 30, Estrattore per campione*

## STRUMENTAZIONE PER LA PROVA DI PERMEABILITÀ<sup>62</sup>

Permeametro FWP (*Flexible Wall Permeameter*- permeametro a parete flessibile): E' una cella di tipo triassiale che durante la prova contiene il provino saturo, (Figura 31). La funzione è applicare pressione di confinamento e permettere il flusso d'acqua attraverso il campione. E' costituito da una camera cilindrica, base e piastra superiore, che deve garantire tenuta idraulica e controllo delle pressioni. Le dimensioni non sono fisse, adattabili al provino. La base presenta 4 valvole di regolazione del drenaggio entrante e uscente (collegate con l'esterno attraverso tubi in plastica trasparente) e una valvola per il riempimento della cella. Al fluido di cella si applica una pressione isotropa di contenimento che viene trasferita al campione avvolto da una membrana in lattice che impedisce lo scambio idraulico con l'acqua di cella.

---

<sup>62</sup> ASTM D5084-10 Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter



*Figura 31, Permeametro a pareti flessibili*

2. Base e Top Cap: parti integranti del permeametro visibili nella Figura 31, hanno la funzione di supportare il campione e distribuire il flusso. Devono essere rigidi e impermeabili, con superficie liscia per evitare perdite. Il diametro deve essere uguale a quello del provino (tolleranza  $\pm 5\%$ ).

3. Membrana flessibile: Ha la funzione di isolare il campione dal fluido di cella, è fatta in gomma o lattice, deve essere priva di difetti. Il diametro non stirato deve corrispondere al 90-95% del diametro del provino e si fissa alla base al top cap mediante O-ring di tenuta (fig x). Risulta essere visibile in Figura 32.



*Figura 32, Membrana flessibile*

4. Pietre porose (*Porous stones*): La funzione è ridistribuire il flusso idraulico su tutta la superficie del campione. Sono formate da carburo di silicio o ossido di alluminio e devono essere più permeabili del terreno in esame. Devono avere stesso diametro del provino ( $\pm 5\%$ ) e spessore sufficiente a non rompersi (Figura 33).



*Figura 33, Pietre porose*

5. Carta filtro: Va posizionata al di sopra della pietra porosa alla base e al di sotto della pietra porosa in testa, per evitare l'intasamento delle stesse con particelle fini provenienti dal provino. Esse devono avere bassissima resistenza idraulica (trascurabile) e stesso diametro delle pietre porose.
6. Acqua di rubinetto: Fluido con cui si eseguirà la prova, al fine di simulare le condizioni reali di posa in opera del terreno.
7. Pannello di controllo: pannello formato dalle componenti descritte di seguito, e visibile in Figura 34. Il suo scopo è regolare le pressioni e i volumi d'acqua.



*Figura 34, Pannello di controllo*

7.1 Sistema idraulico (tubi, valvole, linee): Caratterizzato da linee di ingresso (*influent*), linee di uscita (*effluent*) e linee di cella. La funzione è convogliare il flusso attraverso il campione. E' caratterizzato da tubazioni rigide e diametri tali da evitare bolle d'aria ma senza perdite di carico eccessive.

7.2 Sistema di misura del flusso: Formato da burette graduate utilizzare per definire il volume d'acqua in entrata e in uscita.

7.3 Sistema di pressione (*cell pressure system*): La funzione è applicare la pressione di confinamento. E' composto da serbatoio, regolatore di pressione e sorgente (aria compressa o pistone).

7.4 Strumenti di misura della pressione: digitali collocati sui pannelli.

8. Sistema di diserazione: Lo strumento utilizzato è tipicamente una pompa a vuoto, con la funzione di rimuovere aria dall'acqua e dalle linee (Figura 35). Il produttore del modello utilizzato è Vacuubrand.



Figura 35, Sistema di deareazione

9. Permeametro a pareti rigide (consolidometro): è un dispositivo costituito da una cella cilindrica rigida all'interno della quale viene inserito il provino di terreno. A differenza del permeametro a pareti flessibili precedentemente descritto, in questo caso il campione risulta confinato lateralmente direttamente dalla parete rigida della cella, senza l'utilizzo di una membrana. Il dispositivo permette di imporre il passaggio dell'acqua attraverso il provino e di valutarne il comportamento idraulico. Lo strumento utilizzato è visibile in Figura 36.



*Figura 36, Consolidometro*

#### Caratteristiche dimensionali della cella

La cella utilizzata presenta un diametro esterno pari a 8,20 cm, uno spessore delle pareti di 0,50 cm e conseguentemente un diametro interno pari a 7,20 cm. L'altezza della parte cilindrica della cella è pari a 5,20 cm, mentre la parte superiore dello strumento presenta un'altezza complessiva di 8,71 cm.

Nella parte superiore è presente un pistone, avente altezza pari a 3,16 cm, che permette di trasmettere il carico verticale al provino. Il pistone è inserito all'interno della parte

superiore dello strumento e consente di mantenere il campione confinato lateralmente durante l'esecuzione della prova, permettendo l'applicazione del carico nella direzione verticale.

Il dispositivo è inoltre costituito da base, *top cap*, pietre porose, carta filtro e sistema di drenaggio, aventi le medesime funzioni già descritte per il permeametro a pareti flessibili.

La base e la parte superiore permettono inoltre il collegamento alle linee di ingresso e uscita dell'acqua, necessarie per il passaggio del fluido attraverso il provino.

La principale differenza rispetto al permeametro a pareti flessibili risiede quindi nella modalità di confinamento del campione: mentre nel primo caso il confinamento laterale è garantito dalla membrana e dalla pressione applicata al fluido di cella, nel permeametro a pareti rigide esso è direttamente fornito dalla parete cilindrica dello strumento.

## STRUMENTAZIONE PER LE OSSERVAZIONI E L'ANALISI DELLA MICROSTRUTTURA<sup>63</sup>

Allo scopo è stato utilizzato il microscopio elettronico a scansione, uno strumento costituito essenzialmente da una sorgente di elettroni, da lenti elettromagnetiche per la focalizzazione del fascio, da una camera porta-campione mantenuta sotto vuoto e da differenti detector per la raccolta dei segnali emessi. Tra i rivelatori più utilizzati vi sono il detector di elettroni secondari, particolarmente efficace per l'osservazione della morfologia superficiale, e il detector di elettroni retrodiffusi, che permette di evidenziare contrasti composizionali tra differenti fasi mineralogiche. Gli ingrandimenti ottenibili possono

---

<sup>63</sup> Li, L. et al., (2024) - *A Review of Principles, Analytical Methods, and Applications of SEM-EDS in Cementitious Materials Characterization*. Advanced Materials Technologies.

superare le 100.000 volte, rendendo possibile l'osservazione dettagliata delle particelle e delle strutture porose dei geomateriali. Lo strumento utilizzato, fabbricato da Oxford Instruments, è visibile in Figura 37, ed è il modello Tescan Vega3 LMU.

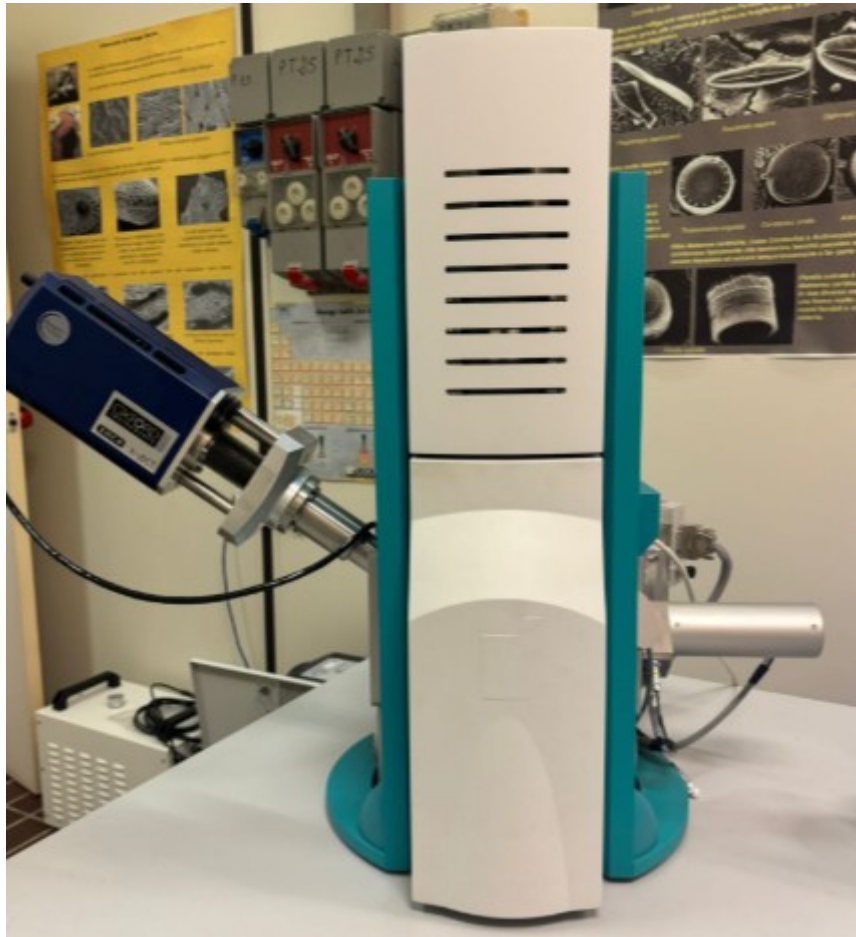


*Figura 37, Microscopio elettronico a scansione*

#### STRUMENTAZIONE PER LA PROVA XRF

Lo spettrometro a fluorescenza a raggi X è uno strumento costituito essenzialmente da un tubo a raggi X, che rappresenta la sorgente della radiazione incidente, da un portacampioni sul quale viene posizionato il materiale da analizzare, da un sistema di collimatori e filtri per la regolazione del fascio e da un rivelatore, incaricato di acquisire la radiazione emessa dal campione. L'apparecchiatura è inoltre dotata di un sistema elettronico per l'elaborazione del segnale e di un software dedicato all'acquisizione e all'interpretazione

degli spettri. Nel settore geotecnico, la tecnica XRF viene impiegata principalmente per determinare la composizione chimica globale dei materiali, espressa in termini di principali ossidi, quali  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{TiO}_2$ . Un esempio dello strumento è visibile in Figura 38.



*Figura 38, Spettrometro a fluorescenza a raggi  $x$ <sup>64</sup>*

### *3.3 METODI SPERIMENTALI – Prove geotecniche*

La caratterizzazione di un terreno attraverso prove granulometriche e determinazioni dei limiti di consistenza rappresenta una fase fondamentale nell'ambito della geotecnica in quanto consente di definire in modo quantitativo le proprietà fisiche e il comportamento dei terreni al variare del contenuto d'acqua.

In particolare, l'insieme delle prove di analisi granulometrica (per setacciatura e sedimentazione) e dei limiti di Atterberg permette di ottenere una descrizione completa della

---

<sup>64</sup> [www.unifi.it](http://www.unifi.it)

composizione del terreno, distinguendo tra frazioni grossolane e fini e valutando l'influenza del contenuto d'acqua sul comportamento del materiale.

Queste informazioni risultano indispensabili per la classificazione dei terreni secondo sistemi riconosciuti (ASTM).

Ai fini della caratterizzazione dei terreni, per quanto riguarda i terreni utilizzati nella presente ricerca, la sabbia verrà analizzata con la sola caratterizzazione tramite setaccio, essendo la frazione fine non significativa. Per la bentonite e il caolino, al contrario, non verrà eseguita la setacciatura dato che la dimensione del vaglio minimo è 63  $\mu\text{m}$  mentre i diametri equivalenti di tali materiali si aggirano intorno ai 2  $\mu\text{m}$ . Inoltre solo per questi ultimi, verranno definiti i limiti di Atterberg.

### *3.3.1 Analisi granulometrica per setacciatura*

L'analisi granulometrica per setacciatura è finalizzata alla determinazione della distribuzione dimensionale delle particelle appartenenti alla frazione grossolana del terreno, generalmente costituita da sabbie e ghiaie. La prova risulta applicabile per particelle con diametro superiore a circa 0,075 mm; per dimensioni inferiori è necessario ricorrere a metodi basati sulla sedimentazione (aerometria)

## PROCEDURA SEGUITA

La prima fase della procedura, è stata quella di prendere un campione di terreno, riporlo in un apposito contenitore (del quale in precedenza è stata definita la massa) e inserirlo all'interno della stufa, dove per 24 è avvenuto l'essiccamento dello stesso. Al termine di queste 24 ore, è stata pesata una porzione di materiale con la relativa tara data dal contenitore. A questa quantità di sabbia nota, è stata aggiunta una quantità di sodio esametafosfato non misurata, dato che la setacciatura è stata eseguita per via umida e di conseguenza tale

composto verrà dilavato dall'acqua utilizzata. La fase successiva è stata l'analisi granulometrica vera e propria. Per quanto riguarda la sabbia del Ticino si è scelto di utilizzare la gamma di setacci che va dal numero 10 (2 mm) al numero 200 (75 µm). E' stata dunque condotta tale prova, dove il materiale è stato dilavato con acqua, il trattenuto su ogni setaccio è stato inserito all'interno di un apposito recipiente è stato riposto nella stufa per ulteriori 24 ore, al fine di poter misurare la massa secca trattenuta su ogni setaccio e ricostruire la curva granulometrica.

### 3.3.2 Analisi granulometrica per sedimentazione (aerometria)

Per la determinazione della distribuzione granulometrica delle frazioni fini (limi e argille), si utilizza l'analisi per sedimentazione, comunemente eseguita mediante aerometro.

Il metodo si basa sulla legge di Stokes,  $v = \frac{(\rho_s - \rho_f) \cdot g \cdot d^2}{18\mu}$ <sup>65</sup>, dove

-v = velocità di sedimentazione della particella

- $\rho_s$  = densità della particella solida

- $\rho_f$  = densità del fluido

-g = accelerazione di gravità ( $\approx 9,81 \text{ m/s}^2$ )

-d = diametro della particella

- $\mu$  = viscosità dinamica del fluido

secondo la quale la velocità di sedimentazione di una particella in un fluido viscoso dipende dal diametro della particella stessa. In una sospensione acquosa, le particelle di dimensioni maggiori sedimentano più rapidamente rispetto a quelle più fini, consentendo di correlare il tempo di sedimentazione al diametro equivalente.

---

<sup>65</sup> Darvini G., 2022 -*Note del corso universitario "Costruzioni idrauliche"*, UNIVPM.

È opportuno sottolineare che il metodo si basa su ipotesi semplificative (particelle sferiche, assenza di interazioni, moto laminare), che possono introdurre approssimazioni soprattutto nel caso delle argille.

La prima fase della prova, è stata quella di prendere un campione per ogni terreno in esame (nel caso specifico il caolino statunitense e la bentonite sodica naturale) riporlo in un apposito contenitore (del quale in precedenza è stata definita la massa) e inserirlo all'interno della stufa, dove per 24 ore avverrà l'essiccamento dello stesso. Al termine di queste 24 ore, i due campioni di terreno vengono inseriti all'interno di appositi recipienti. La procedura standard prevede di utilizzare 50 g di materiale (per la bentonite vista l'esperienza sperimentale di è scelto di utilizzarne 25 g, essendo un terreno molto soggetto a rigonfiamenti e variazioni di volume). A queste quantità, vengono poi aggiunti 5 g di sodio esametafosfato, e entrambi i provini, dopo essere stati ben mescolati con acqua distillata, vengono lasciati riposare ulteriori 24 ore al fine di permettere al sodio di svolgere la sua azione deflocculante legandosi bene alle particelle. Successivamente, è stato preparato un cilindro di controllo (con all'interno solo acqua e sodio esametafosfato) che verrà poi utilizzato per correggere la lettura del densimetro, che altrimenti risulterebbe falsata dalla presenza di 5 g aggiuntivi di un altro materiale. A seguito di tali operazioni, sono stati miscelati i provini singolarmente attraverso un agitatore. Il campione, formato da terreno, agente deflocculante e acqua distillata è stato poi inserito nel cilindro graduato, il quale è stato colmato di acqua distillata fino al raggiungimento di 1 litro totale. E' stata successivamente eseguita un'agitazione manuale dello stesso, che è poi stato inserito nella vasca termostatica, e da questo istante sono partite le letture, rispettando i tempi dettati dalla normativa. Contemporaneamente viene associata una misurazione di temperatura dell'acqua

della vasca, al fine di correggere la densità risultante dal densimetro. Altro aspetto da considerare è che viene effettuata (giornalmente) la misurazione della densità del cilindro di controllo, anch'essa necessaria a correggere l'errore di densità dovuto dalla presenza del sodio. La prova termina quando si ottiene almeno una lettura che corrisponde a un diametro equivalente delle particelle inferiore a 2  $\mu\text{m}$ .

### *3.3.3 Determinazione del peso di volume dei grani*

La prova con il picnometro ha lo scopo di determinare il peso specifico dei solidi del terreno ( $G_s$ ), cioè il rapporto tra la massa delle particelle solide e la massa di un uguale volume di acqua a una determinata temperatura (convenzionalmente 20 °C) ; si tratta quindi di una grandezza adimensionale che descrive esclusivamente la fase solida del terreno, indipendentemente dalla presenza di vuoti o acqua nei pori, e proprio per questo rappresenta un parametro fondamentale di base nella geotecnica. Dal punto di vista teorico, il  $G_s$  deriva dalla relazione generale tra densità, infatti si può scrivere come  $G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$ , dove  $\rho_s$  è la densità dei solidi e  $\rho_w$  quella dell'acqua; nel metodo con picnometro, però, questa grandezza non viene misurata direttamente ma ricavata attraverso un bilancio di masse, sfruttando il fatto che il volume del recipiente è noto e che l'acqua occupa solo lo spazio non occupato dai solidi. La formulazione operativa riportata nella norma è del tipo  $G_s = \frac{M_s}{M_{pw} - (M_{pws} - M_s)}$ , dove  $M_s$  è la massa secca dei solidi,  $M_{pw}$  la massa del picnometro riempito solo con acqua e  $M_{pws}$  la massa del sistema picnometro + acqua + terreno ; il denominatore rappresenta, in sostanza, la massa dell'acqua che occuperebbe lo stesso volume dei solidi, e quindi consente di risalire al loro volume per confronto. Il valore di  $G_s$  così ottenuto è utilizzato in modo esteso in geotecnica: è indispensabile nelle relazioni di fase per il calcolo di parametri come indice

dei vuoti, grado di saturazione e peso di volume, entra direttamente nelle formule dell'analisi granulometrica per sedimentazione (aerometria), dove la velocità di caduta delle particelle dipende dalla loro densità relativa rispetto all'acqua, e consente inoltre di ricavare la densità dei solidi semplicemente moltiplicando  $G_s$  per la densità dell'acqua ; infine, il suo valore fornisce anche indicazioni sulla natura del terreno, distinguendo ad esempio materiali minerali comuni da terreni organici o contenenti minerali pesanti.

La procedura sperimentale seguita consiste innanzitutto nella preparazione del campione di terreno, che viene essiccato in forno e successivamente frantumato in modo da ottenere particelle sciolte e prive di aggregati. Il materiale così preparato viene inserito all'interno del picnometro utilizzando un imbuto, avendo cura di evitare perdite di materiale e di pulire le pareti interne con acqua distillata per far scendere completamente il terreno nel recipiente. A questo punto si aggiunge acqua distillata inizialmente fino a circa metà del volume del picnometro, si procede con un'accurata miscelazione per eliminare eventuali bolle d'aria intrappolate tra i granuli e si completa poi il riempimento fino al livello di riferimento, portando il sistema a volume noto. Una volta raggiunta questa condizione, il picnometro viene asciugato esternamente e pesato, ottenendo la massa complessiva del sistema costituito da picnometro, acqua e terreno.

Successivamente il contenuto del picnometro viene svuotato in una ciotola precedentemente pesata; il recipiente viene lavato accuratamente con acqua distillata in modo da trasferire tutto il materiale nella ciotola, evitando perdite di particelle solide. Il campione viene quindi essiccato in forno alla temperatura indicata fino a completa evaporazione dell'acqua e, una volta raffreddato, si determina la massa del terreno secco sottraendo la tara della ciotola. Parallelamente, il picnometro risulta già calibrato (viene misurata 5 volte la massa del solo

strumento, 5 volte la massa dello strumento pieno di acqua distillata e la temperatura dell'acqua in modo da ottenere la densità corretta dell'acqua secondo normativa), per cui sono noti sia il suo volume sia la massa quando è riempito con sola acqua alla temperatura di prova.

A partire da queste misure sperimentali (massa del sistema con acqua e terreno e massa del terreno secco), viene quindi applicata la relazione di calcolo del  $G_s$ , utilizzando anche il valore della densità dell'acqua alla temperatura di calibrazione e l'eventuale coefficiente correttivo per riportare il risultato alla temperatura standard.

#### *3.3.4 Limiti di Atterberg*

I limiti di Atterberg rappresentano parametri fondamentali per la caratterizzazione dei terreni a grana fine e descrivono la variazione del comportamento del materiale al variare del contenuto d'acqua.

In funzione dell'umidità, un terreno fine può trovarsi in diversi stati di consistenza: solido, semisolido, plastico e liquido. I limiti di Atterberg individuano le soglie di passaggio tra questi stati.

Il limite liquido (LL) è definito come il contenuto d'acqua al quale il terreno passa dallo stato plastico a quello liquido. Esso può essere determinato mediante l'apparecchio di Casagrande. Il limite plastico (PL) corrisponde invece al contenuto d'acqua al quale il terreno passa dallo stato plastico a quello semisolido, e si definisce mediante il metodo del rotolamento (in gergo chiamato “prova del bastoncino”).

Oltre ai limiti di Atterberg, per la valutazione del comportamento delle argille può essere determinata l'attività dell'argilla, secondo la definizione proposta da Skempton. Tale

parametro esprime il rapporto tra indice di plasticità e percentuale di particelle argillose con diametro inferiore a 2  $\mu\text{m}$ :

$$A = \frac{PI}{\% \text{ frazione argillosa } (< 2\mu\text{m})}$$

L'attività fornisce indicazioni indirette sul potenziale di rigonfiamento del terreno e sul tipo mineralogico prevalente delle argille. Valori inferiori a 0,75 identificano argille inattive, valori compresi tra 0,75 e 1,25 indicano argille normali, mentre valori superiori a 1,25 sono tipici di argille attive caratterizzate da elevata espansività e forte sensibilità alle variazioni di umidità.

Inizialmente i 2 campioni di terreno (la prova non è stata eseguita per il terreno sabbioso) sono stati essiccati per 24 ore, e al seguito miscelati con acqua distillata fino ad ottenere una pasta omogenea e lavorabile. Per la determinazione del limite liquido, come riportato in precedenza, è stato utilizzato il cucchiaio di Casagrande. La pasta di terreno è stata inserita nella coppetta metallica dell'apparecchio ed è stata praticato in essa un solco tramite l'apposito utensile standardizzato. Azionando il dispositivo, la coppetta è stata sottoposta a una serie di colpi a caduta controllata; sono stati registrati il numero di colpi necessari per richiudere il solco per una lunghezza di circa 12 mm. La prova è stata ripetuta per differenti contenuti d'acqua (nello specifico 3 diverse misurazioni per ogni terreno) e i risultati sono stati riportati su un diagramma semilogaritmico che mette in relazione il contenuto d'acqua con il numero di colpi. Il limite liquido corrisponde al contenuto d'acqua associato a 25 colpi.

Per la determinazione del limite plastico, è stata modellata manualmente una piccola quantità di terreno facendola rotolare su una superficie liscia assorbente fino a ottenere un cilindretto

del diametro di circa 3 mm. Per ogni terreno il test è stato ripetuto due volte al fine di ottenere una controprova del risultato. Quando il bastoncino di terreno ha iniziato a fessurarsi e disgregarsi a tale diametro, si è determinato il corrispondente contenuto d'acqua del campione, che rappresenta il limite plastico.

Dalla differenza tra limite liquido e limite plastico si ottiene l'indice di plasticità:

$$PI = LL - PL$$

Noto dunque l'indice di plasticità, è stata determinata l'attività dei vari terreni.

### 3.3.5 Diffrazione a raggi X<sup>66</sup>

La diffrazione a raggi X (XRD, *X-Ray Diffraction*) rappresenta una delle tecniche analitiche più importanti e utilizzate nell'ambito della caratterizzazione mineralogica dei terreni, poiché consente di identificare in modo qualitativo e quantitativo le fasi cristalline presenti all'interno di un campione senza alterarne la struttura, quindi definirne la mineralogia. Il principio fisico su cui si basa questa metodologia deriva dall'interazione tra i raggi X e la disposizione ordinata degli atomi nei materiali cristallini. Quando un fascio di raggi X monocromatici colpisce un minerale, gli atomi del reticolo cristallino diffondono la radiazione incidente in direzioni specifiche; se le condizioni geometriche soddisfano la legge di Bragg:

$$n\lambda = 2d\sin(\theta)$$

si genera un fenomeno di interferenza costruttiva che produce dei picchi di diffrazione caratteristici. Ogni minerale possiede quindi una sorta di “impronta digitale” cristallografica unica, identificabile attraverso il confronto del diffrattogramma ottenuto con database

---

<sup>66</sup> <https://gnr.it/it/blog-it/diffrazione-a-raggi-x-cose-principi-applicazioni-analisi-xrd/>

internazionali di riferimento. Nel campo geologico e geotecnico, l'XRD viene utilizzata soprattutto per l'analisi mineralogica delle terre e delle rocce fini, risultando particolarmente efficace nello studio delle argille, dei silicati e dei minerali secondari presenti nei terreni naturali. La tecnica permette infatti di individuare minerali come quarzo, calcite, feldspati, dolomite, miche, caolinite, illite, smectite e clorite, fornendo informazioni essenziali sulla composizione del suolo e sul suo comportamento geomeccanico. La presenza di specifici minerali argillosi influenza infatti proprietà fondamentali dei terreni, quali plasticità, permeabilità, capacità di rigonfiamento, compressibilità e resistenza meccanica.

Per ogni terreno è stato preparato un campione di pochi grammi riposto in un apposito contenitore ed essiccato all'aria. Al seguito di tale operazione, il macchinario (di cui il principio è stato precedentemente spiegato) esegue l'analisi, e la fase successiva consiste nell'interpretazione dei dati ottenuti. I picchi presenti nel diffrattogramma vengono confrontati con database mineralogici internazionali, al fine di identificare le fasi cristalline presenti nel terreno.

### *3.3.6 Prova di compattazione Proctor*

La prova di compattazione Proctor ha lo scopo di definire la relazione tra contenuto d'acqua e densità secca di un terreno, permettendo di individuare il contenuto d'acqua ottimo e la corrispondente densità secca massima ottenibile con una predefinita energia di compattazione. Nel presente lavoro la prova Proctor (energia standard) è stata utilizzata per la costruzione della curva di compattazione e per la determinazione dei parametri caratteristici del materiale per il campione di sabbia del Ticino, e come procedura per la preparazione di provini (per tutti e 3 i terreni, trattati e non trattati) a densità controllata, da impiegare nella prova di permeabilità.

Inizialmente è stata eseguita l'idratazione dei campioni di terreno, al fine di ottenere un contenuto d'acqua  $w$  pari a circa il 6 % per la sabbia del Ticino, pari a circa il 22% e il 36% per il caolino e il 22 % e il 36% per la bentonite, in modo tale da avere dei risultati confrontabili con i materiali già studiati in precedenza (nello specifico con il terreno SFM e con il terreno SGT). La realtà sperimentale però, ha evidenziato come per la sabbia del Ticino con un contenuto d'acqua del 12% (scelto in analogia alla sabbia limosa SFM), non è stato possibile confezionare un campione adatto alla successiva prova di permeazione. Il motivo risiede nel fatto che il terreno (come evidenziato nella classificazione) è una sabbia priva di altre componenti, quindi priva di coesione allo stato secco ( $c=0$ ). Si è pertanto proceduto alla determinazione della curva Proctor (visibile nella sezione dei risultati) e del relativo  $w_{opt}$  per il confezionamento dei provini da utilizzare nella prova di permeabilità. A ciascuna porzione è stata assegnata una determinata umidità tramite aggiunta d'acqua e accurata miscelazione, seguita da un periodo di riposo necessario a garantire una completa idratazione del campione. Nel caso in esame, per il caolino e per la bentonite è stato selezionato un contenuto d'acqua ritenuto idoneo per le prove successive e si è operato analogamente. Sono stati dunque preparati, a  $w$  noto, 2 campioni per ogni materiale da circa 700 gr, uno utilizzando terreno non trattato e uno trattando il terreno con il 2% di FA e il 2% di QL (% espresse sul peso secco del terreno).

Il terreno, così preparato, è stato inserito all'interno della fustella di volume noto e compattato in uno strato, sottoposto a un numero prefissato di colpi mediante un pestello standard, di massa pari a circa 2,5 kg, lasciato cadere da un'altezza di 305 mm, in modo da garantire un'energia di compattazione standard costante e riproducibile. Il numero di colpi applicati dipende dal diametro dello stampo utilizzato, nel caso specifico pari a 25 per lo

stampo da 4 pollici. Durante la compattazione si è posta particolare attenzione alla distribuzione uniforme dei colpi sulla superficie, al fine di ottenere un provino il più possibile omogeneo in termini di densità.

Al termine della compattazione, il collare è stato rimosso e il materiale in eccesso è stato rifilato a filo dello stampo mediante una riga metallica, così da ottenere una superficie piana e ben definita. Successivamente è stata determinata la massa del provino e i campioni sono stati estratti mediante l'estrattore. I campioni in seguito sono stati inseriti in contenitori plastici sigillati alla temperatura controllata di  $20 \pm 1^\circ\text{C}$ , al fine di ridurre le influenze esterne sulla variazione del contenuto d'acqua.

### *3.3.7 Prova di permeabilità*

La prova di permeabilità ha lo scopo di determinare la capacità di un terreno di lasciarsi attraversare da un fluido, generalmente acqua, attraverso la determinazione del coefficiente di permeabilità,  $k$ . Tale parametro risulta fondamentale per la comprensione dei fenomeni di filtrazione, per la stima dei tempi di consolidazione e, più in generale, per la progettazione e la verifica di opere geotecniche. Il principio alla base di tale prova è la legge di Darcy<sup>67</sup>, che descrive il moto di filtrazione dell'acqua attraverso un mezzo poroso saturo, come un terreno, stabilendo una relazione proporzionale tra la portata filtrante e il gradiente idraulico applicato. La validità della legge è generalmente riferita a condizioni di flusso laminare in terreni saturi. La formula è la seguente:

$$v = -k \cdot i$$

dove  $v$  è la velocità di filtrazione,  $k$  il coefficiente di permeabilità e  $i$  il gradiente idraulico.

---

<sup>67</sup> Tazioli A. (2023) – *Note del corso universitario "Geologia applicata"*, UNIVPM

Nel presente lavoro, la prova di permeabilità viene utilizzata come strumento di analisi per valutare le variazioni delle proprietà idrauliche del terreno a seguito di interventi di stabilizzazione mediante aggiunta di calce e *fly ash*. In particolare, l'obiettivo è quello di quantificare come tali trattamenti influenzino la struttura del terreno e, conseguentemente, la sua permeabilità, evidenziando eventuali riduzioni o aumenti della conducibilità idraulica dovute ai processi di reazione e alla formazione di nuovi legami tra le particelle.

L'analisi dei risultati consente quindi di mettere in relazione le modifiche microstrutturali indotte dalla stabilizzazione con il comportamento idraulico del terreno, fornendo indicazioni utili sia in termini di miglioramento delle prestazioni sia per la valutazione dell'efficacia del trattamento adottato.

Il modello teorico del permeometro, visibile in Figura 39, permette la valutazione del coefficiente di permeabilità considerando l'intervallo temporale nel quale la buretta, avente sezione  $a$ , abbassa il proprio livello piezometrico da un valore iniziale a uno finale affinché l'acqua ricopra tutto il campione.

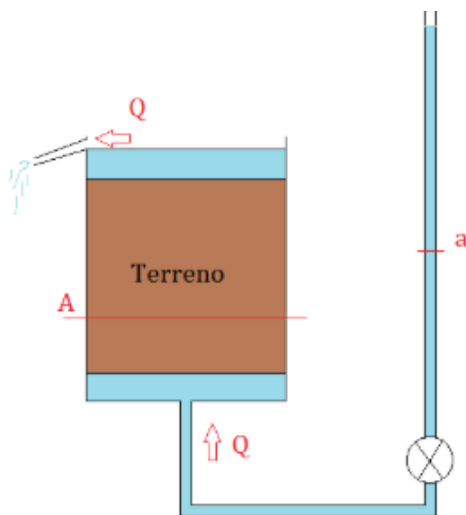


Figura 39, Modello teorico del permeometro <sup>68</sup>

---

<sup>68</sup> [www.wikipedia.it](http://www.wikipedia.it)

L'ipotesi alla base della filtrazione è quella di regime stazionario, e ciò ci permette di imporre l'uguaglianza tra portata entrante e uscente. Quindi il coefficiente  $k$  si valuta mediante la seguente equazione:

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \cdot \ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right)$$

dove:

$A$  = Area del campione

$a$  = Area della buretta del liquido in entrata

$L$  = Altezza campione (massimo percorso di filtrazione)

$i = h/L$  = Gradiente idraulico

Come detto, il modello è teorico, nella pratica il gradiente viene imposto in aggiunta tramite il sistema di pressioni, per tanto la sua formulazione corretta è:

$$i = i_p + i_h$$

dove:

$i_p$  = Gradiente idraulico imposto per mezzo delle pressioni di entrata e uscita

$i_h$  = Gradiente idraulico riferito alle diverse altezze di carico  $h$

Una volta estratto dalla busta, il campione è stato immediatamente pesato per determinarne la massa iniziale e verificarne le condizioni. Successivamente sono state misurate le dimensioni geometriche (diametro e altezza), necessarie per il calcolo del volume e dei parametri fisici iniziali.

Un'importante precisazione va fatta sui campioni utilizzati e analizzati, come detto in precedenza, per la sabbia non trattata ci sono state difficoltà nella preparazione dei provini a

un contenuto d'acqua scelto a priori, ma tali difficoltà sono persistite anche variando i contenuti d'acqua raggiungendo il  $w_{opt}$ . Dunque, per il campione di caolino non trattato con  $w = 36\%$  non è stato possibile confezionare un provino, essendo che presentava una consistenza estremamente fluida. Trattandolo, invece, nel giro di pochi secondi ha guadagnato in lavorabilità diventando un terreno molto manipolabile, adatto alla compattazione e all'esecuzione della permeazione.

Altro aspetto da evidenziare riguarda la bentonite; le prove di permeabilità eseguite su questo materiale, sia trattato sia non trattato, ai due differenti contenuti d'acqua, non hanno consentito la misurazione della permeabilità, data la caratteristica fortemente rigonfiante di tale materiale.

La scelta della bentonite rappresentava infatti un tentativo per studiare limite superiore nel campo dei materiali argillosi investigati, in ragione della sua elevata capacità di rigonfiamento e delle conseguenti proprietà fortemente impermeabili. La possibilità di non raggiungere condizioni di flusso misurabili costituiva pertanto un limite noto e un rischio intrinseco della sperimentazione. I dati ottenuti non sono stati conseguentemente utilizzati nelle successive elaborazioni.

Ultima ma non meno importante precisazione riguarda la sabbia del Ticino non trattata. Data l'assenza di coesione, non è stato possibile, seppur dopo diversi tentativi a contenuto d'acqua variabile, ricostruire un campione adatto al permeametro a pareti flessibili. Ciò nonostante però, si è optato per l'esecuzione della prova con il consolidometro, che viene ora descritta. La possibilità di utilizzare la cella a pareti rigide ha quindi permesso il mantenimento, per quanto possibile, delle stesse condizioni sperimentali adottate nella prova con permeametro a pareti flessibili.

Prima della preparazione del provino sono state effettuate le principali misurazioni necessarie alla definizione delle condizioni iniziali del campione. In particolare, sono stati misurati il diametro interno della cella e l'altezza prevista del provino, oltre alla massa di terreno necessaria per il confezionamento. I valori delle misure geometriche e delle quantità di terreno utilizzate sono riportati in Tabella 2.

*Tabella 2, Misure definite per svolgere la prova con il consolidometro*

| <b>Grandezza</b>                                | <b>Formula</b>           | <b>Valore</b> | <b>UDM</b>        |
|-------------------------------------------------|--------------------------|---------------|-------------------|
| Diametro interno cella                          | —                        | 7,2           | cm                |
| Altezza provino                                 | —                        | 4             | cm                |
| Volume provino<br>$V$                           | $\pi \frac{D^2}{4} H$    | 162,86        | cm <sup>3</sup>   |
| Peso di volume secco ottimo<br>$\gamma_{d,opt}$ | —                        | 14,27         | kN/m <sup>3</sup> |
| Peso secco $W_s$                                | $\gamma_{d,opt} \cdot V$ | 2,324         | N                 |
| Massa secca $M_s$                               | $\frac{W_s}{g}$          | 236,9         | g                 |
| Contenuto d'acqua $w$                           | $\frac{M_w}{M_s}$        | 5,7           | %                 |
| Massa d'acqua iniziale $M_w$                    | $w \cdot M_s$            | 13,50         | g                 |
| Massa terreno umido iniziale                    | $M_s + M_w$              | 250,40        | g                 |

Tali determinazioni sono state effettuate al fine di ottenere, al termine della compattazione, un provino caratterizzato da un peso di volume secco pari al valore ottimo determinato precedentemente mediante la prova Proctor.

Una volta determinate le quantità necessarie, il terreno è stato preparato al contenuto d'acqua previsto e successivamente inserito all'interno della cella cilindrica. Il materiale è stato quindi compattato fino al raggiungimento dell'altezza prestabilita del provino, in modo da ottenere le condizioni di densità richieste. Al termine della compattazione, la superficie

superiore del campione è stata regolarizzata e sono stati posizionati, analogamente a quanto già descritto per il permeametro a pareti flessibili, la pietra porosa e il filtro in carta. Gli elementi di drenaggio sono stati preventivamente saturati con acqua.

Una volta completato l'allestimento del provino, il pistone è stato posizionato sulla parte superiore della cella, in modo da garantire il corretto contatto con il campione e permettere l'applicazione del carico verticale. Sono state quindi effettuate le connessioni tra le linee di ingresso e di uscita dell'acqua e il sistema di controllo delle pressioni.

Prima dell'inizio della permeazione è stata eseguita la saturazione del provino, mediante l'immissione graduale dell'acqua attraverso il sistema di drenaggio. Tale fase è stata condotta progressivamente al fine di favorire la sostituzione dell'aria presente nei vuoti con l'acqua e raggiungere condizioni prossime alla saturazione del campione.

Successivamente sono state impostate le condizioni di pressione necessarie per riprodurre, per quanto possibile, quelle adottate nella prova mediante permeametro a pareti flessibili. In particolare, la pressione di ingresso è stata fissata a 43 psi, mentre la pressione di uscita è stata mantenuta a 40 psi. La pressione applicata in testa al provino è stata invece impostata a 45 psi. La scelta di tali valori è stata effettuata con l'obiettivo di rendere confrontabili le condizioni idrauliche della prova a pareti rigide con quelle utilizzate nella precedente prova a pareti flessibili.

Una volta raggiunte e stabilizzate le pressioni impostate, è stato consentito il passaggio dell'acqua attraverso il provino secondo una direzione verticale. Durante la permeazione sono stati registrati i volumi d'acqua transitati attraverso il campione e i relativi intervalli temporali, mantenendo sotto controllo le pressioni applicate all'ingresso e all'uscita. Le misure sono state effettuate a intervalli successivi fino al raggiungimento di condizioni sufficientemente stabili del flusso.

Per ogni intervallo di misura sono stati quindi raccolti i dati relativi alla quantità d'acqua filtrata e al tempo impiegato, necessari per la successiva determinazione del coefficiente di permeabilità. Come per la prova eseguita mediante permeametro a pareti flessibili, la temperatura dell'acqua è stata inoltre rilevata durante l'esecuzione della prova, in quanto le proprietà del fluido possono variare al variare della temperatura e influenzare il valore determinato del coefficiente di permeabilità.

Al termine della prova, il sistema è stato depressurizzato e il provino è stato rimosso dalla cella. I dati ottenuti durante la permeazione sono stati successivamente elaborati per la determinazione del coefficiente di permeabilità del materiale.

D'ora in avanti invece, verrà spiegata la procedura eseguita per la prova con permeametro a pareti flessibili. L'allestimento della prova di permeabilità prevede il posizionamento di un campione di terreno (nel caso specifico avente diametro pari a 10 cm e altezza di 4 cm) sulla base della cella. Tra il campione e la base vengono collocati una pietra porosa e un filtro in carta, entrambi precedentemente saturati con acqua distillata. Analogamente, sulla parte superiore del campione vengono disposti un ulteriore filtro in carta e una seconda pietra porosa satura, sopra la quale viene collocata la testa della cella.

Per assicurare la tenuta idraulica del sistema durante la prova, l'insieme costituito dal campione, dalle pietre porose, dalla base e dalla testa viene rivestito mediante una membrana in lattice impermeabile, bloccata esternamente tramite appositi O-ring in gomma, così da garantire la corretta sigillatura laterale. Successivamente, le uscite presenti sulla testa vengono rivestite con nastro in teflon e collegate alle valvole mediante tubicini precedentemente saturate.

Dopo aver sigillato il fondo della cella con silicone, la parete in perspex viene fissata alla base e il sistema viene chiuso serrando le tre viti dei tiranti. Terminati i collegamenti tra le linee di ingresso, uscita e la cella con il pannello di controllo, si procede all'immissione del liquido di cella fino al completo riempimento dell'apparato.

Prima dell'avvio della prova il campione viene saturato applicando, tramite il pannello di controllo, pressioni crescenti in modo graduale. La prova ha quindi inizio imponendo una differenza di carico idraulico tra ingresso e uscita del campione, mantenendo costante la pressione di cella. L'acqua introdotta nella buretta di ingresso attraversa il provino con moto ascendente monodimensionale e raggiunge la buretta di uscita, determinando un progressivo innalzamento del livello idrico. Durante il processo si verifica quindi una variazione del gradiente idraulico nel tempo.

I livelli dell'acqua nelle burette di ingresso e uscita vengono registrati all'inizio della prova e dopo un intervallo temporale prefissato  $\Delta t$ . I valori del coefficiente di permeabilità ottenuti sperimentalmente risultano influenzati dalle variazioni di viscosità e peso specifico del fluido utilizzato; per tale motivo essi vengono corretti in funzione della temperatura dell'acqua, misurata e annotata prima di ogni prova di filtrazione.

### 3.3.8 Analisi SEM-EDS<sup>69</sup>

L'analisi SEM (*Scanning Electron Microscopy*) e l'analisi EDS (*Energy Dispersive Spectroscopy*), frequentemente utilizzate in modo integrato, rappresentano tecniche avanzate di caratterizzazione microstrutturale e chimica. Queste metodologie consentono di investigare la morfologia superficiale dei materiali e, contemporaneamente, di determinarne

---

<sup>69</sup> Goldstein, J. Et al., (2017)- *Scanning Electron Microscopy and X-Ray Microanalysis* (4th ed.). New York, USA: Springer.

la composizione elementare, fornendo informazioni fondamentali per comprendere il comportamento fisico e meccanico dei terreni.

La microscopia elettronica a scansione (SEM) è una tecnica analitica basata sull'utilizzo di un fascio di elettroni ad alta energia che interagisce con la superficie del campione. A differenza della microscopia ottica tradizionale, che utilizza radiazione luminosa, il SEM sfrutta elettroni accelerati in condizioni di vuoto, consentendo di ottenere immagini ad altissima risoluzione e con elevata profondità di campo. Quando il fascio elettronico colpisce il campione, si generano differenti segnali, tra cui elettroni secondari, elettroni retrodiffusi e raggi X caratteristici. I segnali prodotti vengono raccolti da appositi rivelatori e trasformati in immagini che permettono di osservare dettagli morfologici dell'ordine dei micrometri o anche inferiori.

Nel settore geotecnico, l'analisi SEM viene utilizzata principalmente per lo studio della microstruttura dei terreni fini, delle argille e dei materiali stabilizzati. Attraverso questa tecnica è possibile osservare la disposizione spaziale delle particelle, la presenza di microvuoti, microfratture e aggregazioni, oltre alla forma e alle dimensioni dei granuli. Tali informazioni risultano particolarmente importanti nello studio dei terreni argillosi, poiché il comportamento meccanico di queste terre dipende fortemente dall'organizzazione microstrutturale delle particelle lamellari.

L'utilizzo del SEM è estremamente diffuso anche nello studio dei trattamenti di stabilizzazione dei terreni mediante calce, cemento o altri leganti. In questi casi, la microscopia elettronica permette di osservare la formazione di nuovi composti cementanti responsabili dell'aumento di resistenza meccanica del materiale.

Associata al SEM vi è frequentemente l'analisi EDS, una tecnica spettroscopica che consente di determinare la composizione chimica elementare del campione analizzato. Il principio di

funzionamento si basa sull'emissione di raggi X caratteristici da parte degli atomi del materiale quando questi vengono eccitati dal fascio elettronico incidente. Ogni elemento chimico emette raggi X con energie specifiche, permettendo così l'identificazione qualitativa e quantitativa degli elementi presenti nel campione<sup>70</sup>. Lo spettro EDS viene rappresentato tramite un grafico in cui i picchi di energia corrispondono ai diversi elementi chimici rilevati. In ingegneria geotecnica, l'analisi EDS viene impiegata soprattutto per correlare la composizione chimica alle osservazioni microstrutturali ottenute tramite SEM. Questa integrazione permette di identificare gli elementi presenti, riconoscere prodotti di reazione e analizzare possibili fenomeni di contaminazione o alterazione chimica. Nei terreni stabilizzati con leganti idraulici, ad esempio, l'EDS consente di individuare composti ricchi in calcio, silicio e alluminio associati alla formazione di silicati e alluminati idrati di calcio, responsabili del miglioramento delle proprietà meccaniche del materiale.<sup>71</sup>

Il campione di terreno, che viene essiccato all'aria per eliminare l'umidità e successivamente fissato con un adesivo su un supporto metallico. Poiché i terreni sono generalmente materiali poco conduttivi, il campione viene rivestito con un sottile strato di materiale conduttivo (oro) tramite metallizzazione. Una volta inserito nel microscopio elettronico a scansione, il campione viene mantenuto sotto vuoto e colpito da un fascio di elettroni che ne scansiona la superficie. L'interazione tra elettroni e materiale genera segnali che vengono trasformati in immagini ad alta risoluzione.

---

<sup>70</sup> Newbury, D. E., & Ritchie, N. W. M. (2013). *Performing elemental microanalysis with high accuracy and high precision by scanning electron microscopy/silicon drift detector energy-dispersive X-ray spectrometry (SEM/SDD-EDS)*. Journal of Materials Science, 48, 4781–4793.

<sup>71</sup> Chew, S. H. et al., (2004)- *Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(7), 696–706.

Il funzionamento del SEM si basa sulla produzione di un fascio di elettroni con energia compresa tra 1 e 30 keV, che viene focalizzato sul campione tramite lenti elettromagnetiche e sistemi di deflessione. Quando il fascio colpisce il materiale, si verificano differenti interazioni che generano principalmente due tipi di emissioni elettroniche: elettroni retrodiffusi ed elettroni secondari.

Gli elettroni retrodiffusi derivano da urti elastici e forniscono soprattutto informazioni relative alla composizione chimica del campione. Gli elettroni secondari, invece, possiedono energia più bassa, generalmente inferiore a 50 eV, e provengono dagli strati più superficiali del materiale; per questo motivo risultano particolarmente utili per l'analisi della morfologia e della topografia superficiale.

I segnali prodotti vengono raccolti da appositi rivelatori, che li convertono in impulsi elettrici utilizzati per modulare l'intensità di un tubo a raggi catodici (CRT, *Cathode Ray Tube*). In questo modo si ottiene l'immagine finale del campione, nella quale la luminosità dei pixel dipende dall'intensità del segnale rilevato.

L'analisi EDS viene eseguita direttamente sullo stesso campione e con lo stesso strumento utilizzato per il SEM. Durante l'interazione tra il fascio elettronico e gli atomi del materiale, vengono emessi raggi X caratteristici degli elementi chimici presenti. Il detector EDS rileva tali raggi X e produce uno spettro che consente di identificare gli elementi presenti nel campione e di stimarne la concentrazione.

### 3.3.9 Analisi XRF<sup>72</sup>

L'analisi mediante fluorescenza a raggi X (*X-Ray Fluorescence*, XRF) è una tecnica analitica non distruttiva ampiamente utilizzata per determinare la composizione chimica di materiali geologici, terreni e leganti. In ambito geotecnico rappresenta uno degli strumenti più impiegati per la caratterizzazione chimica dei campioni, consentendo di determinare in modo rapido e accurato il contenuto dei principali elementi presenti nella matrice e di esprimerli convenzionalmente sotto forma dei rispettivi ossidi, quali SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, CaO, MgO, K<sub>2</sub>O, Na<sub>2</sub>O e TiO<sub>2</sub>. La conoscenza della composizione chimica risulta fondamentale nello studio dei terreni stabilizzati, poiché permette di valutare la disponibilità di silice, allumina e calcio, elementi direttamente coinvolti nelle reazioni pozzolaniche responsabili del miglioramento delle proprietà geotecniche del materiale. L'elevata precisione, la rapidità di esecuzione e il carattere non distruttivo rendono questa tecnica particolarmente adatta alla caratterizzazione di terreni naturali e materiali cementanti impiegati nell'ingegneria geotecnica.

Il principio <sup>73</sup> della tecnica si basa sull'interazione tra un fascio di raggi X primari e gli atomi presenti nel campione. L'energia incidente provoca l'espulsione di elettroni dagli orbitali interni degli atomi; il successivo riempimento delle vacanze elettroniche da parte di elettroni provenienti da livelli energetici superiori determina l'emissione di radiazioni secondarie, dette raggi X caratteristici o di fluorescenza. Poiché ogni elemento chimico emette radiazioni con energie caratteristiche, l'analisi dello spettro di fluorescenza consente di identificare gli elementi presenti e di determinarne quantitativamente la concentrazione attraverso

---

<sup>72</sup> Weindorf, D.C., & Chakraborty, S. (2020). *Portable X-ray fluorescence spectrometry analysis of soils*. Soil Science Society of America Journal, 84(5), 1384–1392.

<sup>73</sup> Ravansari, R. et al. (2020). *Portable X-ray fluorescence for environmental assessment of soils: Not just a point and shoot method*. Environment International, 134, 105250.

opportune procedure di calibrazione. I risultati vengono generalmente espressi come percentuale in peso dei principali ossidi, forma convenzionalmente adottata nella caratterizzazione di materiali geologici e da costruzione.

Nel presente lavoro l'analisi XRF è stata eseguita sui materiali impiegati nella sperimentazione, al fine di determinarne la composizione chimica globale e verificare il contenuto dei principali ossidi responsabili dell'attività pozzolanica. Prima dell'analisi i campioni sono stati essiccati e finemente macinati fino a ottenere una polvere omogenea, così da ridurre gli effetti dovuti all'eterogeneità granulometrica e migliorare la ripetibilità delle misure. Successivamente il materiale è stato inviato a un laboratorio esterno a UNIVPM per eseguire l'analisi.

Per ciascun campione è stato acquisito lo spettro di fluorescenza, successivamente elaborato mediante il software dedicato dello strumento, che ha permesso di determinare la concentrazione dei principali elementi presenti e di riportarne il contenuto sotto forma dei corrispondenti ossidi. I risultati ottenuti sono stati quindi utilizzati per la caratterizzazione chimica individuando i composti presenti nel terreno naturale. Tali risultati sono stati utili per l'interpretazione delle reazioni di stabilizzazione e dei risultati sperimentali illustrati nei capitoli successivi.

### *3.4 Materiali*

Come detto, lo scopo di questa tesi è eseguire un'analisi su una diversa gamma di terreni per definire un trend generale. A tale scopo, è sicuramente utile utilizzare più dati possibili, e verranno di seguito riportati i risultati ottenuti nelle precedenti ricerche svolte in UNIVPM,

rieepilogati nei due articoli esaminati nello stato dell'arte. I due terreni (che a seguire verranno nominati con gli acronimi SFM e SGT) verranno quindi usati nell'ambito del database analizzato. In Tabella 3, sono riportate le componenti granulometriche di tali terreni e si precisa nuovamente che le metodologie di analisi, la *fly ash* e la *quick lime* utilizzate sono analoghe a quelle del presente lavoro di tesi, al fine di riprodurre le stesse condizioni di laboratorio.

*Tabella 3, Componenti granulometriche dei terreni precedentemente studiati*

| Terreno | Sa(%) | G(%) | C(%) | Si(%) | LL(%) | Ip(%) | A    |
|---------|-------|------|------|-------|-------|-------|------|
| SFM     | 63    | 0    | 8    | 29    | 18    | -     | -    |
| SGT     | 3     | 0    | 39   | 58    | 40    | 20    | 0,51 |

Il terreno SGT è un'argilla a bassa plasticità (CL secondo la classificazione USCS), mentre il terreno SFM è classificato come sabbia limosa (MS secondo il sistema di classificazione USCS).

#### *3.4.1 Analisi granulometrica mediante setaccio*

Si riportano di seguito in Tabella 4 i dati ottenuti dalla sperimentazione relativa al campione di sabbia del Ticino, e la relativa curva granulometrica visibile in Figura 40, Curva granulometrica della sabbia del Ticino ottenuta con il programma Microsoft Excel, plottando i dati in scala semilogaritmica.

E' stato utilizzato un campione di massa totale (terreno + tara) di 443,05 g, di cui 121,21 g di tara per cui 321,84 g di terreno secco.

*Tabella 4, Dati sperimentali dell'analisi granulometrica della sabbia del Ticino*

| Setacci |               |          |                |                |                         |             |
|---------|---------------|----------|----------------|----------------|-------------------------|-------------|
| Set. N. | Apertura (mm) | Tara (g) | Trattenuto (g) | Trattenuto (%) | Trattenuto cumulato (%) | Passante(%) |
| 10      | 2             | -        | 0              | 0              | 0                       | 100,00      |
| 20      | 0,85          | 11,48    | 4,96           | 1,54           | 1,54                    | 98,46       |
| 40      | 0,425         | 11,6     | 290,7          | 90,32          | 91,87                   | 8,13        |

|     |       |       |       |      |        |      |
|-----|-------|-------|-------|------|--------|------|
| 60  | 0,25  | 12,64 | 24,52 | 7,62 | 99,48  | 0,52 |
| 100 | 0,15  | 12,52 | 1,44  | 0,45 | 99,93  | 0,07 |
| 140 | 0,106 | 12,35 | 0,19  | 0,06 | 99,99  | 0,01 |
| 200 | 0,075 | 12,29 | 0,03  | 0,01 | 100,00 | 0,00 |

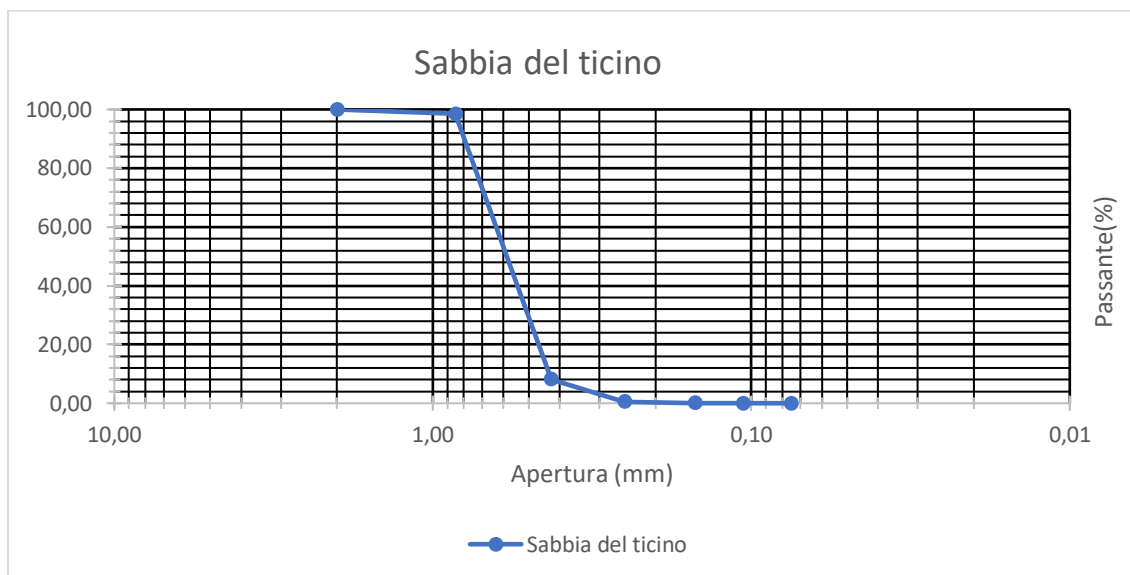


*Figura 40, Curva granulometrica della sabbia del Ticino*

Dai dati e dalla curva granulometrica ottenuta per la sabbia del Ticino emerge una distribuzione piuttosto concentrata in un intervallo ristretto di dimensioni. In particolare, la frazione dominante è quella trattenuta al setaccio da 0,425 mm, che rappresenta oltre il 90% del campione totale. Questo indica una granulometria molto uniforme, con una netta prevalenza di sabbia media.

Il materiale fine è praticamente assente, come dimostrano i valori di passante inferiori all'1% per diametri minori di 0,25 mm.

La curva presenta quindi un andamento molto ripido e concentrato, tipico di un materiale uniforme, caratterizzato da un basso intervallo granulometrico efficace. Questo tipo di distribuzione suggerisce una sabbia con scarsa varietà dimensionale dei grani, che può avere

implicazioni sulle proprietà geotecniche, come una minore capacità di compattazione e una permeabilità relativamente elevata.

Nel complesso, il materiale analizzato può essere classificato secondo normativa come una sabbia al 100%.

### 3.4.2 Risultati della prova con picnometro

Di seguito, Tabella 5, Tabella 6 e Tabella 7 vengono riportati i dati e i risultati dei valori di  $G_s$  ottenuti mediante tale prova. Si ricorda che per caolino e bentonite, essi verranno usati al fine di ricostruire una più corretta curva granulometrica.

*Tabella 5, Dati sperimentali della prova con picnometro sulla sabbia del Ticino*

|                    | Sabbia |      |
|--------------------|--------|------|
| T                  | 21,40  | °C   |
| $M_p$              | 218,57 | g    |
| $V_p$              | 597,37 | mL   |
| $\rho_{w,t}$       | 1,00   | g/mL |
| $M_{pw,t}$         | 814,69 | g    |
| $M_s$              | 57,88  | g    |
| $M_{pws,t}$        | 851,24 | g    |
| $G_s$              | 2,71   | -    |
| K                  | 1,00   | -    |
| $G_{s,20^\circ C}$ | 2,71   | -    |

*Tabella 6, Dati sperimentali della prova con picnometro sulla bentonite*

|                     | Bentonite |      |
|---------------------|-----------|------|
| T                   | 21,40     | °C   |
| M <sub>p</sub>      | 220,37    | g/mL |
| V <sub>p</sub>      | 596,09    | mL   |
| p <sub>w,t</sub>    | 1,00      | g/mL |
| M <sub>pw,t</sub>   | 815,22    | g    |
| M <sub>s</sub>      | 11,95     | g    |
| M <sub>pws,t</sub>  | 822,59    | g/mL |
| G <sub>s</sub>      | 2,61      | -    |
| K                   | 1,00      | -    |
| G <sub>s,20°C</sub> | 2,61      | -    |

*Tabella 7, Dati sperimentali della prova con picnometro sul caolino*

|                     | Caolino |      |
|---------------------|---------|------|
| T                   | 21,40   | °C   |
| M <sub>p</sub>      | 223,17  | g    |
| V <sub>p</sub>      | 591,28  | mL   |
| p <sub>w,t</sub>    | 1,00    | g/mL |
| M <sub>pw,t</sub>   | 813,21  | g    |
| M <sub>s</sub>      | 18,85   | g    |
| M <sub>pws,t</sub>  | 824,82  | g    |
| G <sub>s</sub>      | 2,60    | -    |
| K                   | 1,00    | -    |
| G <sub>s,20°C</sub> | 2,60    | -    |

### *3.4.3 Analisi granulometrica mediante aerometria*

Si riportano di seguito i dati ottenuti dalla sperimentazione relativa ai campioni di caolino statunitense e di bentonite sodica naturale. Di entrambi i materiali, verranno riportati in Tabella 8 e Tabella 9 i dati ottenuti durante la prova, in Figura 41 e Figura 42 le curve granulometriche realizzate con tali dati e in Tabella 10 e Tabella 11 la valutazione delle frazioni componenti i materiali.

Per completezza si evidenzia come, per entrambi i terreni, il materiale sia completamente passante ai setacci aventi aperture di 106  $\mu\text{m}$  e 75  $\mu\text{m}$ . Questi dati, come detto, sono fondamentali per ricostruire una curva granulometrica corretta.

*Tabella 8, Dati sperimentali dell'aerometria sulla bentonite*

| 151H                                    |                         |                            |                      |                                                      |                      |                                         |                      |
|-----------------------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------|------------------------------------------------------|----------------------|-----------------------------------------|----------------------|
| Reading number during sedimentatio test | Elapsed time            | Sedimentation test reading | Temperature          | 151H specific gravity hydrometer offset at reading m | Effective depth      | Maximum particle diameter in suspension | Mass percent finer   |
| m                                       | <b>time<sub>m</sub></b> | <b>r<sub>m</sub></b>       | <b>T<sub>m</sub></b> | <b>r<sub>d,m</sub></b>                               | <b>H<sub>m</sub></b> | <b>D<sub>m</sub></b>                    | <b>N<sub>m</sub></b> |
|                                         | (min)                   |                            | (°C)                 |                                                      | (cm)                 | (mm)                                    |                      |
|                                         |                         |                            |                      |                                                      |                      | 0,106                                   | 100                  |
| 1                                       | 0,25                    | 1,017                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 12                   | 0,0971                                  | 94,2                 |
| 2                                       | 0,5                     | 1,016                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 12                   | 0,0693                                  | 87,8                 |
| 3                                       | 1,0                     | 1,016                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 12                   | 0,0490                                  | 87,8                 |
| 4                                       | 2,0                     | 1,016                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 12                   | 0,0346                                  | 87,8                 |
| 5                                       | 4,0                     | 1,016                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 12                   | 0,0245                                  | 87,8                 |
| 6                                       | 15,0                    | 1,015                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 13                   | 0,0128                                  | 81,4                 |
| 7                                       | 45,0                    | 1,015                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 13                   | 0,0074                                  | 81,4                 |
| 8                                       | 120,0                   | 1,015                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 13                   | 0,0045                                  | 81,4                 |
| 9                                       | 240,0                   | 1,015                      | 21,4                 | 1,0023                                               | 13                   | 0,0032                                  | 81,4                 |
| 10                                      | 1440,0                  | 1,013                      | 21,3                 | 1,0023                                               | 13                   | 0,0013                                  | 68,5                 |
| 11                                      | 2880,0                  | 1,013                      | 21,6                 | 1,0023                                               | 13                   | 0,0009                                  | 65,7                 |
| 12                                      | 7200,0                  | 1,012                      | 22,4                 | 1,0021                                               | 14                   | 0,0006                                  | 60,4                 |

Tabella 9, Dati sperimentali dell'aerometria sul caolino

| 151H                                    |                         |                            |                      |                                                      |                      |                                         |                      |
|-----------------------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------|------------------------------------------------------|----------------------|-----------------------------------------|----------------------|
| Reading number during sedimentatio test | Elapsed time            | Sedimentation test reading | Temperature          | 151H specific gravity hydrometer offset at reading m | Effective depth      | Maximum particle diameter in suspension | Mass percent finer   |
| m                                       | <b>time<sub>m</sub></b> | <b>r<sub>m</sub></b>       | <b>T<sub>m</sub></b> | <b>r<sub>d,m</sub></b>                               | <b>H<sub>m</sub></b> | <b>D<sub>m</sub></b>                    | <b>N<sub>m</sub></b> |
|                                         | (min)                   |                            | (°C)                 |                                                      | (cm)                 | (mm)                                    |                      |
|                                         |                         |                            |                      |                                                      |                      | 0,106                                   | 100                  |
| 1                                       | 0,25                    | 1,033                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0816                                  | 99,4                 |
| 2                                       | 0,5                     | 1,033                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0577                                  | 99,4                 |
| 3                                       | 1,0                     | 1,033                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0408                                  | 99,4                 |
| 4                                       | 2,0                     | 1,033                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0288                                  | 99,4                 |
| 5                                       | 4,0                     | 1,033                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0204                                  | 99,4                 |
| 6                                       | 15,0                    | 1,033                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0105                                  | 99,4                 |
| 7                                       | 45,0                    | 1,032                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0062                                  | 96,2                 |
| 8                                       | 120,0                   | 1,032                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 9                    | 0,0038                                  | 94,6                 |
| 9                                       | 240,0                   | 1,027                      | 22,5                 | 1,0020                                               | 10                   | 0,0028                                  | 80,1                 |
| 10                                      | 1440,0                  | 1,015                      | 22,8                 | 1,0020                                               | 13                   | 0,0013                                  | 40,2                 |
| 11                                      | 2880,0                  | 1,011                      | 23,2                 | 1,0019                                               | 14                   | 0,0010                                  | 27,7                 |
| 12                                      | 4320,0                  | 1,010                      | 23                   | 1,0019                                               | 14                   | 0,0008                                  | 25,9                 |
| 13                                      | 11520,0                 | 1,010                      | 22,9                 | 1,0020                                               | 14                   | 0,0005                                  | 24,2                 |

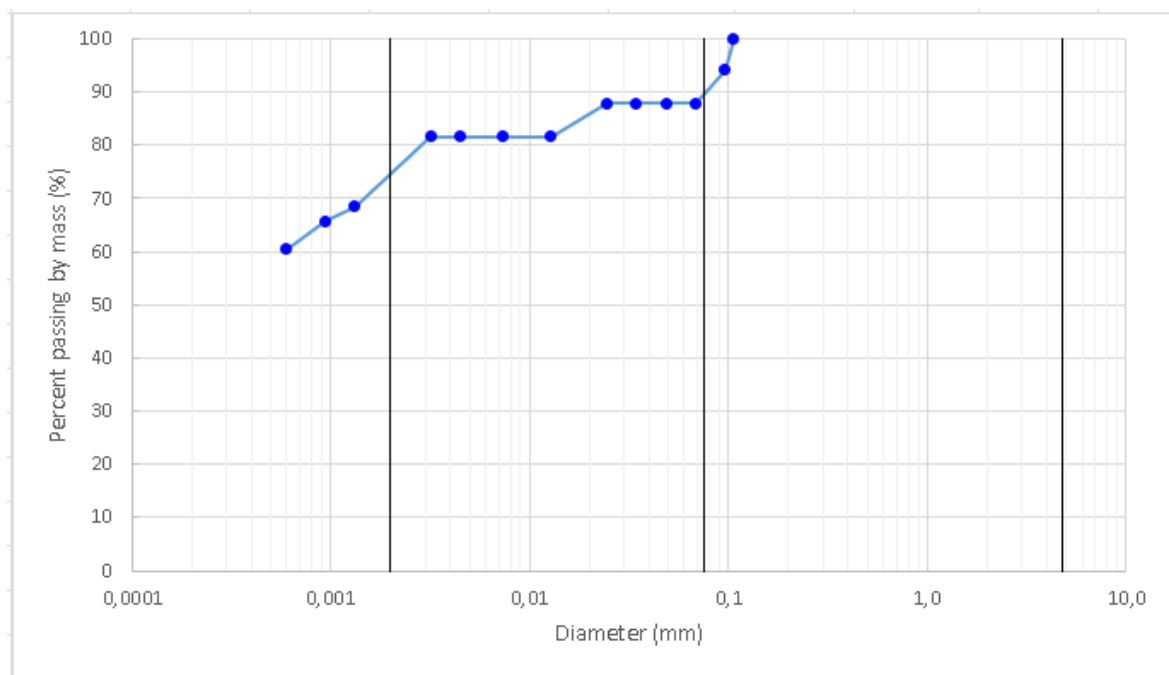


*Figura 41, Curva granulometria della bentonite*

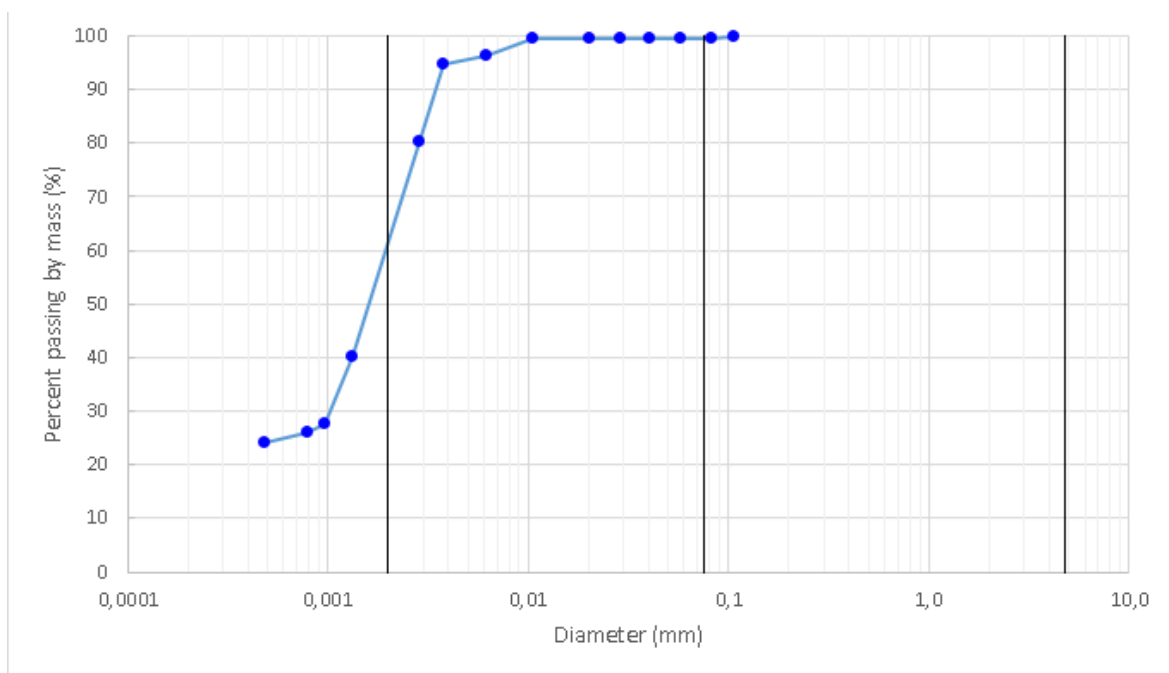


*Figura 42, Curva granulometrica del caolino*

Tabella 10, Frazioni granulometriche della bentonite

| Fractions     |      |        |
|---------------|------|--------|
| <b>Coarse</b> | %    | 0,00   |
| gravel        | G %  |        |
| sand          | S %  |        |
| <b>Fine</b>   | %    | 100,00 |
| silt          | M %  | 25,48  |
| clay          | CF % | 74,52  |

Tabella 11, Frazioni granulometriche del caolino

| Fractions     |      |        |
|---------------|------|--------|
| <b>Coarse</b> | %    | 0,00   |
| gravel        | G %  |        |
| sand          | S %  |        |
| <b>Fine</b>   | %    | 100,00 |
| silt          | M %  | 37,95  |
| clay          | CF % | 62,05  |

Le prove di aerometria eseguite sui campioni di bentonite e caolino evidenziano, in entrambi i casi, una composizione interamente costituita dalla frazione fine, con assenza di ghiaia e sabbia. Le curve granulometriche risultano infatti completamente sviluppate nel campo delle particelle inferiori a 0,1 mm, confermando la natura estremamente fine dei due materiali.

Nel caso della bentonite, la distribuzione granulometrica mostra una marcata prevalenza della frazione argillosa, pari a circa il 75%, mentre la componente limosa risulta intorno al 25%. La curva appare progressivamente spostata verso diametri molto piccoli, con percentuali passanti elevate anche al diminuire del diametro equivalente delle particelle. Tale andamento è tipico di materiali ad elevato contenuto di minerali argillosi attivi e

risulta coerente con il comportamento generalmente associato alle bentoniti, caratterizzate da particelle molto fini e da elevata superficie specifica.

Il campione di caolino presenta anch'esso una composizione totalmente fine, ma con una distribuzione meno estrema rispetto alla bentonite. La frazione argillosa risulta pari a circa il 62%, mentre quella limosa raggiunge circa il 38%. La curva granulometrica mostra un andamento più ripido e concentrato in un intervallo granulometrico relativamente ristretto, indice di una distribuzione più uniforme delle dimensioni delle particelle. Rispetto alla bentonite si osserva una minore presenza di particelle ultrafini, aspetto coerente con la natura mineralogica del caolino e con il suo comportamento generalmente meno attivo dal punto di vista geotecnico. Il materiale può essere descritto come un'argilla limosa, sebbene con una componente limosa maggiormente significativa.

#### 3.4.4 Limiti di Atterberg

Si riportano di seguito, in Tabella 12 e Tabella 13 i dati ottenuti dalla sperimentazione relativa ai campioni di caolino statunitense e di bentonite sodica naturale.

*Tabella 12, Dati sperimentali dei limiti di Atterberg sul caolino*

| 14/05/2026            | LIMITE LIQUIDO |       |       |  | LIMITE PLASTICO |       |  |
|-----------------------|----------------|-------|-------|--|-----------------|-------|--|
| N. colpi              | 17             | 22    | 22    |  |                 |       |  |
| Contenitore           | 412            | 8     | 47    |  | 404             | 350   |  |
| Tara (g)              | 32,70          | 32,57 | 29,37 |  | 29,90           | 31,74 |  |
| P <sub>tot1</sub> (g) | 38,29          | 40,85 | 35,69 |  | 34,36           | 36,65 |  |
| P <sub>tot2</sub> (g) | 36,97          | 38,88 | 34,25 |  | 33,40           | 35,64 |  |
| P <sub>w</sub> (g)    | 1,32           | 1,97  | 1,44  |  | 0,96            | 1,01  |  |
| P <sub>s</sub> (g)    | 4,27           | 6,31  | 4,88  |  | 3,50            | 3,90  |  |
| W (%)                 | 30,9           | 31,2  | 29,5  |  | 27,4            | 25,9  |  |

| y=mx+q | m    | q     | x  | LL (%) | PL (%) | PI (%) | A    |
|--------|------|-------|----|--------|--------|--------|------|
|        | 1,19 | 27,54 | 25 | 31,4   | 26,7   | 4,7    | 0,15 |

Tabella 13, Dati sperimentali dei limiti di Atterberg sulla bentonite

| 14/05/2026            | LIMITE LIQUIDO |       |       |  | LIMITE PLASTICO |       |  |
|-----------------------|----------------|-------|-------|--|-----------------|-------|--|
| N. colpi              | 20             | 25    | 30    |  |                 |       |  |
| Contenitore           | 412            | 8     | 47    |  | 404             | 350   |  |
| Tara (g)              | 29,11          | 30,32 | 32,10 |  | 28,85           | 29,10 |  |
| P <sub>tot1</sub> (g) | 33,56          | 34,47 | 37,34 |  | 30,44           | 30,72 |  |
| P <sub>tot2</sub> (g) | 30,00          | 31,22 | 33,32 |  | 29,85           | 30,13 |  |
| P <sub>w</sub> (g)    | 3,56           | 3,25  | 4,02  |  | 0,59            | 0,59  |  |
| P <sub>s</sub> (g)    | 0,89           | 0,90  | 1,22  |  | 1,00            | 1,03  |  |
| W (%)                 | 400,0          | 361,1 | 329,5 |  | 59,0            | 57,3  |  |

| y=mx+q | m       | q      | x  | LL (%) | PL (%) | PI (%) | A    |
|--------|---------|--------|----|--------|--------|--------|------|
|        | -173,87 | 920,84 | 25 | 361,2  | 58,1   | 303,0  | 0,84 |

Il caolino presenta un limite liquido pari a 31,4%, un limite plastico di 26,7% e un indice plastico di 4,7%. Nel diagramma di Casagrande (Figura 43) il punto cade al di sotto della A-line, poiché il valore dell'indice plastico risulta inferiore a quello definito dalla relazione della linea A.

$$PI_A = 0.73(LL - 20) = 0.73(31.4 - 20) \approx 8.3$$

$$PI_A = 0.73(31.4 - 20) \approx 8.3$$

Essendo:

$$PI = 4.7 < 8.3$$

il terreno ricade nel campo dei limi inorganici a bassa plasticità. Inoltre il valore di LL è inferiore al 50%, confermando una plasticità bassa. Secondo la classificazione USCS (Figura 44) il materiale può quindi essere classificato come ML, ossia limo inorganico a bassa plasticità, con comportamento al limite della zona CL-ML. Questo comportamento è coerente con un caolino poco attivo, caratterizzato da ridotta plasticità e scarso potenziale di

rigonfiamento. Anche il valore dell'attività, pari a 0,15, conferma la presenza di un'argilla inattiva tipica della caolinite.

La bentonite mostra invece valori estremamente elevati di plasticità: limite liquido pari a 361,2%, limite plastico di 58,1% e indice plastico di 303,0%. Applicando la relazione della A-line:

$$PI_A = 0.73(361.2 - 20) \approx 249$$

$$PI_A = 0.73(361.2 - 20) \approx 249$$

si ottiene un valore inferiore all'indice plastico misurato:

$$PI = 303 > 249$$

Il punto si colloca quindi nettamente sopra la A-line, all'interno del campo delle argille inorganiche ad alta plasticità. Poiché anche il limite liquido è molto superiore al 50%, il terreno viene classificato secondo il sistema USCS come CH, cioè argilla inorganica ad alta plasticità. Tale comportamento è tipico delle bentoniti ricche in montmorillonite, materiali caratterizzati da elevatissima capacità di assorbire acqua, forte espansività e notevole rigonfiamento.

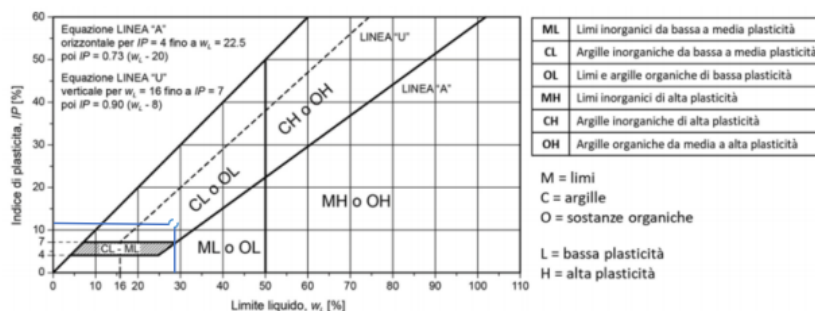


Figura 43, Carta di plasticità di Casagrande<sup>74</sup>

<sup>74</sup> [www.geomeeting.eu](http://www.geomeeting.eu)

| Criteria for Assigning Group Symbols and Group Names Using Laboratory Tests <sup>A</sup> |                                                                     |                                                         |                                                              | Soil Classification           |                                                                    |                               |
|------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
|                                                                                          |                                                                     |                                                         |                                                              | Group Symbol                  | Group Name <sup>B</sup>                                            |                               |
| COARSE-GRAINED SOILS                                                                     | Gravels (More than 50 % of coarse fraction retained on No. 4 sieve) | Clean Gravels (Less than 5 % fines <sup>C</sup> )       | Cu ≥ 4.0 and 1 ≤ Cc ≤ 3.0 <sup>D</sup>                       | GW                            | Well-graded gravel <sup>E</sup>                                    |                               |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         | Cu < 4.0 and/or [Cc < 1 or Cc > 3.0] <sup>D</sup>            | GP                            | Poorly graded gravel <sup>E</sup>                                  |                               |
|                                                                                          |                                                                     | Gravels with Fines (More than 12 % fines <sup>C</sup> ) | Fines classify as ML or MH                                   | GM                            | Silty gravel <sup>E,F,G</sup>                                      |                               |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         | Fines classify as CL or CH                                   | GC                            | Clayey gravel <sup>E,F,G</sup>                                     |                               |
| More than 50 % retained on No. 200 sieve                                                 | Sands (50 % or more of coarse fraction passes No. 4 sieve)          | Clean Sands (Less than 5 % fines <sup>H</sup> )         | Cu ≥ 6.0 and 1.0 ≤ Cc ≤ 3.0 <sup>D</sup>                     | SW                            | Well-graded sand <sup>I</sup>                                      |                               |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         | Cu < 6.0 and/or [Cc < 1.0 or Cc > 3.0] <sup>D</sup>          | SP                            | Poorly graded sand <sup>I</sup>                                    |                               |
|                                                                                          |                                                                     | Sands with Fines (More than 12 % fines <sup>H</sup> )   | Fines classify as ML or MH                                   | SM                            | Silty sand <sup>F,G,I</sup>                                        |                               |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         | Fines classify as CL or CH                                   | SC                            | Clayey sand <sup>F,G,I</sup>                                       |                               |
| FINE-GRAINED SOILS                                                                       | Silts and Clays                                                     | inorganic                                               | PI > 7 and plots on or above "A" line <sup>J</sup>           | CL                            | Lean clay <sup>K,L,M</sup>                                         |                               |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         | PI < 4 or plots below "A" line <sup>J</sup>                  | ML                            | Silt <sup>K,L,M</sup>                                              |                               |
|                                                                                          |                                                                     | organic                                                 | Liquid limit – oven dried<br>Liquid limit – not dried < 0.75 | OL                            | Organic clay <sup>K,L,M,N</sup><br>Organic silt <sup>K,L,M,O</sup> |                               |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         |                                                              |                               |                                                                    |                               |
|                                                                                          | 50 % or more passes the No. 200 sieve                               | Silts and Clays                                         | inorganic                                                    | PI plots on or above "A" line | CH                                                                 | Fat clay <sup>K,L,M</sup>     |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         |                                                              | PI plots below "A" line       | MH                                                                 | Elastic silt <sup>K,L,M</sup> |
|                                                                                          |                                                                     | organic                                                 | Liquid limit – oven dried<br>Liquid limit – not dried < 0.75 | OH                            | Organic clay <sup>K,L,M,P</sup><br>Organic silt <sup>K,L,M,O</sup> |                               |
|                                                                                          |                                                                     |                                                         |                                                              |                               |                                                                    |                               |
| HIGHLY ORGANIC SOILS                                                                     | Primarily organic matter, dark in color, and organic odor           |                                                         |                                                              | PT                            | Peat                                                               |                               |

Figura 44 , Classificazione USCS dei terreni.

### 3.4.5 Analisi diffrattometrica a raggi X

Di seguito, vengono riportati in Figura 45, Figura 46, Figura 47, Figura 48 e Figura 49 i risultati della diffrattometria, e per ognuno di essi verrà fatta una discussione. Infine, in Figura 50 verrà riportato un grafico che mette a confronto i vari materiali testati, compresi i due terreni di riferimento (SFM e SGT) degli studi precedentemente condotti.

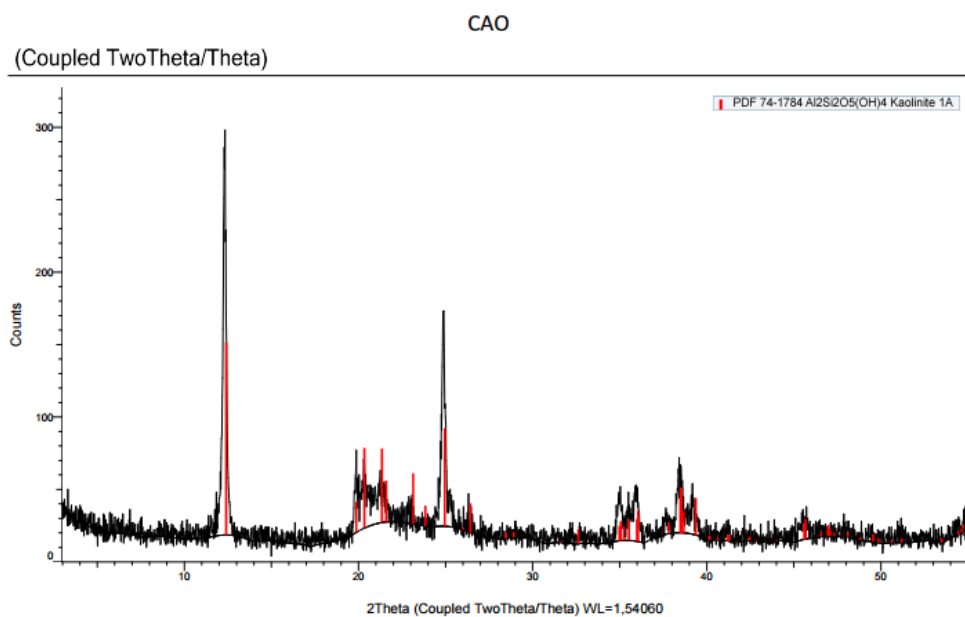


*Figura 45, Spettro diffrattometrico del caolino*

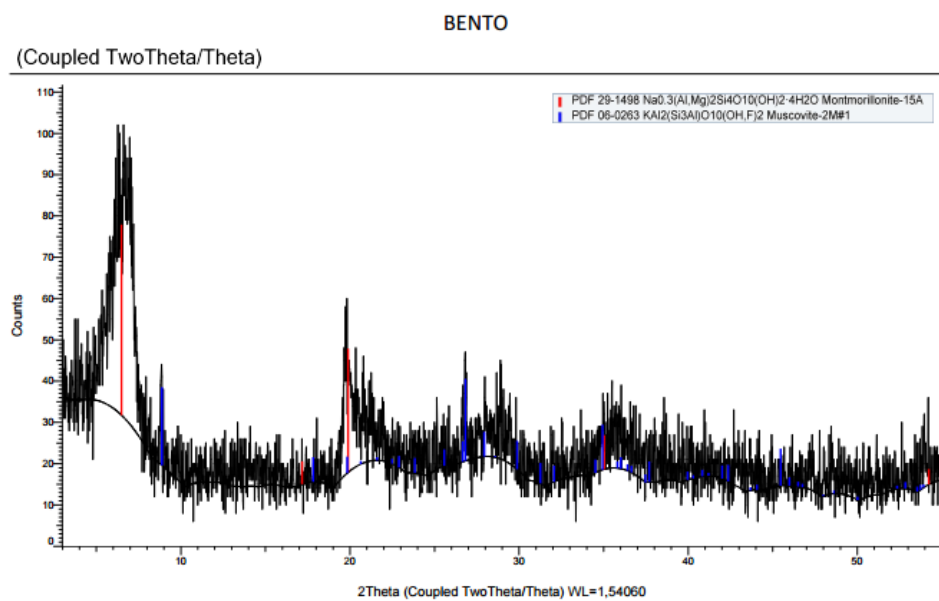


*Figura 46, Spettro diffrattometrico della bentonite*

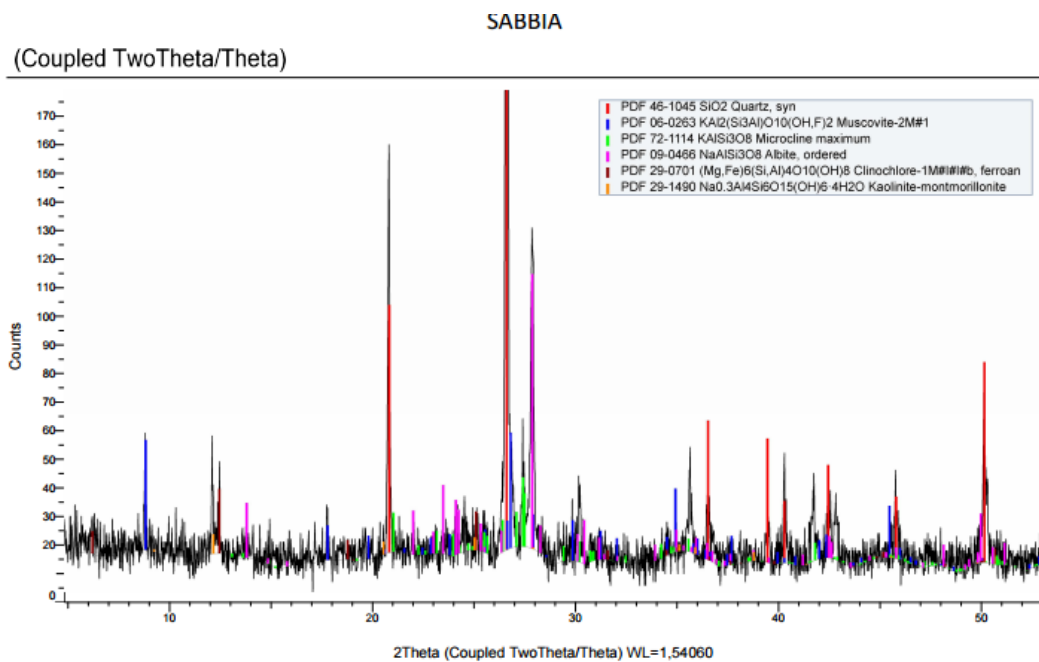


*Figura 47, Spettro diffrattometrico della sabbia del Ticino*

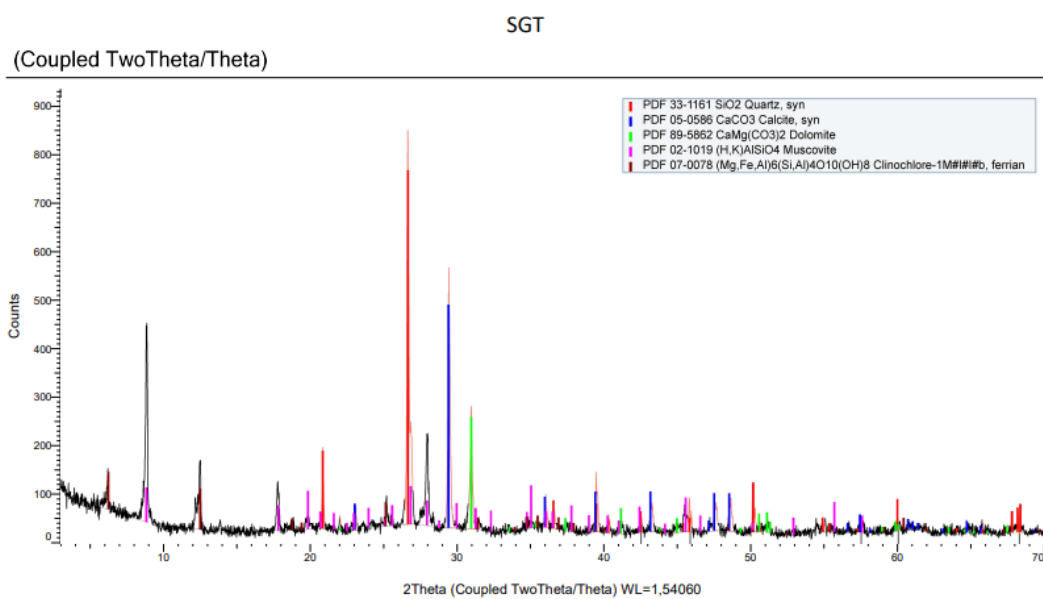


*Figura 48, Spettro diffrattometrico del campione SGT*

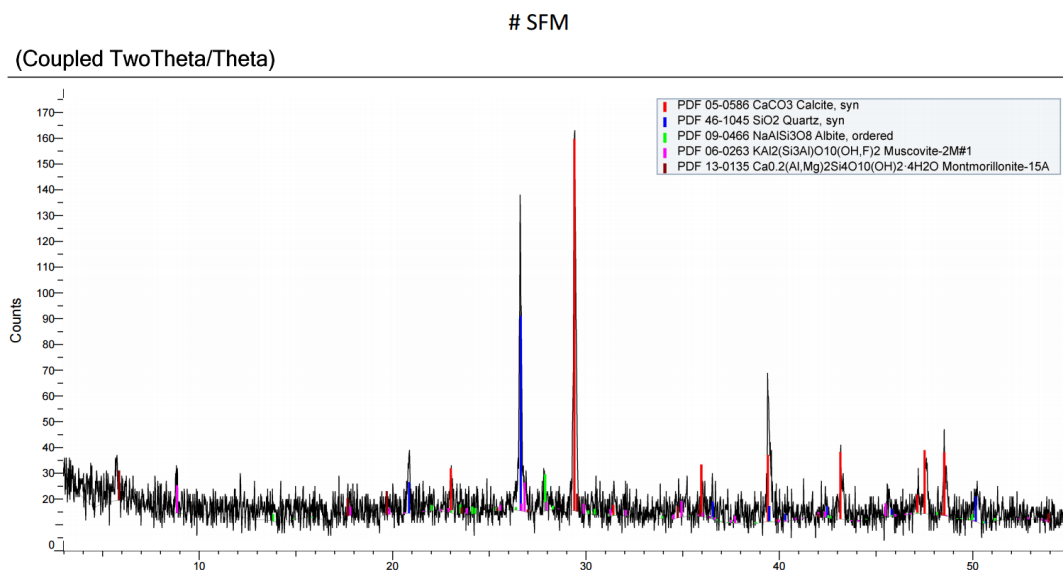


*Figura 49, Spettro diffrattometrico del campione SFM*

Il diffrattogramma del campione di caolino evidenzia una composizione mineralogica molto semplice e prevalentemente monomineralica. I picchi principali coincidono con quelli della caolinite  $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ . I riflessi più intensi risultano concentrati nelle posizioni caratteristiche della caolinite, in particolare nella zona dei bassi angoli e nell'intervallo compreso tra circa  $20^\circ$  e  $30^\circ$ . L'assenza di numerosi picchi secondari suggerisce una composizione relativamente pura e omogenea, con predominanza della fase caolinitica.

Il campione di bentonite presenta invece un diffrattogramma caratterizzato da una componente argillosa rigonfiante dominante. La fase principale identificata è la montmorillonite  $\text{Na}_{0.3}(\text{Al}, \text{Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ . Oltre alla montmorillonite, il diagramma evidenzia la presenza di muscovite  $\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH}, \text{F})_2$ . Il diffrattogramma mostra un forte contributo nei bassi angoli, tipico dei fillosilicati espandibili.

Il campione di sabbia mostra il diffrattogramma più eterogeneo dei tre, con numerose fasi cristalline sovrapposte. La componente dominante è il quarzo  $\text{SiO}_2$ . Sono inoltre presenti:

- muscovite  $\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH}, \text{F})_2$
- microclino  $\text{KAlSi}_3\text{O}_8$

- albite  $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$
- clinocllore ferroan  $(\text{Mg}, \text{Fe})_6(\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$
- fase mista caolinite–montmorillonite  $\text{Na}_{0.3}\text{Al}_4\text{Si}_6\text{O}_{15}(\text{OH})_6 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$

I picchi più intensi risultano associati al quarzo, mentre le altre fasi compaiono come contributi secondari distribuiti lungo tutto il diffrattogramma. La presenza contemporanea di quarzo, feldspati, miche, cloriti e minerali argillosi indica una composizione mineralogica composita e polifasica.

Il campione SGT presenta un diffrattogramma caratterizzato dalla predominanza di quarzo ( $\text{SiO}_2$ ), identificabile dal picco principale a circa  $26,6^\circ$  ( $2\theta$ ). Sono inoltre presenti calcite ( $\text{CaCO}_3$ ) e dolomite  $[\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2]$ , che testimoniano una significativa componente carbonatica, oltre a quantità minori di muscovite e clorite, indicative della presenza di minerali argillosi. Nel complesso, la composizione mineralogica è costituita prevalentemente da quarzo e carbonati, con una componente argillosa secondaria.

Il diffrattogramma del campione SFM evidenzia una composizione mineralogica eterogenea, caratterizzata dalla presenza di diverse fasi cristalline. Tra le fasi identificate risultano presenti calcite ( $\text{CaCO}_3$ ), quarzo ( $\text{SiO}_2$ ), albite, muscovite e montmorillonite. I picchi di maggiore intensità risultano principalmente associati alla calcite e al quarzo, indicando una significativa componente carbonatica e silicatica del terreno. La presenza dell'albite è riconducibile alla componente feldspatica, mentre muscovite e montmorillonite testimoniano la presenza di minerali fillosilicatici e della frazione argillosa. Nel complesso, il diffrattogramma evidenzia quindi una composizione mineralogica polifasica, nella quale coesistono una componente carbonatica importante, una matrice silicea e una componente argillosa secondaria.

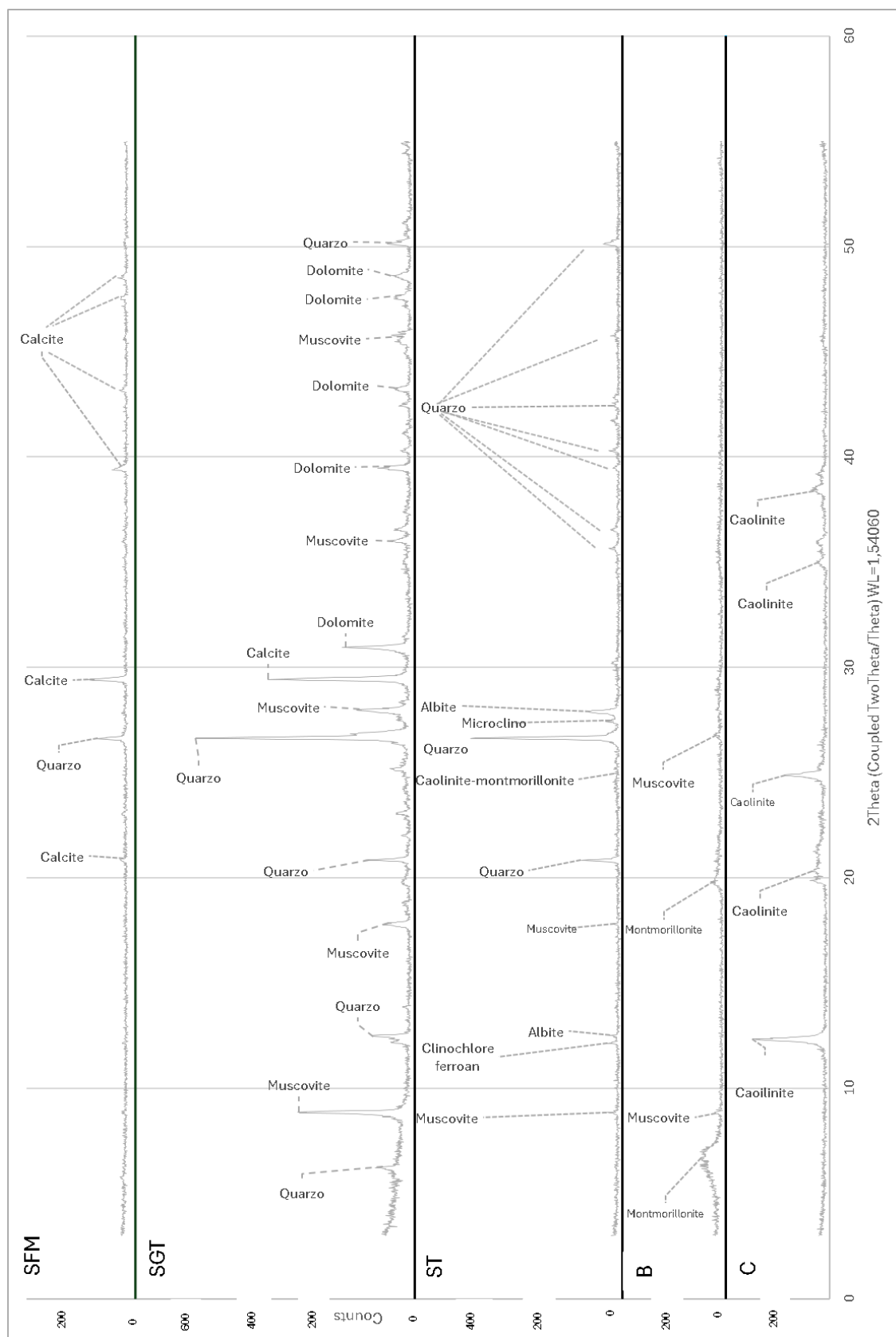


Figura 50, Diffrattogrammi sovrapposti

### 3.4.6 Risultati delle analisi SEM-EDS

L'analisi microstrutturale dei terreni è stata eseguita mediante microscopia elettronica a scansione (SEM), mentre la composizione chimica locale è stata determinata mediante spettroscopia a dispersione di energia (EDS). Per il terreno SGT Le immagini SEM (Figura 51) evidenziano una struttura eterogenea costituita da particelle irregolari con dimensioni comparabili e inferiori a 20 micron, e aggregati granulari, tipici di un terreno naturale.

L'analisi EDS evidenzia una composizione dominata da ossigeno, silicio e alluminio, accompagnati da quantità minori di ferro, magnesio, calcio, sodio, potassio e titanio (Tabella 14). Tale composizione è compatibile con una matrice prevalentemente allumino-silicatica, costituita principalmente da quarzo e minerali argillosi, con modeste quantità di minerali accessori, in accordo ai risultati delle diffrattometrie.

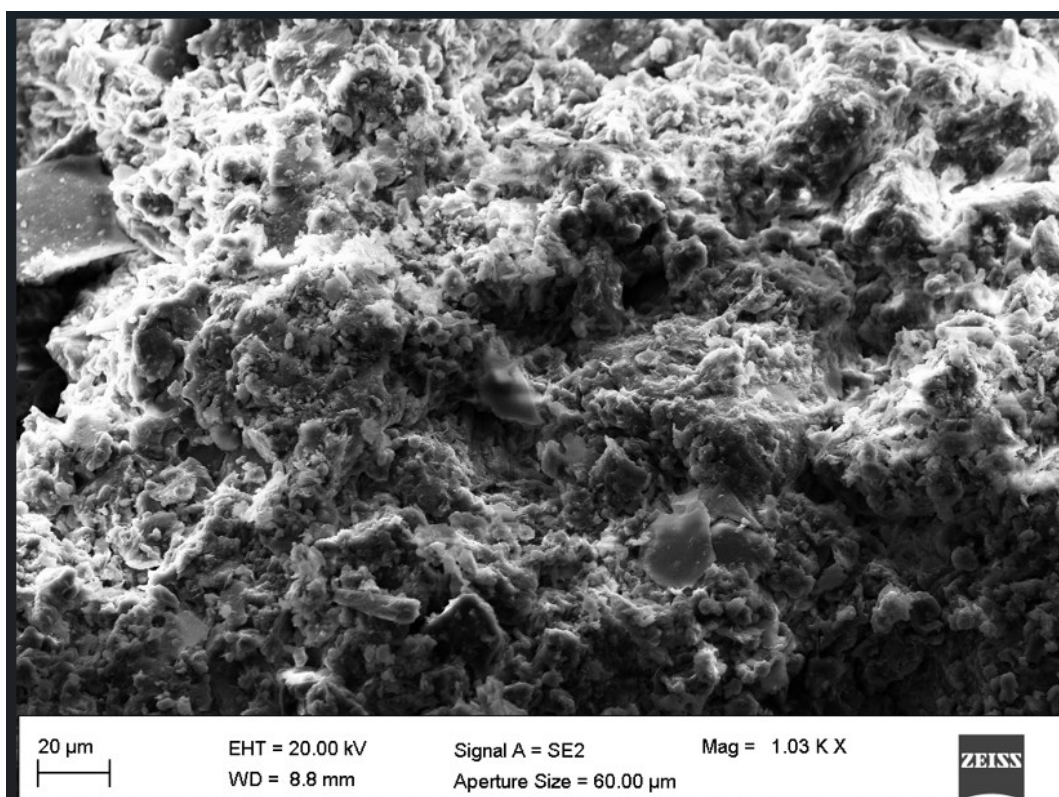


Figura 51, Immagine SEM del campione SGT

Le immagini SEM della bentonite utilizzata (B) mostrano una struttura eterogenea costituita da aggregati di particelle con morfologia irregolare e superfici rugose, come mostrato in Figura 52. A maggiore ingrandimento risultano distinguibili particelle più fini attribuibili ai minerali argillosi.

L'analisi EDS evidenzia una composizione dominata da silicio e carbonio, accompagnati da alluminio e da quantità inferiori di ferro, magnesio, calcio, sodio, potassio e titanio (Tabella 14).

La prevalenza del silicio conferma la presenza di una significativa componente quarzosa, mentre alluminio, potassio e magnesio sono riconducibili ai minerali fillosilicatici. Il calcio, presente in quantità limitate, suggerisce una componente carbonatica molto modesta. Nel complesso, le osservazioni SEM-EDS descrivono un terreno naturale a prevalente matrice silicea.

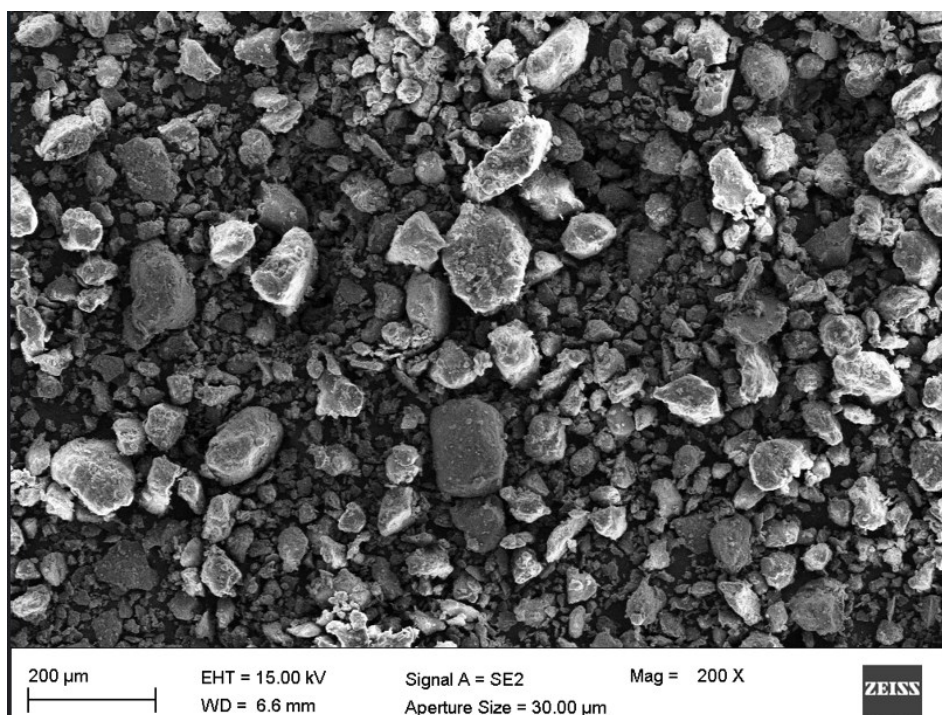


*Figura 52, Immagine SEM del campione B*

L'analisi SEM del caolino (C) evidenzia una microstruttura costituita da particelle fini aggregate tra loro, con superfici irregolari e tessitura disomogenea, visibile in Figura 53.

L'analisi EDS evidenzia una composizione dominata da silicio e alluminio, accompagnati da un contenuto significativo di carbonio. Sono inoltre presenti modeste quantità di titanio e ferro, mentre calcio, magnesio e sodio risultano pressoché assenti (Tabella 14).

La composizione ottenuta mediante EDS risulta coerente con una matrice prevalentemente alumino-silicatica, attribuibile principalmente a quarzo e minerali argillosi. La scarsissima presenza di calcio indica una componente carbonatica trascurabile, mentre il titanio è compatibile con minerali accessori presenti nel terreno.

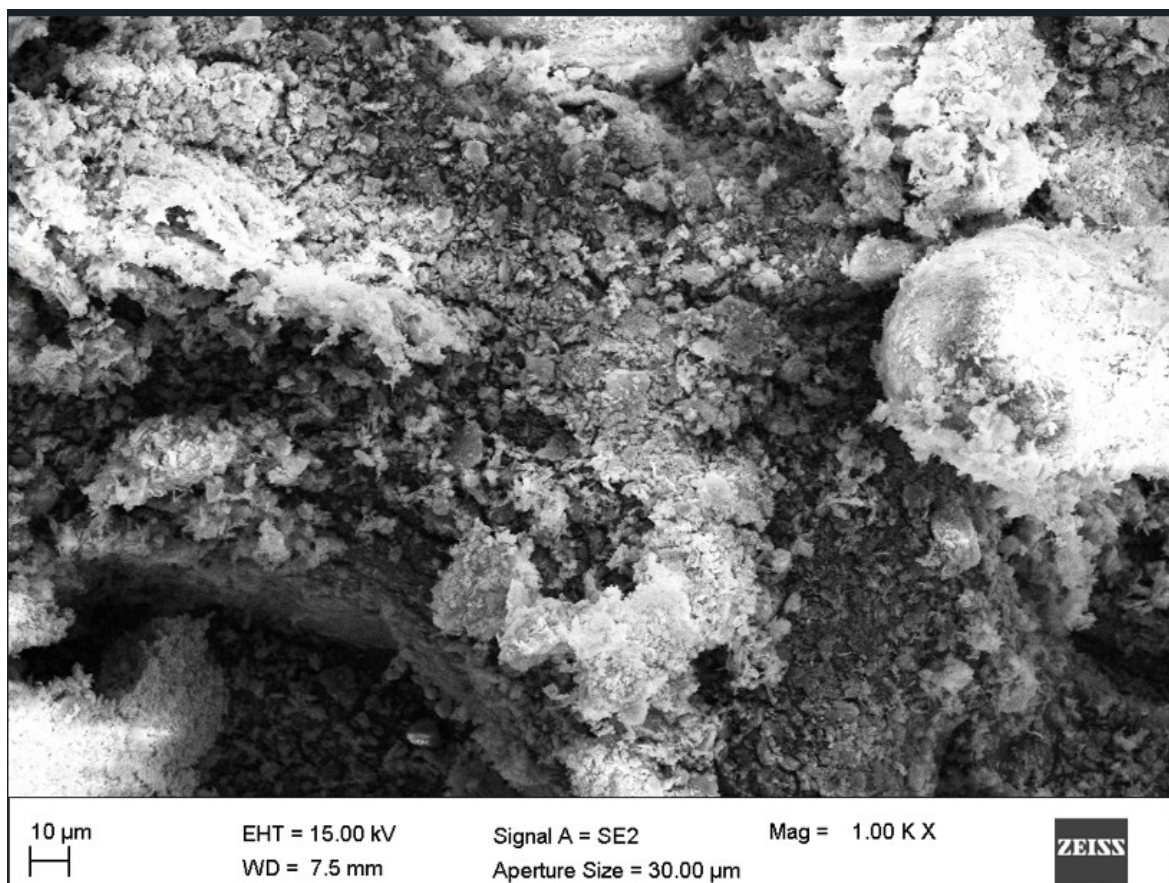


*Figura 53, Immagine SEM del campione C*

L'analisi microstrutturale della sabbia del Ticino (ST) mostra una tessitura eterogenea caratterizzata da aggregati granulari con particelle di dimensioni variabili e porosità intergranulare ben riconoscibile, ed è riportata in Figura 54. Le dimensioni osservate corrispondono a una tessitura grossolana, tipica di tale terreno.

L'analisi EDS evidenzia una composizione dominata da silicio e carbonio, con quantità apprezzabili di alluminio, ferro e magnesio. Sono inoltre presenti potassio, sodio, calcio e modeste quantità di titanio (Tabella 14).

L'elevato contenuto di silicio è riconducibile principalmente alla presenza dominante di quarzo, mentre alluminio e potassio confermano la seppur minima presenza di minerali argillosi. Ferro e magnesio possono essere associati a minerali ferromagnesiati presenti nel terreno. L'insieme delle osservazioni SEM-EDS conferma che il campione rappresenta un terreno naturale caratterizzato da una matrice prevalentemente silicea.

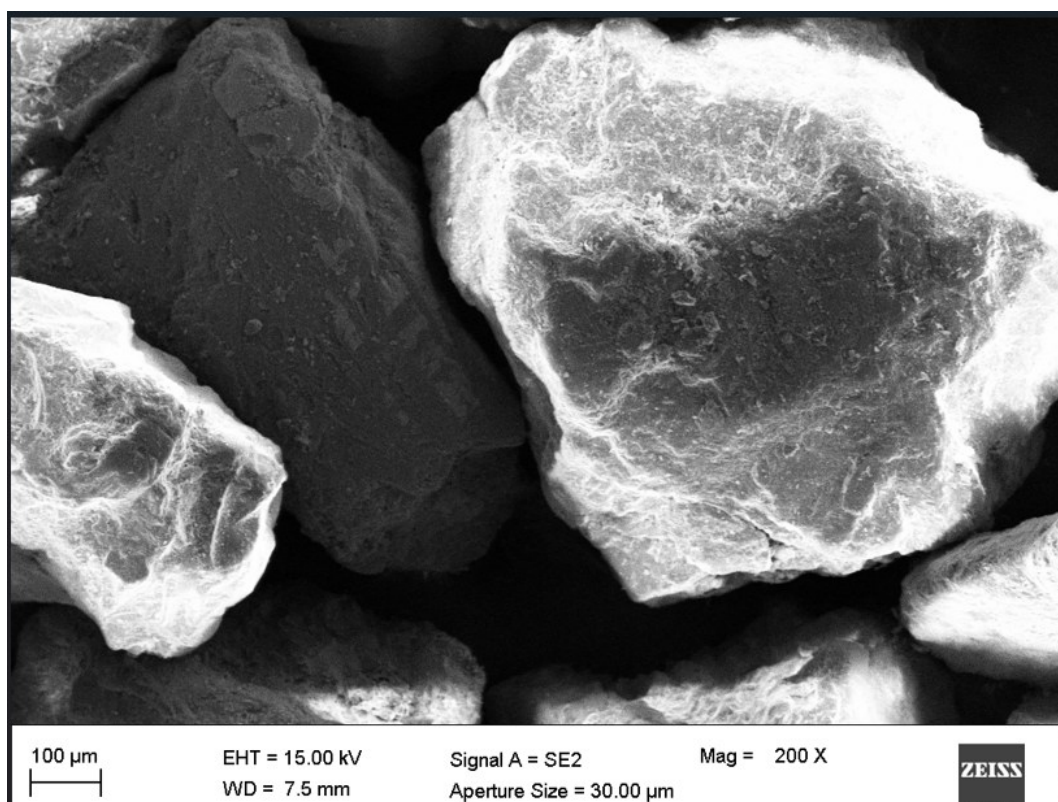


*Figura 54, Immagine SEM del campione ST*

L'analisi SEM del terreno sabbioso SFM, visibile in Figura 55 evidenzia una struttura composta da particelle eterogenee con geometria irregolare e distribuzione non uniforme delle dimensioni dei granuli con pezzatura grossolana.

L'analisi EDS evidenzia una composizione caratterizzata dalla presenza predominante di calcio, silicio e carbonio, accompagnati da alluminio e ferro. Sono inoltre presenti modeste quantità di potassio, magnesio, sodio e titanio (Tabella 14).

L'elevato contenuto di calcio suggerisce una marcata componente carbonatica, in accordo con la probabile presenza di calcite o altri minerali ricchi in calcio. La contemporanea presenza di silicio e alluminio indica inoltre una matrice costituita da quarzo e minerali argillosi. Complessivamente, le osservazioni SEM-EDS descrivono un terreno naturale con significativa componente carbonatica e silicatica.

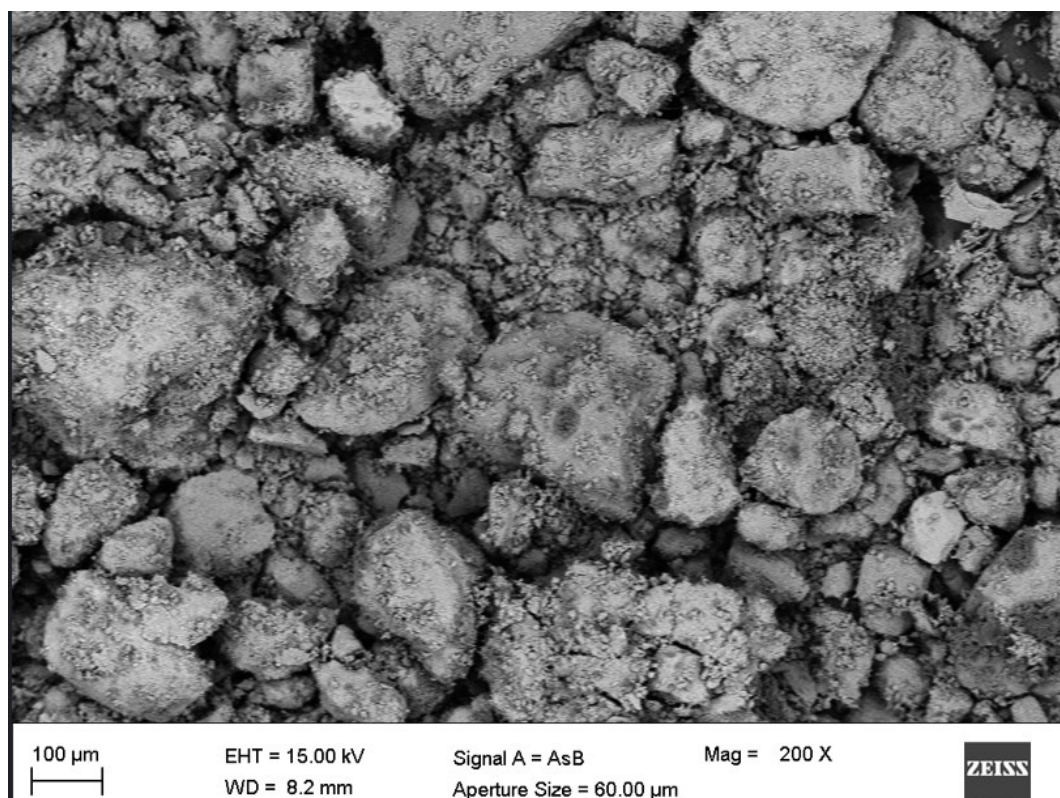


*Figura 55, Immagine SEM del campione SFM*

| Composizione chimica per elementi |        |        |        |        |       |        |        |        |       |       |
|-----------------------------------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|-------|-------|
| Terreno                           | Si (%) | Al (%) | Fe (%) | Ca (%) | K (%) | Mg (%) | Na (%) | Ti (%) | S (%) | C (%) |
| SFM                               | 24.31  | 8.27   | 5.66   | 35.62  | 2.57  | 1.48   | 0.52   | 0.48   | 0     | 21.09 |
| SGT                               | 35.22  | 14.53  | 11.30  | 27.04  | 4.85  | 4.29   | 1.64   | 0.74   | 0.40  | 0     |
| ST                                | 39.12  | 6.50   | 5.19   | 1.12   | 1.95  | 3.58   | 1.58   | 0.30   | 0     | 40.67 |
| C                                 | 32.80  | 29.63  | 0.58   | 0      | 0.33  | 0      | 0      | 2.32   | 0     | 34.18 |
| B                                 | 36.84  | 11.65  | 8.55   | 2.81   | 0.93  | 2.98   | 1.92   | 0.92   | 0     | 33.42 |

Tabella 14, Composizione chimica per elementi

## 4. RISULTATI

### *4.1 Addensamento*

I risultati relativi all'addensamento del terreno SFM, sono stati ottenuti nell'ambito di sperimentazioni precedenti a quella sviluppata nella presente tesi e vengono qui riportati al fine di completare il quadro dei risultati disponibili sui terreni considerati. La curva di compattazione evidenzia il consueto andamento caratterizzato da un progressivo incremento del peso di volume secco all'aumentare del contenuto d'acqua, fino al raggiungimento di un valore massimo, oltre il quale un ulteriore incremento dell'umidità determina una progressiva riduzione della densità secca.

Come si osserva dalla Figura 56, il massimo della curva relativa al terreno non trattato si colloca in corrispondenza di un contenuto d'acqua ottimo pari a circa 14%, al quale corrisponde un peso di volume secco massimo di circa 17,9 kN/m<sup>3</sup>, mentre per lo stesso campione trattato il contenuto d'acqua ottimo è pari al 15%, con un peso di volume secco massimo pari a 18,4 kN/m<sup>3</sup>.

La curva presenta un andamento sufficientemente definito nella zona prossima al massimo, permettendo di individuare con buona approssimazione sia il valore di  $w_{opt}$  sia quello di

$\gamma_{d,max}$ .

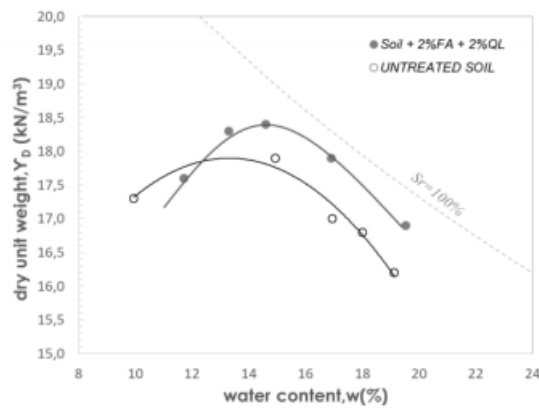


Figura 56, Curva di compattazione Proctor per il terreno SFM trattato e non

I risultati relativi all'addensamento del terreno SGT, derivano anch'essi da sperimentazioni precedenti rispetto a quella oggetto della presente tesi.

Come mostrato in Figura 57, il valore massimo della curva di compattazione si colloca in corrispondenza di un contenuto d'acqua ottimo pari a circa 17%, al quale corrisponde un peso di volume secco massimo pari a circa 17,9 kN/m<sup>3</sup>. L'andamento della curva evidenzia, nella prima parte, un incremento del peso di volume secco all'aumentare del contenuto d'acqua, fino al raggiungimento della condizione di massimo addensamento. Oltre tale condizione, l'incremento del contenuto d'acqua determina invece una progressiva riduzione del peso di volume secco, definendo il ramo discendente della curva. I valori di  $w_{opt}$  e  $\gamma_{d,max}$  sono riportati anche nella figura originale relativa ai risultati sperimentali.

La curva del terreno trattato con il 2% di FA e il 2% di QL presenta pertanto un massimo sufficientemente evidente, dal quale è possibile individuare i parametri caratteristici dell'addensamento. In particolare, il valore di  $w_{opt} = 18,5\%$  rappresenta il contenuto d'acqua al quale, nelle condizioni considerate, viene raggiunto il massimo peso di volume secco, pari a  $\gamma_{d,max} = 17,7 \text{ kN/m}^3$ .

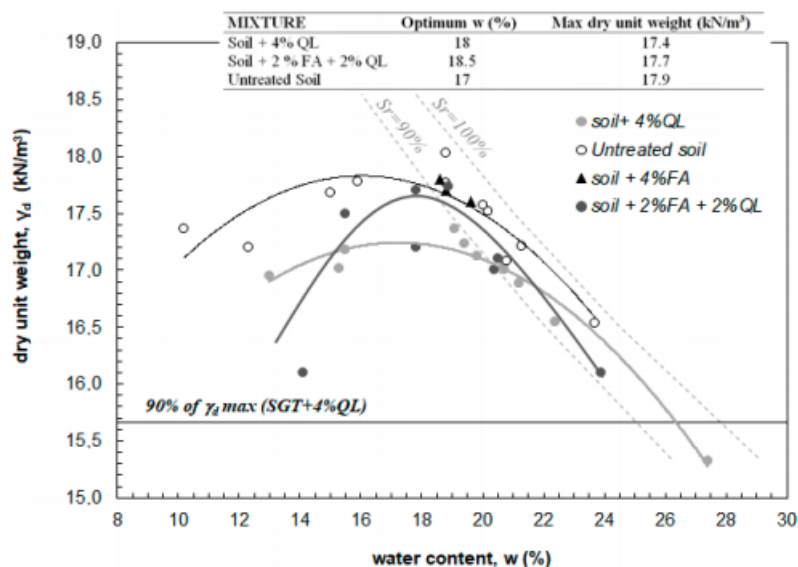


Figura 57, Curva di compattazione Proctor per il terreno SGT trattato (con differenti % di legante) e non

Per la sabbia del Ticino (sigla ST), essendo un materiale granulometricamente molto diverso, è stata riscontrata la necessità di lavorare con contenuti d'acqua inferiori (vedi cap 3.3.6), è stato quindi necessario costruire la curva di compattazione di riferimento, a seguire sono riportati i relativi risultati.

La Figura 58 mostra la curva di compattazione Proctor Standard per il terreno non trattato, costruita a partire dai risultati sperimentali ottenuti nella presente attività di tesi e riportati in Tabella 15. I valori di contenuto d'acqua investigati sono compresi tra il 4,2% e il 6,7%, mentre i corrispondenti valori di peso di volume secco variano tra 13,42 e 14,49 kN/m<sup>3</sup>.

In particolare, il campione ST5, caratterizzato dal più basso contenuto d'acqua tra quelli esaminati ( $w = 4,2\%$ ), corrisponde al minor valore di peso di volume secco ( $\gamma_D = 13,42$  kN/m<sup>3</sup>). Incrementando il contenuto d'acqua fino a circa il 4,84% (campione ST6), il peso di volume secco aumenta sensibilmente raggiungendo 14,27 kN/m<sup>3</sup>, con un incremento di circa il 6,3% rispetto al valore iniziale. Tale tendenza prosegue fino ai valori prossimi al massimo

della curva, individuati grazie all'interpolazione nell'intervallo compreso tra il 5% e il 6,5% di umidità.

Il valore sperimentale più elevato è stato ottenuto per il campione ST10, con un contenuto d'acqua pari al 6,5% e un peso di volume secco di 14,49 kN/m<sup>3</sup>. Per il campione ST8, caratterizzato da un contenuto d'acqua leggermente superiore ( $w = 6,7\%$  il peso di volume secco diminuisce fino a 14,10 kN/m<sup>3</sup>, evidenziando l'inizio del ramo discendente della curva di compattazione.

I dati sperimentali sono ben descritti mediante una funzione polinomiale di secondo grado secondo la seguente espressione:

$$y = -0.6003x^2 + 6.8453x - 4.7609$$

Dalla posizione del vertice della parabola è stato determinato un contenuto d'acqua ottimo pari a 5,7%, al quale corrisponde un peso di volume secco massimo pari a 14,75 kN/m<sup>3</sup>. Il valore ottimo risulta certamente compreso all'interno dell'intervallo sperimentale investigato e in prossimità dei punti relativi ai campioni ST6 e ST10, che definiscono la zona di massimo della curva.

Il confronto tra i valori sperimentali e quelli ottenuti dall'interpolazione evidenzia una buona rappresentazione dell'andamento complessivo dei dati. La differenza tra il massimo teorico della curva (14,75 kN/m<sup>3</sup>) e il massimo valore misurato sperimentalmente (14,49 kN/m<sup>3</sup>) risulta contenuta, pari a circa 0,26 kN/m<sup>3</sup>.

Tabella 15, Dati sperimentali per la curva Proctor relativi al terreno ST

| DATA COMPATTAZIONE        |                   | 31/05/2026 |       | 31/05/2026 |       | 31/05/2026 |       | 08/06/2026 |       |
|---------------------------|-------------------|------------|-------|------------|-------|------------|-------|------------|-------|
| Campione                  |                   | ST6        |       | ST8        |       | ST10       |       | ST5        |       |
| Contenitore               |                   | 358        | 11    | 11         | 72    | 118        | 358   | 415        | 410   |
| Peso Lordo Umido Campione | g                 | 72,77      | 84,77 | 85,40      | 78,51 | 79,31      | 78,39 | 69,80      | 73,43 |
| Peso Lordo Secco Campione | g                 | 70,71      | 82,19 | 81,53      | 75,41 | 75,57      | 75,45 | 68,06      | 71,65 |
| Peso acqua                | g                 | 2,06       | 2,58  | 3,87       | 3,10  | 3,74       | 2,94  | 1,74       | 1,78  |
| Tara                      | g                 | 30,32      | 28,86 | 28,84      | 28,84 | 30,72      | 30,33 | 32,17      | 29,35 |
| Peso Netto Secco          | g                 | 40,39      | 53,33 | 52,69      | 46,57 | 44,85      | 45,12 | 35,89      | 42,30 |
| Umidità                   | %                 | 5,1%       | 4,84% | 7,3%       | 6,66% | 8,3%       | 6,5%  | 4,8%       | 4,2%  |
| peso lordo fustella       | g                 | 947,40     |       | 949,90     |       | 962,61     |       | 951,14     |       |
| tara fustella             | g                 | 456,29     |       | 456,21     |       | 456,07     |       | 492,13     |       |
| peso netto                | g                 | 491,11     |       | 493,69     |       | 506,54     |       | 459,01     |       |
| peso secco                | g                 | 468,45     |       | 462,88     |       | 475,55     |       | 440,47     |       |
| volume della fustella     | cm <sup>3</sup>   | 322,01     |       | 322,01     |       | 322,01     |       | 322,01     |       |
| γ <sub>D</sub>            | g/cm <sup>3</sup> | 1,45       |       | 1,44       |       | 1,48       |       | 1,37       |       |
| γ <sub>D</sub>            | kN/m <sup>3</sup> | 14,27      |       | 14,10      |       | 14,49      |       | 13,42      |       |

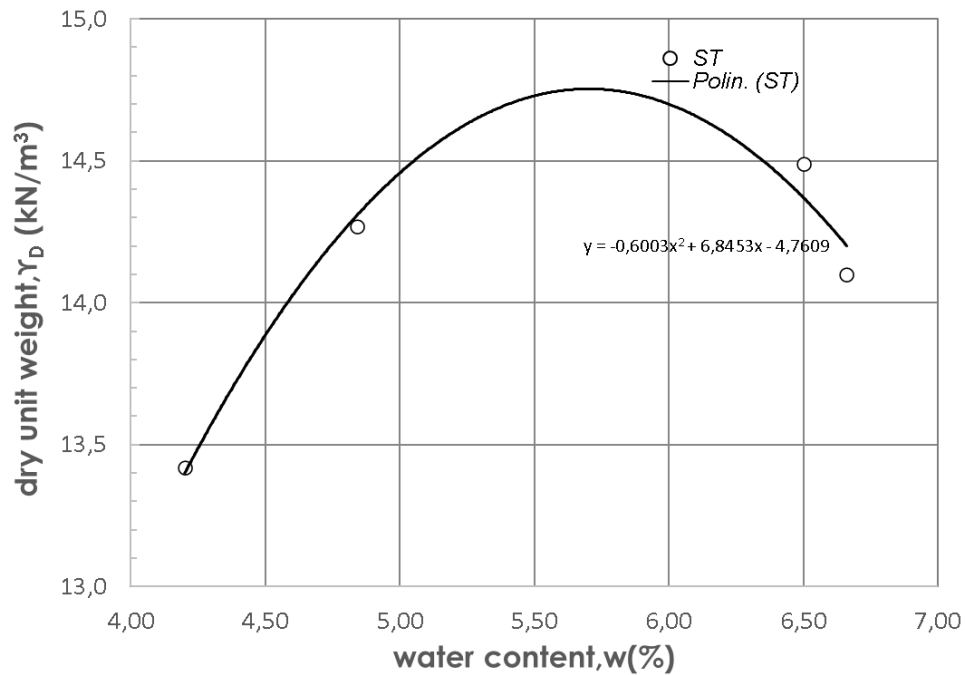


Figura 58, Curva di compattazione Proctor per il terreno ST non trattato

I risultati relativi all'addensamento del caolino, denominato terreno C, sono stati ottenuti nella presente sperimentazione. La curva di compattazione evidenzia il consueto andamento

a campana caratterizzato da un progressivo incremento del peso di volume secco all'aumentare del contenuto d'acqua, fino al raggiungimento di un valore massimo, oltre il quale un ulteriore incremento dell'umidità determina una progressiva riduzione della densità secca.

La Figura 59 mostra la curva di compattazione Proctor Standard ottenuta per il terreno trattato con il 2% di fly ash attivata con il 2% di calce, costruita a partire dai risultati sperimentali riportati in Tabella 16.

La curva presenta un andamento sufficientemente definito nella zona prossima al massimo, permettendo di individuare con buona approssimazione sia il valore di  $w_{opt}$  sia quello di  $\gamma_{d,max}$ , eseguendo un'opportuna interpolazione. Il massimo della curva relativa al terreno trattato si colloca in corrispondenza di un contenuto d'acqua ottimo pari a circa 27,3%, al quale corrisponde un peso di volume secco massimo di circa 14,68 kN/m<sup>3</sup>.

I valori sperimentali riportati in Tabella 16 mostrano un progressivo incremento del peso di volume secco al crescere del contenuto d'acqua. In particolare, per il contenuto d'acqua più basso, pari a circa 13,5%, si registra un peso di volume secco di circa 10,77 kN/m<sup>3</sup>. Incrementando l'umidità fino a circa 17,8%, il peso di volume secco aumenta fino a circa 12,77 kN/m<sup>3</sup>, mentre per un contenuto d'acqua di circa 22,1% raggiunge 14,27 kN/m<sup>3</sup>.

Il valore sperimentale più elevato è stato ottenuto per il campione caratterizzato da un contenuto d'acqua pari a circa 24,7%, con un peso di volume secco di circa 14,40 kN/m<sup>3</sup>. Per contenuti d'acqua superiori si osserva invece una riduzione del peso di volume secco, fino a raggiungere circa 13,95 kN/m<sup>3</sup> per un contenuto d'acqua prossimo al 33,4%, evidenziando l'inizio del ramo discendente della curva di compattazione.

I dati sperimentali sono ben descritti mediante una funzione polinomiale di secondo grado secondo la seguente espressione:

$$\gamma_d = -0,0206w^2 + 1,1257w - 0,7018$$

Dalla posizione del vertice della parabola è stato determinato un contenuto d'acqua ottimo pari a 27,3%, al quale corrisponde un peso di volume secco massimo teorico pari a 14,68 kN/m<sup>3</sup>.

Il valore ottimo risulta compreso nell'intervallo sperimentale investigato e localizzato nella zona intermedia tra i punti relativi ai campioni caratterizzati da contenuti d'acqua pari a circa 24,7% e 33,4%, che definiscono i limiti della zona di massimo della curva.

Tabella 16, Dati sperimentali per la curva Proctor relativi al terreno C trattato

| DATA COMPATTAZIONE        |                   | 15/05/2026 |        | 17/07/2026 |        | 23/09/2026 |        | 23/09/2026 |        | 23/09/2026 |        |
|---------------------------|-------------------|------------|--------|------------|--------|------------|--------|------------|--------|------------|--------|
| Campione                  |                   | C2FA2QL22  |        | C2FA2QL36  |        | C2FA2QL13  |        | C2FA2QL18  |        | C2FA2QL24  |        |
| Contenitore               |                   | 47         | 47     | 404        | 404    | 161        | 415    | 118        | 118    | 306        | 161    |
| Peso Lordo Umido Campione | g                 | 65,23      | 64,37  | 105,28     | 72,43  | 64,85      | 65,90  | 70,00      | 74,15  | 71,95      | 83,26  |
| Peso Lordo Secco Campione | g                 | 58,46      | 58,03  | 86,04      | 62,02  | 60,89      | 61,9   | 63,76      | 67,85  | 64         | 73,29  |
| Peso acqua                | g                 | 6,77       | 6,34   | 19,24      | 10,41  | 3,96       | 4,00   | 6,24       | 6,30   | 7,95       | 9,97   |
| Tara                      | g                 | 29,12      | 29,12  | 32,87      | 30,84  | 32,75      | 32,33  | 30,71      | 32,59  | 32,62      | 32,72  |
| Peso Netto Secco          | g                 | 29,34      | 28,91  | 53,17      | 31,18  | 28,14      | 29,57  | 33,05      | 35,26  | 31,38      | 40,57  |
| Umidità                   | %                 | 23,07%     | 21,93% | 36,19%     | 33,39% | 14,1%      | 13,53% | 18,88%     | 17,87% | 25,33%     | 24,57% |
| peso lordo fustella       | g                 | 1027,40    |        | 1066,73    |        | 857,47     |        | 950,20     |        | 1044,80    |        |
| tara fustella             | g                 | 456,26     |        | 456,16     |        | 456,10     |        | 456,19     |        | 455,94     |        |
| peso netto                | g                 | 571,14     |        | 610,57     |        | 401,37     |        | 494,01     |        | 588,86     |        |
| peso secco                | g                 | 468,42     |        | 457,74     |        | 353,55     |        | 419,12     |        | 472,70     |        |
| volume della fustella     | cm <sup>3</sup>   | 322,01     |        | 322,01     |        | 322,01     |        | 322,01     |        | 322,01     |        |
| γ <sub>D</sub>            | g/cm <sup>3</sup> | 1,45       |        | 1,42       |        | 1,10       |        | 1,30       |        | 1,47       |        |
| γ <sub>D</sub>            | kN/m <sup>3</sup> | 14,27      |        | 13,95      |        | 10,77      |        | 12,77      |        | 14,40      |        |

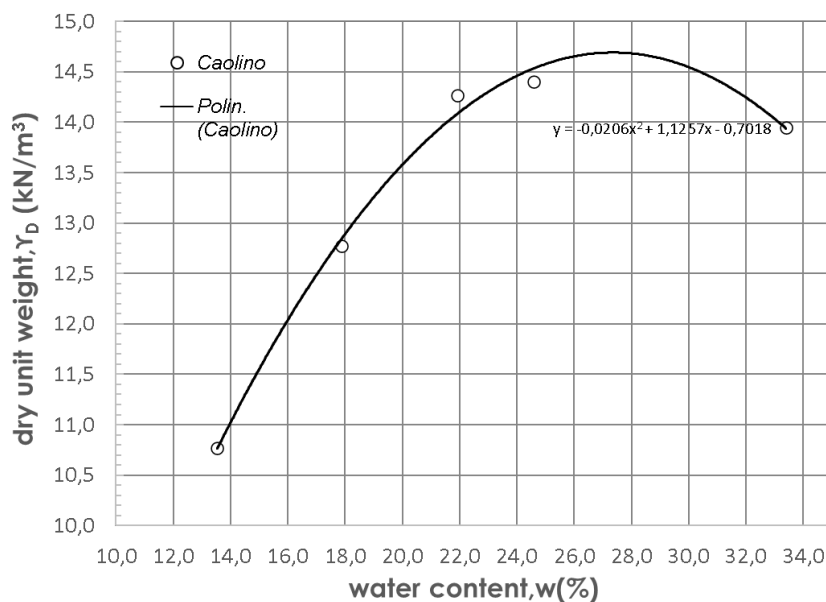


Figura 59, Curva di compattazione Proctor per il terreno C trattato

## 4.2 Conducibilità idraulica

### 4.2.1 Interpretazione dei risultati sperimentali

La conducibilità idraulica dei terreni trattati con leganti subisce tipicamente una riduzione all'aumentare del tempo di stagionatura<sup>75</sup> a seguito della formazione dei prodotti di reazione amorfi che si sviluppano all'interno dei campioni nel tempo.

Per i quattro terreni considerati nella presente tesi e per i differenti contenuti d'acqua investigati, il coefficiente di permeabilità,  $k$ , decresce all'aumentare del tempo di stagionatura in 3 casi su 10 esaminati, rimane pressoché stabile in 1 caso su 10 esaminati e aumenta in 6 casi su 10 esaminati.

Considerando i risultati relativi al caolino, per le due condizioni di contenuto d'acqua investigate, si osserva una generale riduzione della permeabilità con il procedere della stagionatura.

Nel caso del campione caratterizzato da un contenuto d'acqua pari al 21,9%, il coefficiente di permeabilità iniziale è pari a circa  $8,91 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ , mentre al termine del periodo di osservazione (pari a 2 mesi) raggiunge un valore di circa  $1,62 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ .

La riduzione complessiva è quindi rappresentata da un fattore 5,5. L'andamento mostra una riduzione progressiva che interessa l'intero periodo di osservazione, con una maggiore variazione nella parte centrale della stagionatura e una successiva attenuazione della pendenza fino a raggiungere valori per lo più stabili.

---

<sup>75</sup> Cuisinier, O. et al., (2014). *Time of reactions in a lime treated clayey soil and influence of curing conditions on its microstructure and behaviour*. Applied Clay Science, 99, 100–109.

Il campione caratterizzato da un contenuto d'acqua maggiore, pari al 33,4%, presenta invece valori di permeabilità iniziale sensibilmente inferiore. Il valore iniziale è infatti dell'ordine di  $7,08 \cdot 10^{-10}$  m/s, e raggiunge circa  $3,46 \cdot 10^{-10}$  m/s al termine della serie sperimentale. In questo caso la riduzione complessiva è di circa un fattore 2, quindi decisamente meno marcata rispetto al campione compattato al contenuto d'acqua di 21,9%. Il confronto tra le due condizioni evidenzia pertanto che, nel caolino, l'influenza del contenuto d'acqua sulla permeabilità iniziale è molto. Infatti i valori iniziali di  $k$  per il campione a contenuto d'acqua maggiore sono inferiori di circa due ordini di grandezza rispetto al campione a contenuto d'acqua inferiore.

Considerando i risultati ottenuti per il terreno sabbioso-limoso nelle differenti condizioni di contenuto d'acqua investigate, si osserva anche in questo caso una ricorrente riduzione del coefficiente di permeabilità durante la stagionatura. I contenuti d'acqua dei campioni analizzati sono pari a 11,7%, 13,3%, 14,6%, 16,9% e 19,5%.

La variazione dei valori iniziali di permeabilità tra le diverse condizioni è particolarmente significativa. Il campione preparato al 11,7% presenta un valore iniziale dell'ordine di  $1,24 \cdot 10^{-6}$  m/s, mentre per il campione al 13,3% il valore iniziale è minore, pari a  $4,26 \cdot 10^{-7}$  m/s.

Alle condizioni di contenuto d'acqua pari al 14,6% e al 16,9%, i valori iniziali risultano ulteriormente inferiori, rispettivamente pari a  $7,25 \cdot 10^{-8}$  e  $1,01 \cdot 10^{-8}$  m/s. Il campione al 19,5% presenta invece un valore iniziale maggiore di quello relativo al contenuto d'acqua di 16,9%, pari a  $2,84 \cdot 10^{-8}$  m/s.

Questi risultati mostrano quindi che la relazione tra contenuto d'acqua e permeabilità è decrescente fino a condizioni leggermente *wet* o *optimum* per poi invertire il trend nella

condizione più umida esaminata. È importante sottolineare che il valore ottenuto per il campione compattato al 19.5% non supera i valori di permeabilità registrati in prossimità dell'ottimo.

Anche l'evoluzione nel tempo presenta differenze rilevanti. Per le condizioni al 11,7%, 14,6% e 19,5%, la riduzione complessiva è relativamente contenuta, con valori finali rispettivamente pari a circa  $3,64 \cdot 10^{-7}$ ,  $2,39 \cdot 10^{-8}$  e  $8,18 \cdot 10^{-9}$  m/s. La riduzione risulta invece molto più marcata per le condizioni al 13,3% e 16,9%.

In particolare, il campione al 13,3% passa da circa  $4,26 \cdot 10^{-7}$  m/s a circa  $4,25 \cdot 10^{-8}$  m/s, con una riduzione complessiva di circa un ordine di grandezza. Ancora più evidente è il comportamento della condizione al 16,9%, per la quale il valore di  $k$  passa da circa  $1,01 \cdot 10^{-8}$  m/s a circa  $1,52 \cdot 10^{-10}$  m/s, corrispondente a una riduzione di 66 volte.

Analogamente a quanto osservato per il caolino trattato, il comportamento dei campioni confezionati con il terreno SFM trattato evidenzia che l'evoluzione temporale di permeabilità non dipende esclusivamente dal tempo di stagionatura, ma risulta fortemente condizionata dalla condizione di compattazione iniziale. In particolare, la condizione leggermente umida rispetto all'ottimo mostra anche una riduzione della permeabilità più marcata e prolungata nel tempo.

Anche per il terreno limo-argilloso SGT trattato con il 2% di *fly ash* attivate con il 2% di calce viva, considerando le diverse condizioni di contenuto d'acqua investigate, si osserva una riduzione del coefficiente di permeabilità  $k$  con il procedere della stagionatura. Le condizioni analizzate corrispondono a contenuti d'acqua pari a 15,5%, 17,8%, 20,5% e 23,9%.

Anche in questo caso la differenza di permeabilità iniziale è significativa. Il campione al 15,5% presenta un valore iniziale di circa  $1,97 \cdot 10^{-5}$  m/s, mentre aumentando il contenuto d'acqua al 17,8% il valore iniziale scende a circa  $9,16 \cdot 10^{-6}$  m/s.

Per il campione al 20,5% il coefficiente iniziale è ulteriormente inferiore, pari a  $6,13 \cdot 10^{-7}$  m/s, mentre nella condizione al 23,9% si raggiunge un valore iniziale di  $4,87 \cdot 10^{-8}$  m/s.

Si osserva quindi, anche per il terreno SGT trattato con cenere volante, una riduzione molto marcata del valore iniziale di permeabilità all'aumentare del contenuto d'acqua, con una differenza complessiva di quasi tre ordini di grandezza tra le condizioni estreme investigate. Anche la variazione nel tempo risulta evidente per tutte le condizioni, ma con intensità differente. Il campione al 15,5% presenta una riduzione di circa un fattore 3,3, mentre quello al 17,8% mostra la variazione relativa maggiore, con una riduzione di circa un fattore 7. Per le condizioni al 20,5% e 23,9%, la riduzione è rispettivamente di circa un fattore 3,8 e 3,1. Il comportamento del terreno SGT trattato evidenzia quindi una distinzione particolarmente netta tra effetto della condizione iniziale di compattazione ed effetto della stagionatura. La variazione del contenuto d'acqua determina differenze molto ampie nei valori assoluti di  $k$ , mentre la stagionatura produce una riduzione progressiva all'interno di ciascuna singola condizione. Anche in questo caso, pertanto, il contenuto d'acqua rappresenta una variabile fondamentale nell'interpretazione dei valori di permeabilità.

Per la sabbia del Ticino, terreno ST, considerando la condizione di contenuto d'acqua investigata, pari a circa 5,7%, si osserva una progressiva riduzione del coefficiente di permeabilità durante il periodo di stagionatura.

Il valore iniziale di  $k$  è pari a circa  $2,36 \cdot 10^{-6}$  m/s, mentre al termine dei dati sperimentali, a circa 50 giorni di stagionatura, il valore si riduce fino a  $8,28 \cdot 10^{-7}$  m/s. La riduzione complessiva è quindi pari a circa un fattore 2,8.

L'andamento presenta una prima fase caratterizzata da una riduzione relativamente rapida del coefficiente di permeabilità. Successivamente, tra circa 8 e 20 giorni, la variazione risulta più contenuta e i valori tendono a mantenersi all'interno di un intervallo relativamente ristretto. Nella parte finale della sperimentazione si osserva nuovamente una riduzione, che porta i valori a stabilizzarsi sul valore minimo registrato. Rispetto ai terreni SFM e SGT, la serie ST mostra quindi una variazione complessiva più contenuta, pur mantenendo il medesimo comportamento generale di diminuzione di permeabilità nel tempo.

Per evidenziare più nel dettaglio l'evoluzione temporale osservata nei risultati sperimentali, viene riportato in Figura 60 l'andamento della permeabilità nel tempo del campione di caolino trattato con la *fly ash* attivata al 21,9% di contenuto d'acqua.

Il valore iniziale del coefficiente di permeabilità  $k$  è pari  $8,91 \cdot 10^{-8}$  m/s. Nel corso della maturazione si osserva una generale diminuzione della permeabilità, sebbene siano presenti alcune oscillazioni tra misure successive. Al termine del periodo considerato, a circa 42,6 giorni, il valore di permeabilità  $k$  raggiunge  $2,13 \cdot 10^{-8}$  m/s, corrispondente a una riduzione complessiva del 76% rispetto al valore iniziale.

L'andamento può essere suddiviso in tre zone principali (Figura 60):

Zona I – fase di riduzione più marcata, 0–16,5 giorni.

In questa prima fase il coefficiente di permeabilità presenta una riduzione complessivamente marcata, pur mostrando alcune oscillazioni nelle prime misure. Il valore

di permeabilità  $k$  passa da  $8,91 \cdot 10^{-8}$  m/s a circa  $5,76 \cdot 10^{-8}$  m/s. In particolare, dopo una prima oscillazione dei valori nei primi giorni, a partire da circa 7,5 giorni si osserva una diminuzione più evidente e progressiva.

Zona II – fase di riduzione progressiva, 16,5–32 giorni.

In questa fase la diminuzione della permeabilità prosegue in maniera più regolare ma più lenta. Il valore di  $k$  passa da circa  $5,76 \cdot 10^{-6}$  cm/s a circa  $3,12 \cdot 10^{-6}$  cm/s. Sono presenti alcune oscillazioni, in particolare tra circa 22 e 25 giorni, ma la tendenza generale rimane chiaramente decrescente.

Zona III – fase di relativa stabilizzazione, circa 32–42,6 giorni.

A partire da circa 32 giorni l'andamento della curva tende a stabilizzarsi, con valori di permeabilità che rimangono prevalentemente prossimi a  $3 \cdot 10^{-8}$  cm/s. Tra circa 32 e 40 giorni le variazioni risultano infatti molto contenute, con valori compresi indicativamente tra  $3,12 \cdot 10^{-8}$  e tra  $2,93 \cdot 10^{-8}$  e m/s.

Nel complesso, l'andamento evidenzia quindi una progressiva riduzione della permeabilità durante la stagionatura, caratterizzata da una maggiore variabilità nelle prime fasi e da una progressiva attenuazione della pendenza della curva con il procedere del tempo.

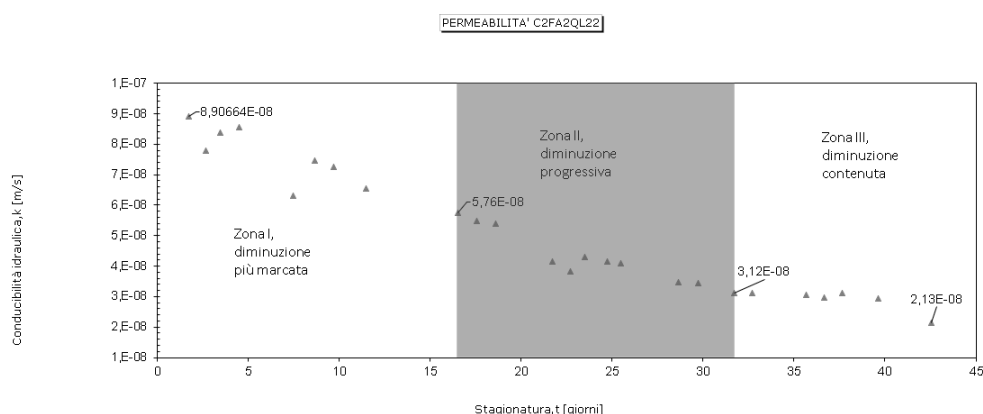


Figura 60, Andamento della permeabilità nel tempo del campione di caolino trattato e idratato al 21,9%

Un secondo esempio significativo è rappresentato dal campione di terreno trattato SFM, riportato in Figura 61, caratterizzato da un contenuto d'acqua di compattazione pari al 13,3%. Il valore iniziale del coefficiente di permeabilità  $k$  è pari a  $4,26 \cdot 10^{-7}$  m/s, misurato dopo circa 2,4 giorni di stagionatura. Nel corso della maturazione si osserva una generale diminuzione della conducibilità idraulica, accompagnata da alcune oscillazioni dei valori sperimentali. A circa 52,6 giorni il coefficiente raggiunge un valore di circa  $6,14 \cdot 10^{-8}$  m/s, corrispondente a una riduzione complessiva di circa l'85,6% rispetto al valore iniziale.

L'andamento può essere suddiviso in tre zone principali:

Zona I – fase iniziale, circa 2–15 giorni.

In questa prima fase si osserva la riduzione più evidente della permeabilità. Il coefficiente  $k$  passa da circa  $4,26 \cdot 10^{-7}$  m/s a circa  $1,82 \cdot 10^{-7}$  m/s. La diminuzione risulta particolarmente significativa nelle prime fasi della stagionatura, passando rapidamente da valori superiori a  $4 \cdot 10^{-7}$  m/s a valori inferiori a  $2 \cdot 10^{-7}$  m/s

Zona II – fase di riduzione graduale, circa 15–38 giorni.

In questa fase la permeabilità continua a diminuire, ma con una velocità di variazione inferiore rispetto alla fase iniziale. Il valore di permeabilità  $k$  passa progressivamente da circa  $1,82 \cdot 10^{-7}$  m/s a circa  $1,01 \cdot 10^{-7}$  m/s. L'andamento risulta complessivamente decrescente e relativamente regolare.

Zona III – fase di relativa stabilizzazione, circa 38–52,6 giorni.

A partire da circa 38 giorni i valori di permeabilità tendono a collocarsi in un intervallo più ristretto. Il valore di permeabilità  $k$  inizialmente pari a circa  $1,01 \cdot 10^{-7}$  m/s, raggiunge il valore di  $6,14 \cdot 10^{-8}$  m/s al termine del periodo considerato. L'andamento può pertanto essere interpretato come una fase di relativa stabilizzazione, caratterizzata da variazioni più contenute rispetto alle prime fasi della stagionatura.

Nel complesso, la curva evidenzia quindi una progressiva riduzione del coefficiente di permeabilità con l'aumentare del tempo di stagionatura. La maggiore variazione si concentra nella fase iniziale, mentre con il procedere della maturazione la pendenza della curva tende progressivamente ad attenuarsi. Dopo circa 38 giorni i valori mostrano infatti una maggiore stabilità, pur mantenendo alcune oscillazioni. Il comportamento osservato evidenzia quindi come la riduzione della permeabilità non avvenga con velocità costante durante la stagionatura, ma risulti maggiormente pronunciata nelle fasi iniziali e progressivamente più contenuta alle stagionature più elevate.

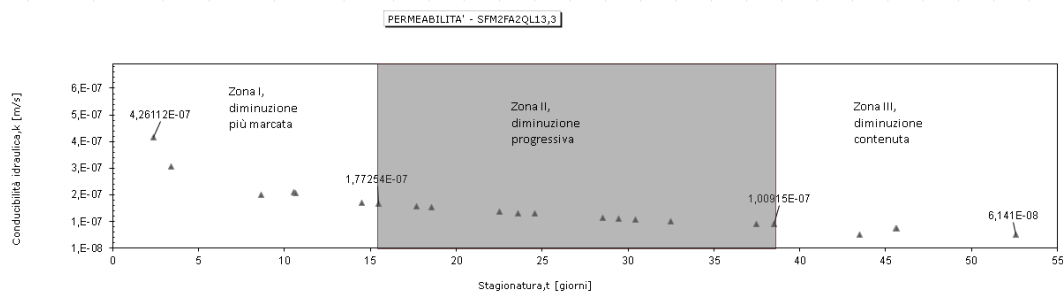


Figura 61, Andamento della permeabilità nel tempo del campione SFM trattato e idratato al 13,3%

Nel complesso, l'analisi degli andamenti temporali evidenzia per tutti i terreni considerati una tendenza generale alla riduzione del coefficiente di permeabilità con l'aumentare del tempo di stagionatura, sebbene l'entità e la velocità della variazione risultino fortemente dipendenti dalle condizioni iniziali del campione.

Nel complesso, i risultati confermano quindi che la condizione di compattazione e le eventuali reazioni a breve termine determinano il livello iniziale di permeabilità, mentre la stagionatura (e quindi le reazioni di lungo termine) ne controlla l'evoluzione nel tempo. La riduzione, più o meno progressiva, osservata nei campioni trattati, può essere quindi ricondotta allo sviluppo progressivo delle reazioni di stabilizzazione associandola sia alla

flocculazione iniziale che avviene nei soli terreni con frazione argillosa e che modifica la struttura dei pori causando l'iniziale innalzamento della permeabilità rispetto ai terreni non trattati, sia alla formazione di prodotti pozzolanici amorfi presenti in tutti i campioni (poiché le reazioni pozzolaniche avvengono sia tra la calce e la cenere volante che tra la calce e la eventuale frazione argillosa) che contribuiscono al riempimento dei pori e alla riduzione della conducibilità idraulica nel tempo.

#### *4.2.2 Modellazione della conducibilità idraulica nel tempo*

L'analisi dei risultati sperimentali è stata orientata alla ricerca di una possibile relazione empirica in grado di descrivere l'evoluzione nel tempo del coefficiente di permeabilità dei terreni trattati. L'obiettivo è stato quello di individuare una formulazione sufficientemente semplice da poter essere utilizzata a fini previsionali, limitando il numero di prove sperimentali necessarie per riuscire a caratterizzare il comportamento a lungo termine di terreni diversi trattati con la combinazione di leganti (precursore=2%FA e attivatore 2%QL) oggetto di studio.

In particolare, si è cercato di correlare l'evoluzione della permeabilità con alcune proprietà indice e/o caratteristiche facilmente determinabili del terreno, quali la *clay fraction* (CF), il contenuto d'acqua di compattazione post trattamento  $w$ , nonché i contenuti di  $Al_2O_3$  e  $SiO_2$ . La scelta di tali variabili deriva dalla loro possibile relazione con la struttura granulometrica e mineralogica del terreno e, con la risposta del materiale al trattamento e alla successiva maturazione.

L'analisi è stata condotta mediante Microsoft Excel, utilizzando procedure di calcolo automatizzate per valutare differenti formulazioni e ricercare, per ciascuna variabile

considerata, la relazione matematica in grado di rappresentare nel modo più coerente possibile i dati sperimentali. I diversi tentativi sono stati sviluppati modificando sia la variabile utilizzata come parametro descrittivo del terreno sia la forma della relazione adottata, con l'obiettivo di individuare una legge generale applicabile al maggior numero possibile di campioni.

Preliminarmente alla ricerca del modello di previsione è stata necessaria la definizione di un valore rappresentativo della permeabilità a lungo termine che si voleva predire,  $k_{LT}$ . Tale operazione si è resa necessaria in quanto il periodo temporale monitorato per i diversi campioni non era il medesimo e, pertanto, non sarebbe stato coerente utilizzare l'ultimo valore sperimentale disponibile quale valore di riferimento per  $k_{LT}$ .

Per rendere confrontabili le diverse serie sperimentali è stato quindi adottato un criterio univoco per la determinazione di  $k_{LT}$ . In particolare, è stato individuato il valore di permeabilità per il quale la differenza relativa rispetto al valore corrispondente a quattro giorni precedenti e consecutivi risultasse pari a 0,30:

$$\boxed{\frac{k_{LT-4} - k_{LT}}{k_{LT}} = 0,30}$$

qualora il giorno corrispondente non fosse direttamente presente nella serie sperimentale, il valore è stato ottenuto mediante interpolazione lineare tra i due valori sperimentali più prossimi. Inoltre, è stata imposta la condizione che il valore individuato corrispondesse comunque a una stagionatura non inferiore a 28 giorni.

Il valore 0,30 è stato assunto come criterio convenzionale per individuare una condizione nella quale la variazione della permeabilità nel tempo potesse essere considerata sufficientemente contenuta ai fini dell'individuazione di un valore rappresentativo del

comportamento a lungo termine. Tale scelta consente inoltre di applicare lo stesso criterio a tutte le serie sperimentali dei dati, indipendentemente dalla diversa durata delle prove di permeabilità.

Una prima fase dell'analisi ha riguardato la ricerca di una correlazione tra il comportamento a lungo termine e le caratteristiche chimiche e fisiche dei terreni. In particolare, sono stati inizialmente analizzati i contenuti di  $Al_2O_3$  e  $SiO_2$ , in quanto entrambi rappresentano componenti direttamente coinvolte nei fenomeni di reazione che caratterizzano i sistemi trattati con fly ash e calce.

Nonostante la loro rilevanza dal punto di vista chimico, le correlazioni ottenute utilizzando separatamente tali parametri non hanno evidenziato un andamento sufficientemente regolare da consentire la definizione di una relazione predittiva generale. La dispersione dei dati ha infatti impedito di ottenere un'unica formulazione capace di descrivere in maniera soddisfacente l'insieme dei terreni analizzati. Inoltre, la determinazione dei contenuti di  $SiO_2$  e di  $Al_2O_3$  avrebbe richiesto una prova XRF non comune nella pratica ingegneristica.

Successivamente è stato analizzato il ruolo del contenuto d'acqua di compattazione. In questo caso, è stata in particolare considerata la differenza rispetto al contenuto d'acqua ottimale:

$$w - w_{opt}$$

con l'obiettivo di tenere conto non soltanto dell'umidità effettivamente utilizzata per la preparazione dei campioni, ma anche della posizione della stessa rispetto alla condizione di massima densità secca ottenuta dalla prova Proctor, quindi un parametro che descrivesse le condizioni specifiche di compattazione più generalizzato.

Anche questa variabile, tuttavia, non ha prodotto una correlazione sufficientemente robusta da consentire la definizione di un'unica legge generale. Pur essendo il contenuto d'acqua una

variabile importante per il comportamento idraulico dei terreni compattati, i risultati ottenuti mostrano che la sola “distanza” del contenuto d’acqua di compattazione da  $w_{opt}$  non è sufficiente a descrivere le differenze osservate tra i diversi materiali.

Tali risultati sono coerenti con la complessità del comportamento dei sistemi terreno–*fly ash*–calce, per i quali la permeabilità dipende contemporaneamente dalla struttura iniziale, dalla granulometria, dalla mineralogia, dalle condizioni di compattazione e dall'evoluzione delle reazioni durante la maturazione (dipendenti anche dal tipo e dalla quantità dei leganti). La stessa impostazione dello studio sperimentale evidenzia infatti come il comportamento idraulico debba essere interpretato considerando congiuntamente caratteristiche del terreno, contenuto d'acqua e tempo di maturazione.

L'analisi è stata quindi successivamente indirizzata verso la frazione argillosa, *clay fraction*, indicata con *CF*.

L'utilizzo di *CF* ha fornito risultati sensibilmente più regolari rispetto alle variabili considerate nelle fasi precedenti. È stato pertanto possibile procedere alla ricerca di una formulazione nella quale la dipendenza dalla *clay fraction* fosse introdotta direttamente nell'esponente della legge di evoluzione temporale.

Una volta individuata la *clay fraction* quale variabile di riferimento, sono state analizzate diverse possibili formulazioni matematiche per descrivere l'evoluzione della permeabilità nel tempo.

I tentativi sono stati sviluppati facendo variare la forma della funzione temporale e la relazione tra il parametro caratteristico della curva e la *clay fraction*. L'obiettivo non era semplicemente quello di ottenere il miglior adattamento numerico possibile ai dati

disponibili, ma di individuare una formulazione semplice, coerente e fisicamente interpretabile, che potesse essere applicata anche a campioni differenti da quelli utilizzati per la determinazione dei parametri.

La formulazione che descrive l'andamento del coefficiente di permeabilità in funzione del tempo che ha fornito i risultati migliori è espressa nella forma:

$$k(t) = k_2 \left( \frac{t}{2t_{ref}} \right)^e$$

dove:

- $k(t)$  è il coefficiente di permeabilità dei terreni trattati al tempo  $t$ ;
- $k_2$  è il coefficiente di permeabilità misurato in corrispondenza di 2 giorni di stagionatura;
- $t$  è il tempo di stagionatura espresso in giorni;
- $t_{ref}$  è il tempo di riferimento introdotto per garantire la corretta adimensionalizzazione del termine all'interno della potenza, da considerare uguale a 1 giorno;
- $e$  è l'esponente che controlla la velocità di variazione della permeabilità nel tempo.

La scelta di utilizzare  $k_2$  come valore iniziale della formulazione assume particolare interesse dal punto di vista applicativo. Il modello richiede infatti come dato sperimentale soltanto la permeabilità determinata sul campione trattato con cenere volante attivata con calce ad un certo contenuto d'acqua in corrispondenza dei primi due giorni di stagionatura, mentre l'evoluzione successiva viene descritta attraverso il tempo  $t$  e un parametro legato alle caratteristiche del terreno, come discusso in precedenza.

La previsione del comportamento a lungo termine può quindi essere ottenuta, attraverso il modello di previsione, senza dover necessariamente prolungare la sperimentazione di laboratorio fino al raggiungimento della condizione considerata rappresentativa di  $k_{LT}$ .

Dall'analisi dei dati è emerso che un'unica relazione tra l'esponente  $e$  e la  $CF$  non era in grado di rappresentare con la stessa accuratezza l'andamento della permeabilità nel tempo in tutti i casi esaminati.

Per questo motivo è stata introdotta una distinzione della formulazione dell'esponente  $e$  raggruppando gli andamenti  $k(t)$  in due gruppi, in base al tipo di terreno:

- Gruppo 1- terreni prevalentemente sabbiosi: SFM ( $CF=8\%$ ) + ST ( $CF=0\%$ )
- Gruppo 2 – terreni prevalentemente argillosi: SGT ( $CF= 39\%$ ) + C ( $CF=62\%$ )

Per il primo gruppo, costituito dai terreni SFM e ST, è stata ottenuta la seguente relazione:

$$e_1 = -0,84 + 0,033CF$$

mentre per il secondo gruppo, costituito da C e SGT, la relazione ottenuta è:

$$e_2 = 0,65 + 0,005CF$$

Le due relazioni mostrano una diversa sensibilità dell'esponente  $e$  rispetto alla *clay fraction*.

Nel primo gruppo la variazione di  $e$  con  $CF$  risulta più marcata, mentre nel secondo gruppo la dipendenza è più contenuta (Figura 62).

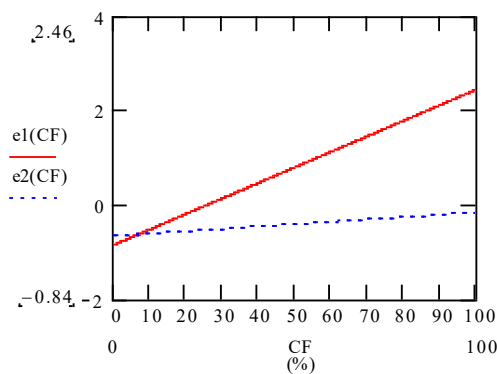


*Figura 62, Andamento degli esponenti  $e1$  ed  $e2$ , in funzione della clay fraction.*

La scelta di utilizzare due relazioni distinte deriva quindi direttamente dall'analisi degli andamenti sperimentali: il trend individuato per i terreni trattati in cui il terreno di partenza era caratterizzato da una minore componente argillosa non risultava sufficientemente rappresentativo dell'andamento sperimentale ottenuto dopo il trattamento di terreni maggiormente argillosi. L'introduzione di due gruppi, che non comporta un aggravio nella sperimentazione preliminare per derivare i parametri necessari alla previsione, consente di ridurre tale dispersione e ottenere formulazioni maggiormente coerenti con i dati sperimentali.

Per rendere più immediata la lettura dei risultati, gli andamenti sperimentali e le rispettive curve ottenute mediante la suddetta formulazione di  $k(t)$  utilizzando le due diverse leggi per derivare il valore dell'esponente  $e$  sono riportati nel seguito separatamente. In particolare, il confronto tra i risultati del modello di previsione e i dati sperimentali è organizzato in quattro grafici, uno per ciascuno dei quattro terreni considerati: ST, SFM, SGT e C (rispettivamente nelle Figura 63, Figura 64, Figura 65 e Figura 66). La suddivisione in grafici distinti permette di evitare la sovrapposizione di un numero eccessivo di serie sperimentali e consente di valutare con maggiore chiarezza la capacità della formulazione di rappresentare l'evoluzione temporale di ciascun gruppo di campioni.

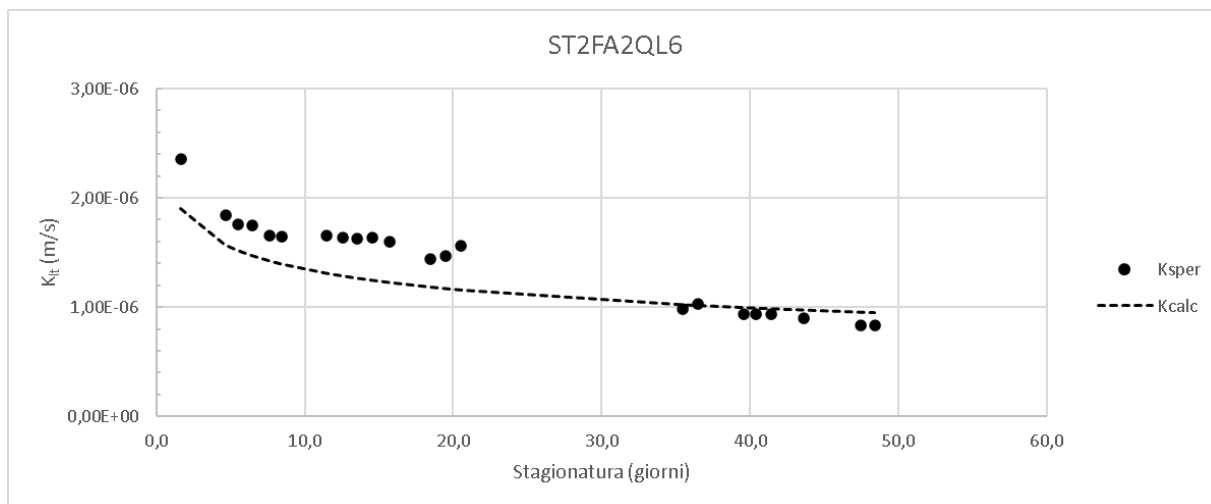


Figura 63, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno ST trattato con 2%FA +2%QL

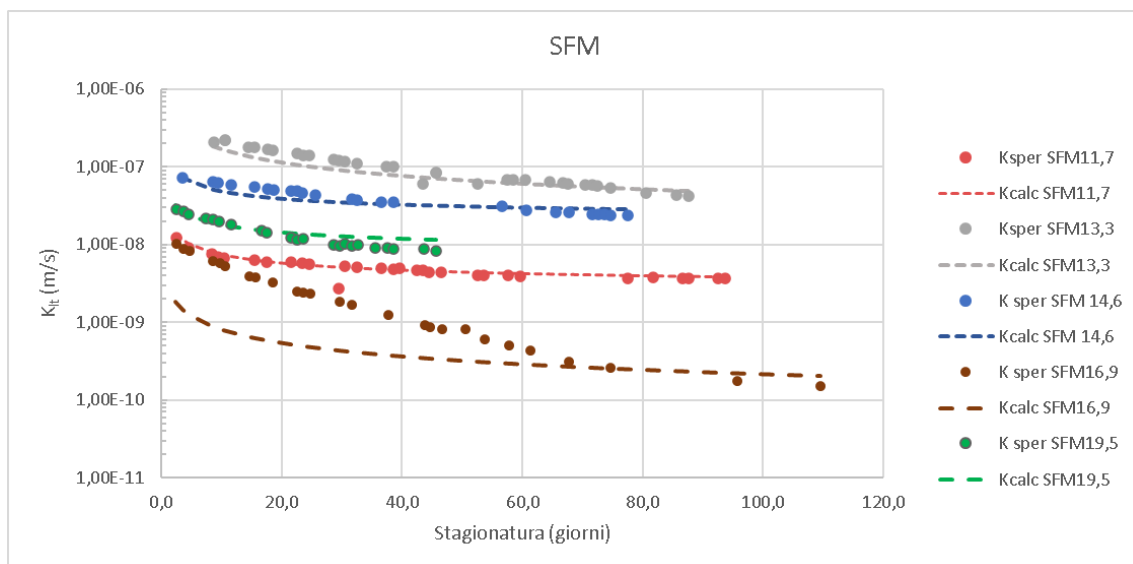


Figura 64, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno SFM trattato con 2%FA +2%QL

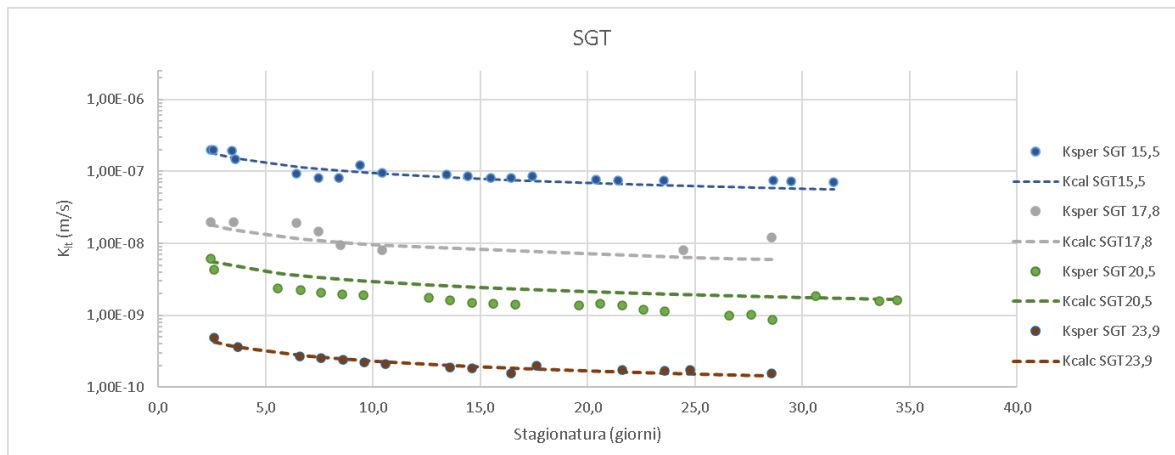


Figura 65, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno SGT trattato con 2%FA + 2%QL

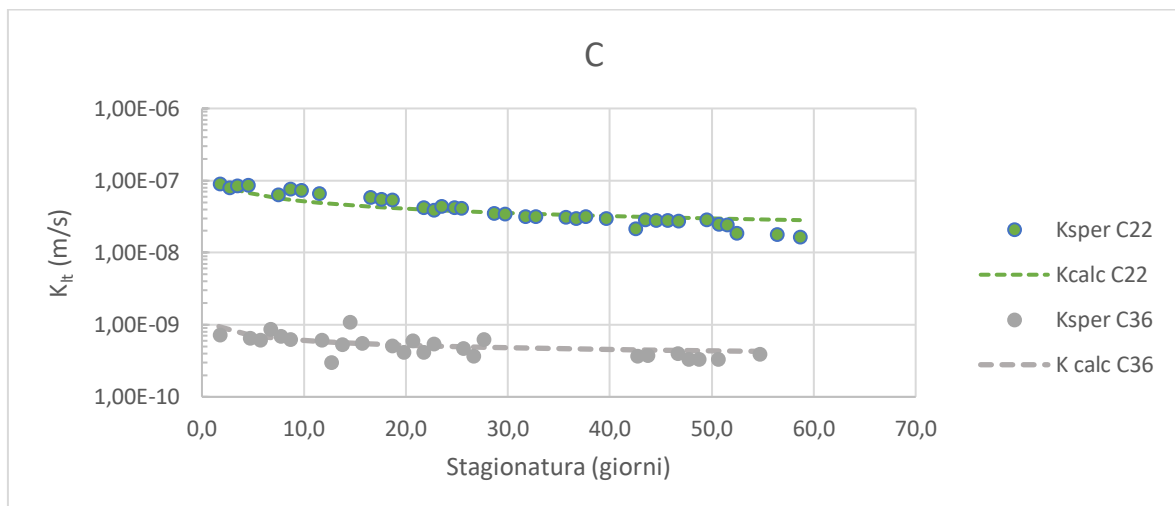


Figura 66, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno C trattato con 2%FA + 2%QL

In questa configurazione, il modello può essere utilizzato secondo la sequenza:

$$CF \rightarrow e \rightarrow k(t)$$

ovvero, una volta nota la *clay fraction* del terreno, è possibile determinare l'esponente  $e$  mediante la relazione relativa al gruppo di appartenenza e successivamente calcolare la

permeabilità al tempo desiderato a partire dal valore sperimentale  $k_2$  ottenuto testando per pochi giorni un campione confezionato al contenuto d'acqua desiderato, trattato con la combinazione di leganti oggetto di studio

Una seconda analisi è stata condotta introducendo una distinzione in gruppi basata sulle condizioni di contenuto d'acqua utilizzate per il confezionamento dei campioni.

In particolare, i dati sono stati suddivisi in due gruppi:

$$w < w_{opt}$$

indicativo delle condizioni dry, e

$$w \geq w_{opt}$$

indicativo delle condizioni wet o prossime all'ottimo.

Questa suddivisione è stata introdotta in seguito all'osservazione che la relazione tra  $e$  e  $CF$  poteva essere ulteriormente migliorata distinguendo le condizioni di compattazione.

L'analisi ha infatti mostrato che i campioni preparati a contenuto d'acqua inferiore all'ottimo presentavano un'evoluzione temporale differente rispetto a quelli preparati a  $w \geq w_{opt}$ .

Per le condizioni dry è stata ottenuta la seguente formulazione:

$$e_3 = -0,56 + 0,006 CF - 0,00005 CF^2$$

mentre per le condizioni caratterizzate da

$$w \geq w_{opt}$$

è stata ottenuta:

$$e_4 = -0,73 + 0,007 CF$$

L'andamento dei valori di  $e$  con la  $CF$  nei due casi è visualizzata in Figura 67.

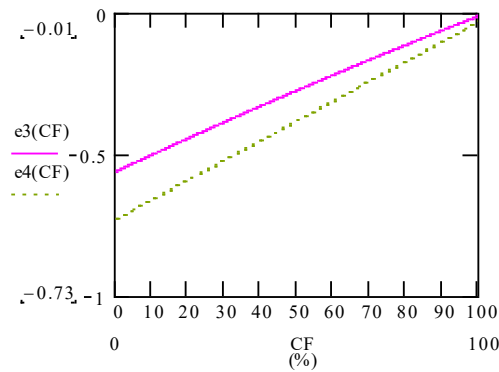


Figura 67, Andamento dell'esponente  $e$  nei due casi, in funzione della clay fraction

All'aumentare dei valori di  $CF$  la differenza tra gli esponenti  $e_3$  ed  $e_4$  tende a ridursi (per  $CF=0$   $e_3=-0.56$  ed  $e_4=-0.73$ ; per  $CF=100$   $e_3=-0.01$  ed  $e_4=-0.03$ ). Tale considerazione porta a concludere che per terreni molto argillosi la dipendenza di  $k(t)$  dalle condizioni di compattazione tende a ridursi.

Rispetto alla prima formulazione, la distinzione consente quindi di tenere conto contemporaneamente di due caratteristiche del campione: la *clay fraction*, attraverso  $CF$ , e la condizione di compattazione, attraverso la distinzione  $w < w/w \geq w_{opt}$ .

Nella formulazione dry l'effetto della *clay fraction* è rappresentato da una relazione quadratica. Al contrario, per i campioni con  $w \geq w_{opt}$ , l'andamento dei dati è risultato compatibile con una dipendenza lineare di  $e$  da  $CF$ .

Anche per questa seconda suddivisione i risultati sono riportati graficamente (Figura 68, Figura 69, Figura 70 e Figura 71) mediante gruppi distinti, in modo da rendere più leggibili sia i dati sperimentali sia le curve previste dal modello. In particolare, sono presentati

separatamente i risultati per ciascuno dei terreni ST, SFM, SGT e C. In Tabella 17 sono riepilogate le condizioni di umidità (*dry* o *opt/wet*) alla quale si trovano i campioni analizzati.

Tabella 17, Campioni analizzati e condizioni di compattazione in termini di umidità

| Campione | W (%)           | Condizione       |
|----------|-----------------|------------------|
| C        | Caolino W=21,9% | $W < W_{opt}$    |
|          | Caolino W=33,4% | $W \geq W_{opt}$ |
| SGT      | SGT W=15,5%     | $W < W_{opt}$    |
|          | SGT W=17,8%     | $W \geq W_{opt}$ |
|          | SGT W=20,5%     | $W \geq W_{opt}$ |
|          | SGT W=23,9%     | $W \geq W_{opt}$ |
| SFM      | SFM W=11,7%     | $W < W_{opt}$    |
|          | SFM W=13,3%     | $W < W_{opt}$    |
|          | SFM W=14,6%     | $W \geq W_{opt}$ |
|          | SFM W=16,9%     | $W \geq W_{opt}$ |
|          | SFM W=19,5%     | $W \geq W_{opt}$ |
| ST       | ST W=4,5%       | $W \geq W_{opt}$ |

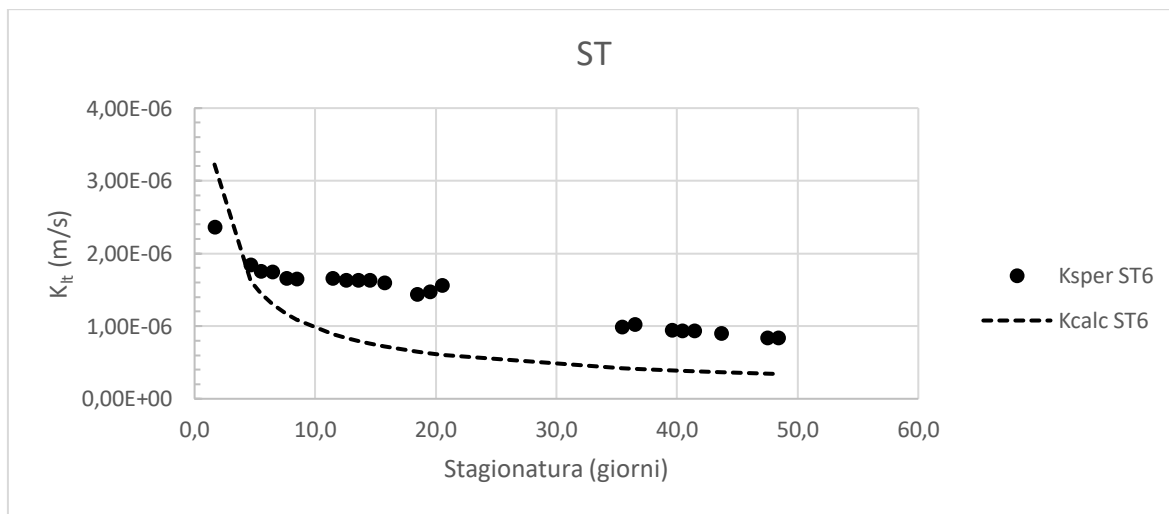


Figura 68, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno ST trattato con 2%FA + 2%QL

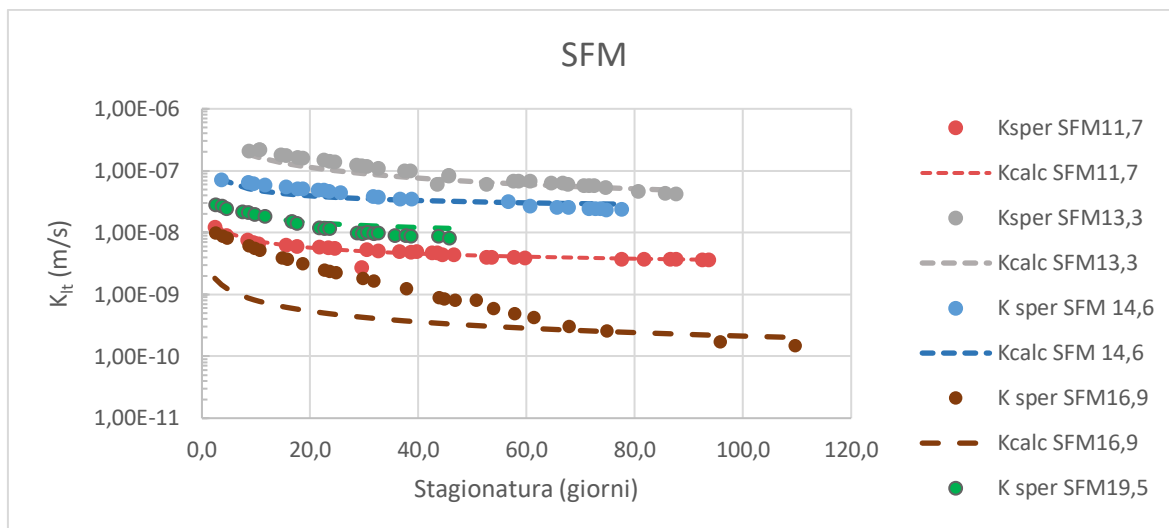


Figura 69, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno SFM trattato con 2%FA +2%QL

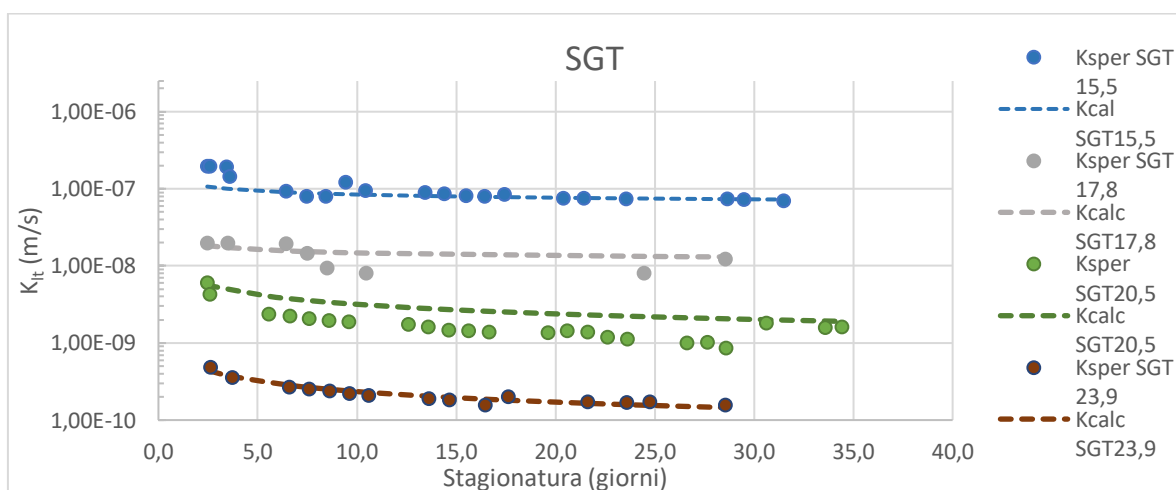


Figura 70, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno SGT trattato con 2%FA +2%QL

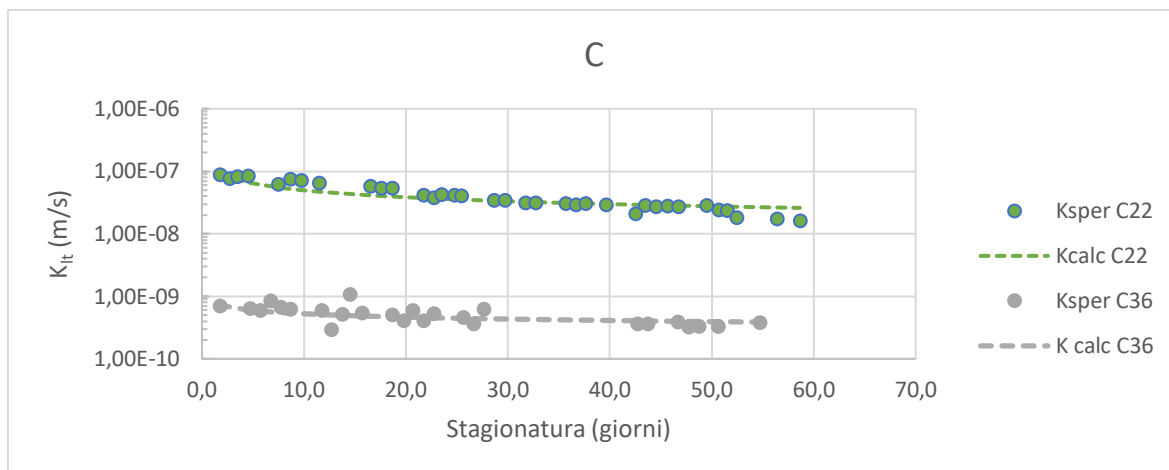


Figura 71, Confronto tra i dati sperimentali di permeabilità e i risultati del modello di previsione per il terreno C trattato con 2%FA +2%QL

#### 4.2.3 Valutazione del modello di previsione

Al fine di quantificare la capacità delle formulazioni ottenute di rappresentare il comportamento sperimentale della permeabilità nel tempo, è stato calcolato, per ciascuna simulazione, il *Root Mean Square Error* (RMSE). Tale parametro consente di quantificare lo scostamento medio tra i valori di permeabilità ottenuti sperimentalmente e quelli calcolati mediante le formulazioni proposte.

L'RMSE è definito come:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (k_{sper,i} - k_{calc,i})^2}$$

dove  $k_{sper,i}$  rappresenta il valore di permeabilità ottenuto sperimentalmente,  $k_{calc,i}$  il corrispondente valore calcolato mediante il modello di previsione e  $n$  il numero complessivo di osservazioni considerate.

In generale, un valore di RMSE più basso indica una maggiore attinenza dei risultati ottenuti mediante il modello ai valori sperimentali. Il parametro è stato calcolato in due diverse condizioni. In primo luogo, è stato determinato un RMSE globale, considerando l'intera serie di dati disponibile per ciascun campione. In secondo luogo, è stato calcolato un RMSE riferito ai soli dati sperimentali successivi ai 20 giorni di stagionatura, indicato nel seguito come  $RMSE_{20}$ . Questa seconda valutazione è stata introdotta per verificare in maniera specifica la capacità delle formulazioni di descrivere il comportamento nella fase più avanzata della stagionatura (lungo termine), che è uno degli obiettivi del presente lavoro di tesi.

Il confronto tra i due valori permette pertanto di distinguere la capacità del modello di rappresentare l'intero andamento temporale dalla sua capacità di prevedere in maniera specifica la permeabilità successiva ai primi 20 giorni di stagionatura.

La prima valutazione è stata eseguita considerando la formulazione nella quale l'esponente  $e$  viene determinato con una distinzione tra i terreni sabbiosi (SFM + ST) e quelli argillosi (C + SGT), quindi in riferimento agli esponenti  $e_1$  ed  $e_2$ . I risultati relativi all'RMSE globale e all'RMSE calcolato oltre i 20 giorni sono riportati in Figura 72 e Figura 73, mentre i relativi valori numerici sono riportati in Tabella 18. E' inoltre presente, per ogni colonna relativa al valore di RMSE, il valore di permeabilità relativo a 20 giorni di stagionatura,  $k_{20}$ , e il valore stesso di RMSE, in modo tale da avere un confronto immediato sulla bontà del trend nel lungo termine.

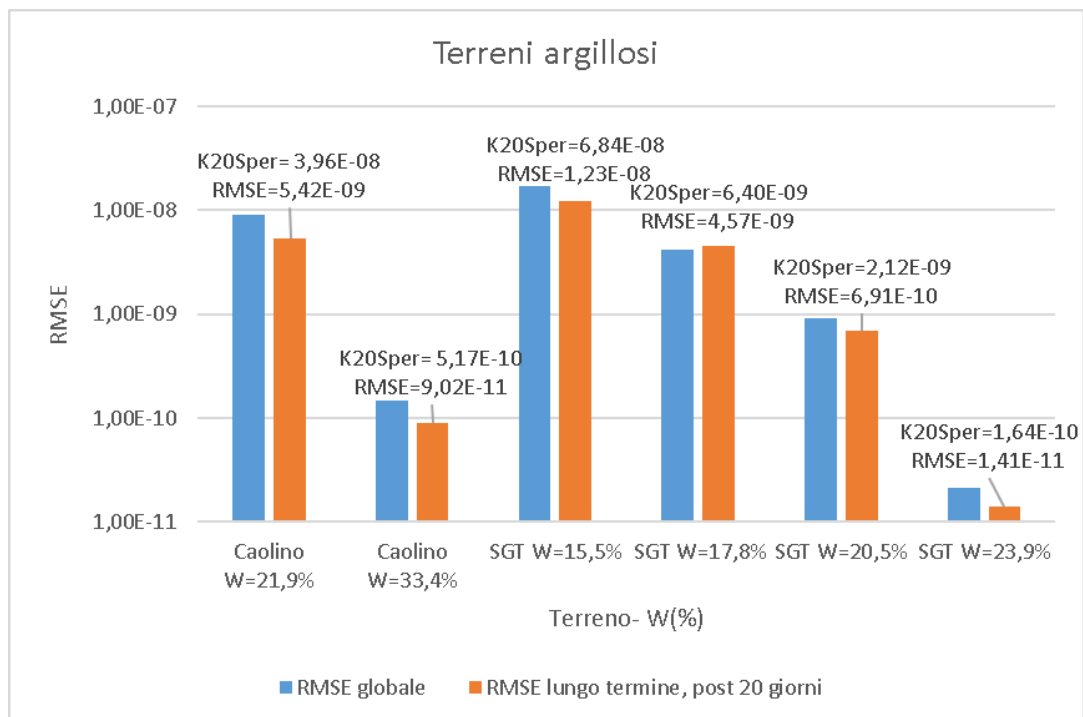


Figura 72, Confronto tra gli RMSE globali e quelli ottenuti per il lungo termine per il modello relativo ai terreni argillosi trattati ( $e_2$ )

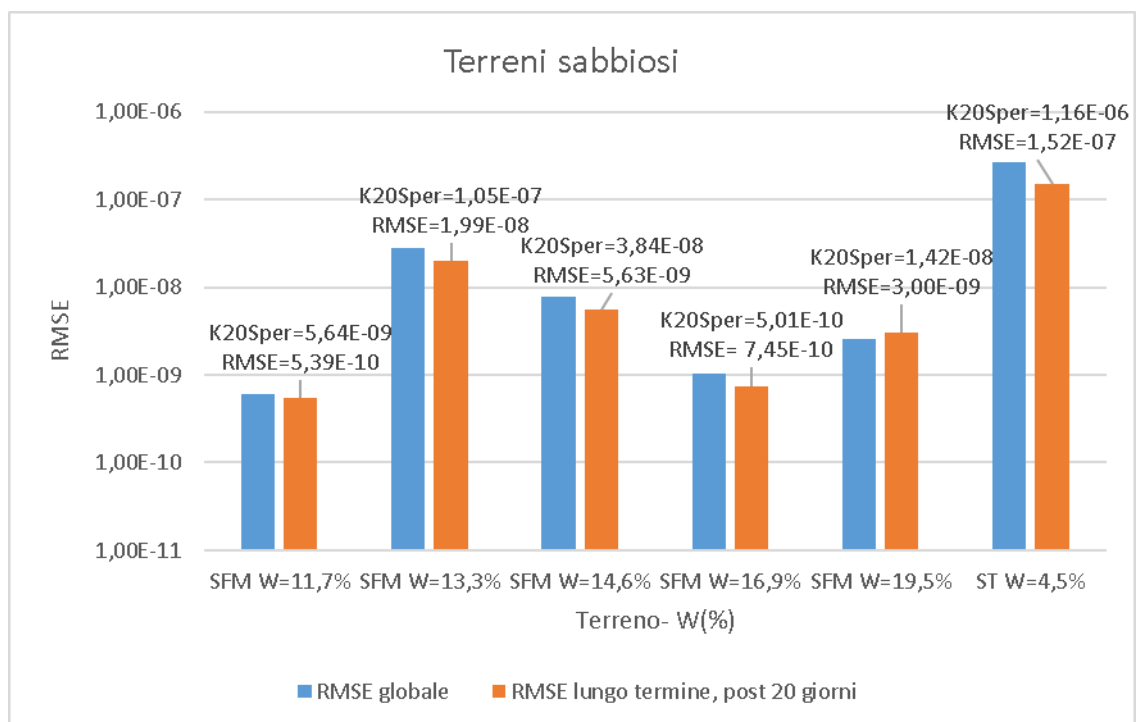


Figura 73 Confronto tra gli RMSE globali e quelli ottenuti per il lungo termine per il modello relativo ai terreni sabbiosi trattati ( $e_1$ )

Tabella 18, Valori di RMSE globali e dopo 20 giorni di stagionatura per tutti i terreni trattati considerati

| Sigla terreno trattato | w (%) | RMSE <sub>glob</sub> | RMSE <sub>20</sub> | k <sub>20</sub> (m/s) | k <sub>media</sub> (m/s) |
|------------------------|-------|----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------------|
| C                      | 21,9  | 8,92E-09             | 5,42E-09           | 3,96E-08              | 4,28E-08                 |
|                        | 33,4  | 1,49E-10             | 9,02E-11           | 5,17E-10              | 5,22E-10                 |
| SGT                    | 15,5  | 1,72E-08             | 1,23E-08           | 6,84E-08              | 1,04E-07                 |
|                        | 17,8  | 4,13E-09             | 4,57E-09           | 6,40E-09              | 1,038E-08                |
|                        | 20,5  | 9,24E-10             | 6,91E-10           | 2,12E-09              | 1,879E-09                |
|                        | 23,9  | 2,11E-11             | 1,41E-11           | 1,54E-10              | 2,302E-10                |
| SFM                    | 11,7  | 6,02E-10             | 5,39E-10           | 5,64E-09              | 1,212E-08                |
|                        | 13,   | 2,78E-08             | 1,99E-08           | 1,05E-07              | 1,056E-07                |
|                        | 14,6  | 7,70E-09             | 5,63E-09           | 3,84E-08              | 4,089E-08                |
|                        | 16,9  | 1,03E-09             | 7,45E-10           | 5,01E-10              | 2,820E-09                |
|                        | 19,5  | 2,53E-09             | 3,00E-09           | 1,42E-08              | 1,451E-08                |
| ST                     | 4,5   | 2,64E-07             | 1,52E-07           | 1,16E-06              | 1,410E-06                |

Per valutare la bontà del fitting è stato considerato l'RMSE in relazione al valore medio sperimentale di ciascun gruppo di dati, k<sub>media</sub> (Tabella 18). Valori di RMSE sensibilmente inferiori alla media sperimentale indicano una maggiore accuratezza del fitting, mentre valori comparabili alla media evidenziano una capacità descrittiva più limitata. I valori di RMSE risultano inferiori alla media in 12 casi sul totale dei 12 casi esaminati. Relativamente ai terreni classificati nel gruppo dei terreni argillosi, i valori di RMSE presentano differenze significative tra i diversi campioni.

Il comportamento del modello risulta particolarmente soddisfacente per il caolino trattato e compattato a  $w = 33,4\%$  e per il terreno SGT trattato e compattato a  $w = 23,9\%$ . Per il caolino a  $w = 33,4\%$ , l'RMSE globale e l'RMSE<sub>20</sub> risultano rispettivamente inferiori al  $k_{media}$  di circa 0,5 e 0,8 ordini di grandezza, mentre per il terreno SGT a  $w = 23,9\%$  risultano inferiori di circa 1,0 e 1,2 ordini di grandezza. Al contrario, considerando il rapporto tra RMSE e  $k_{media}$ , i valori relativamente più elevati si osservano per il terreno SGT trattato e compattato a  $w = 20,5\%$ , seguito dal campione SGT a  $w = 17,8\%$ , per i

quali l'RMSE globale risulta rispettivamente inferiore al  $k_{media}$  di circa 0,3 e 0,4 ordini di grandezza.

Il confronto tra RMSE globale e RMSE<sub>20</sub> mostra inoltre che, in 5 casi su 6, il valore dell'errore si riduce considerando esclusivamente la fase successiva ai 20 giorni. Questo comportamento indica che la formulazione riesce generalmente a rappresentare con maggiore accuratezza la fase avanzata della stagionatura e, di conseguenza, l'evoluzione della permeabilità nel lungo termine. La riduzione dell'RMSE risulta particolarmente evidente per il terreno SGT trattato e compattato a  $w = 23,9\%$ , per il quale l'errore passa da circa 1,0 a 1,2 ordini di grandezza al di sotto del  $k_{media}$ . Una riduzione significativa si osserva anche per il caolino a  $w = 33,4\%$ , per il quale l'RMSE passa da circa 0,5 a 0,8 ordini di grandezza al di sotto del valore medio sperimentale. L'unico caso in cui l'RMSE<sub>20</sub> risulta leggermente superiore all'RMSE globale è rappresentato dal terreno SGT trattato e compattato a  $w = 17,8\%$ .

Anche per i terreni sabbiosi (SFM + ST), i valori di RMSE devono essere interpretati in relazione al valore medio sperimentale di permeabilità di ciascun campione, in quanto il confronto dei soli valori assoluti può risultare fuorviante a causa dei differenti ordini di grandezza di  $k$ . Considerando tale rapporto, per il terreno ST trattato, il valore assoluto di RMSE globale è il più elevato del gruppo, pari a  $2,64 \times 10^{-7}$  m/s, ma tale valore si colloca al di sotto del proprio valore medio sperimentale, pari a  $1,41 \times 10^{-6}$  m/s. Considerando esclusivamente i dati successivi ai 20 giorni, l'RMSE si riduce ulteriormente fino a  $1,52 \times 10^{-7}$  m/s, corrispondente a circa 1,0 ordine di grandezza al di sotto di  $k_{media}$ , evidenziando quindi una migliore capacità della formulazione nel descrivere la permeabilità nella fase avanzata della stagionatura. Nel complesso, per i terreni sabbiosi, passando

dall'RMSE globale all'RMSE<sub>20</sub>, si osserva una riduzione dell'errore in 5 casi su 6, a conferma di una generale maggiore accuratezza della formulazione nella descrizione dell'evoluzione della permeabilità dopo i 20 giorni di stagionatura.

Per il terreno SFM trattato, il comportamento risulta più articolato. Il campione compattato a  $w = 11,7\%$  presenta uno degli errori più contenuti dell'intero insieme di dati, con una differenza molto ridotta tra RMSE globale e RMSE<sub>20</sub>, che risultano entrambi inferiori alla  $k_{media}$  di circa 1,3 ordini di grandezza. Ciò indica che la formulazione mantiene una capacità di rappresentazione relativamente costante lungo l'intera serie temporale dei dati. Anche il campione compattato a  $w = 13,3\%$  mostra una riduzione dell'errore nella fase successiva ai 20 giorni, con l'RMSE inferiore, in entrambi i casi al valore della  $k_{media}$ , analogamente per il campione a  $w = 14,6\%$ . Una riduzione passando dall'RMSE all'RMSE<sub>20</sub> si osserva anche per il campione a  $w = 16,9\%$ , con valori, anche in questo caso, inferiori alla  $k_{media}$ . Al contrario, per il campione compattato a  $w = 19,5\%$  si osserva un incremento dell'RMSE passando dalla valutazione globale a quella riferita ai tempi maggiori di 20 giorni.

Una seconda valutazione è stata eseguita considerando la formulazione nella quale l'esponente  $e$  viene determinato distinguendo i campioni in funzione della condizione di compattazione, separando i casi dry, caratterizzati da  $w < w_{opt}$ , da quelli con  $w \geq w_{opt}$ .

I risultati sono visibili nelle Figura 74 e Figura 75, rispettivamente per le condizioni *dry* e per quelle *wet*/ottimali e in Tabella 19 sono visibili i dati numerici. E' inoltre presente, per ogni colonna relativa al valore di RMSE, il valore di permeabilità relativo a 20 giorni di stagionatura,  $k_{20}$ , e il valore stesso di RMSE, in modo tale da avere un confronto immediato sulla bontà del trend nel lungo termine.

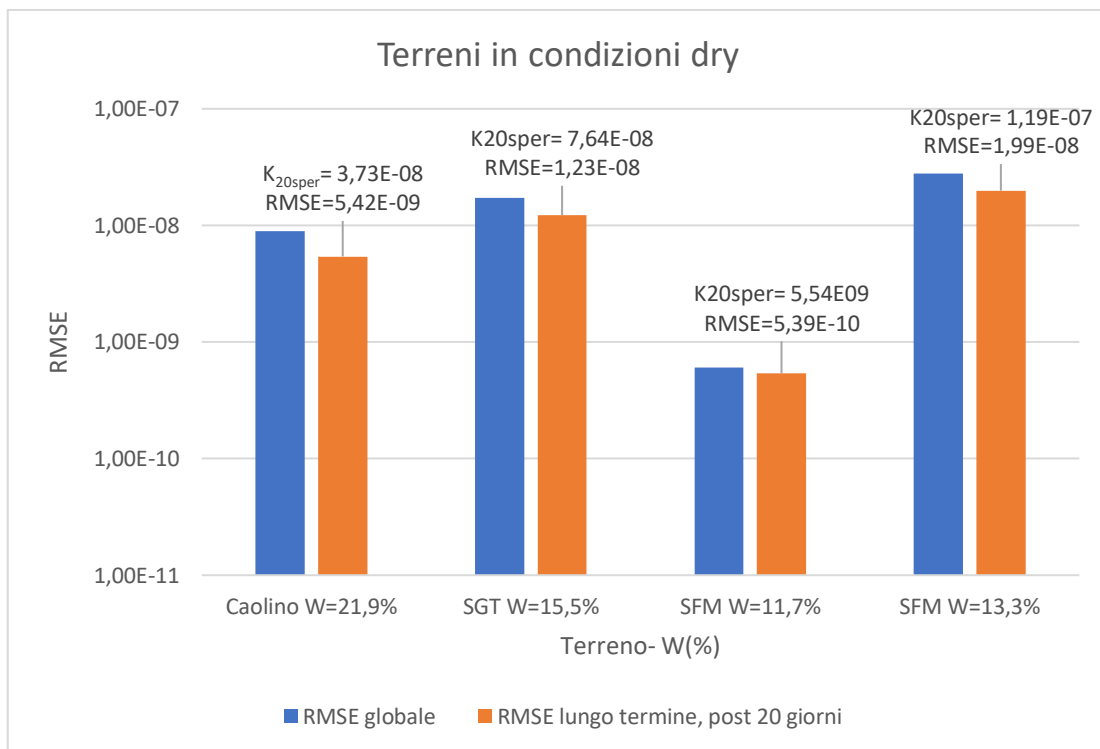


Figura 74, Confronto tra gli RMSE globali e quelli ottenuti per il lungo termine per il modello relativo ai terreni in condizioni dry ( $e_3$ )

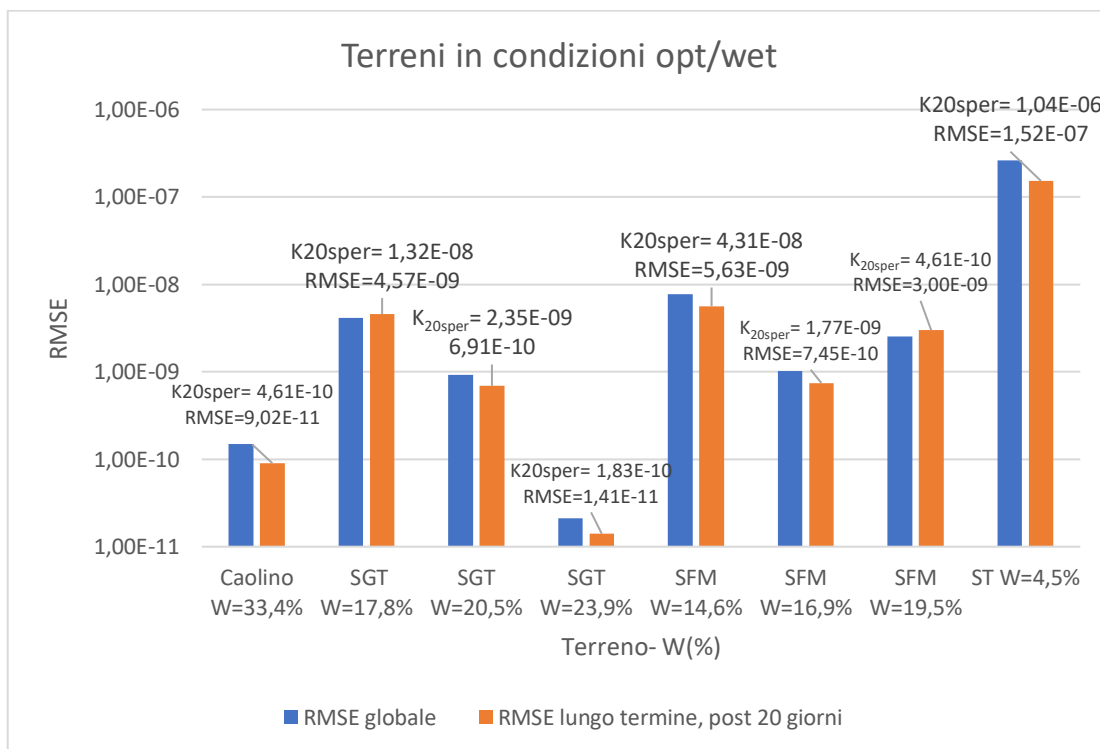


Figura 75, Confronto tra gli RMSE globali e quelli ottenuti per il lungo termine per il modello relativo ai terreni in condizioni wet/opt ( $e_4$ )

Tabella 19, Valori di RMSE globali e dopo 20 giorni di stagionatura per tutti i terreni trattati considerati

| Sigla terreno trattato | w (%) | RMSE <sub>glob</sub> | RMSE <sub>20</sub> | k <sub>20</sub> (m/s) | k <sub>media</sub> (m/s) |
|------------------------|-------|----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------------|
| C                      | 21,9  | 9,38E-09             | 4,46E-09           | 3,96E-08              | 4,28E-08                 |
|                        | 33,4  | 1,53E-10             | 8,07E-11           | 5,17E-10              | 5,22E-10                 |
| SGT                    | 15,5  | 3,83E-08             | 1,08E-09           | 6,84E-08              | 1,04E-07                 |
|                        | 17,8  | 3,96E-09             | 3,74E-09           | 6,40E-09              | 1,03E-08                 |
|                        | 20,5  | 1,12E-09             | 8,96E-10           | 2,12E-09              | 1,87E-09                 |
|                        | 23,9  | 2,86E-11             | 5,90E-12           | 1,54E-10              | 2,30E-10                 |
| SFM                    | 11,7  | 5,41E-10             | 5,14E-10           | 5,64E-09              | 1,21E-08                 |
|                        | 13,   | 1,99E-08             | 1,43E-08           | 1,05E-07              | 1,05E-07                 |
|                        | 14,6  | 7,79E-09             | 7,85E-09           | 3,84E-08              | 4,08E-08                 |
|                        | 16,9  | 1,28E-09             | 4,34E-10           | 5,01E-10              | 2,82E-09                 |
|                        | 19,5  | 3,47E-09             | 4,10E-09           | 1,42E-08              | 1,45E-08                 |
| ST                     | 4,5   | 3,70E-07             | 1,44E-07           | 1,16E-06              | 1,41E-06                 |

Per valutare la bontà del fitting è stato considerato l'RMSE in relazione al valore medio sperimentale di ciascun gruppo di dati, k<sub>media</sub> (Tabella 19). Valori di RMSE sensibilmente inferiori alla media sperimentale indicano una maggiore accuratezza del fitting, mentre valori comparabili alla media evidenziano una capacità descrittiva più limitata. I valori di RMSE risultano inferiori alla media in 12 casi sul totale dei 12 casi esaminati.

Relativamente ai terreni classificati in condizioni dry, il comportamento del modello risulta particolarmente soddisfacente per il campione SFM trattato e compattato a  $w = 11,7\%$  e, in misura minore, per il campione SFM a  $w = 13,0\%$ . Per il campione SFM a  $w = 11,7\%$ , l'RMSE globale e l'RMSE<sub>20</sub> risultano rispettivamente inferiori al  $k_{media}$  di più di un ordine di grandezza, mentre per il campione SFM a  $w = 13,0\%$  risultano inferiori ma contenuti nello stesso ordine di grandezza. Al contrario, considerando il rapporto tra RMSE e  $k_{media}$ , il valore relativamente più elevato dell'errore globale si osserva per il terreno SGT trattato e

compattato a  $w = 15,5\%$ , per il quale l'RMSE globale risulta circa la metà del valore di  $k_{media}$ , similmente al caolino a  $w = 21,9\%$ .

Il confronto tra RMSE globale e RMSE<sub>20</sub> mostra inoltre che, nei 4 casi appartenenti alle condizioni dry, il valore dell'errore si riduce sempre considerando esclusivamente la fase successiva ai 20 giorni.. La riduzione dell'RMSE risulta particolarmente evidente per il terreno SGT trattato e compactato a  $w = 15,5\%$ .. Anche il caolino a  $w = 21,9\%$  mostra una riduzione significativa.

Relativamente ai terreni classificati in condizioni wet/opt, il comportamento del modello risulta particolarmente soddisfacente per il terreno SGT trattato e compactato a  $w = 23,9\%$  e per il caolino trattato e compactato a  $w = 33,4\%$ . Per il terreno SGT a  $w = 23,9\%$ , l'RMSE globale e l'RMSE<sub>20</sub> risultano rispettivamente inferiori al  $k_{media}$  di un ordine di grandezza e di più di un ordine di grandezza, mentre per il caolino a  $w = 33,4\%$  risultano inferiori ma in misura più limitata. Al contrario, considerando il rapporto tra RMSE e  $k_{media}$ , i valori relativamente più elevati si osservano per il terreno SGT trattato e compactato a  $w = 20,5\%$ , seguito dal campione SGT a  $w = 17,8\%$ ..

Il confronto tra RMSE globale e RMSE<sub>20</sub> mostra inoltre che, in 6 casi su 8, il valore dell'errore si riduce considerando esclusivamente la fase successiva ai 20 giorni. Questo comportamento indica che la formulazione riesce generalmente a rappresentare con maggiore accuratezza la fase avanzata della stagionatura e, di conseguenza, l'evoluzione della permeabilità nel lungo termine. La riduzione dell'RMSE risulta particolarmente evidente per il terreno SGT trattato e compactato a  $w = 23,9\%$ .. Una riduzione significativa si osserva anche per il terreno ST a  $w = 4,5\%$ .. Al contrario, per il terreno SFM a  $w = 14,6\%$  e a  $w = 19,5\%$ , l'RMSE<sub>20</sub> risulta leggermente superiore all'RMSE globale, indicando

in questi due casi una minore capacità della formulazione di descrivere la fase successiva ai 20 giorni rispetto all'intera serie temporale.

#### *4.2. Previsione degli effetti del trattamento sulla conducibilità idraulica*

Per valutare la possibilità di prevedere la conducibilità idraulica ottenibile nel lungo termine a seguito del trattamento dei terreni con il 2% di cenere volante attivata con il 2% di calce viva (ossido di calcio) basandosi esclusivamente sulle caratteristiche dei terreni da trattare e/o sulle condizioni di lavoro, è stata eseguita un'analisi di regressione multipla. Tale metodo consente di descrivere la relazione tra una variabile dipendente, nel caso in esame correlata alla permeabilità, e due o più variabili indipendenti, individuando una relazione matematica che minimizza lo scostamento tra i valori sperimentali e quelli stimati dal modello.

Nel presente caso, la variabile dipendente è stata assunta pari al rapporto:

$$Y = \frac{K_{TLT}}{K_{NT}}$$

dove  $K_{TLT}$  rappresenta la permeabilità del terreno trattato a lungo termine e  $K_{NT}$  quella del terreno non trattato. Tale rapporto è stato utilizzato come indicatore dell'evoluzione della permeabilità conseguente al trattamento.

Le variabili indipendenti considerate sono state:

- CF, ossia la frazione argillosa del terreno (*clay fraction*): la frazione argillosa del terreno interviene nelle reazioni poiché ove presente, offre silice e allumina aggiuntiva, rispetto a quella contenuta nelle ceneri volanti per le reazioni chimiche di breve e lungo termine. Infatti, esaminando i soli campioni compattati in condizioni ottime, è possibile osservare (Figura 76) che nel caso dei terreni sabbiosi la

permeabilità diminuisce a seguito del trattamento con cenere volante mentre accade il contrario nel caso dei terreni argillosi. Tale effetto è certamente legato alla permeabilità dei terreni non trattati che, nel caso dei terreni sabbiosi, è sensibilmente più alta ma è legato anche alla presenza dell'attivatore, poiché la calce induce, con lo scambio ionico, la flocculazione delle particelle argillose, ove presenti, dando origine a una struttura più aperta, se paragonata con quella del terreno fine non trattato. L'influenza della CF sulla permeabilità è pertanto indiscutibile.

- $w - w_{opt}$ , differenza tra il contenuto d'acqua di compattazione del campione e il contenuto d'acqua ottimale determinato mediante prova Proctor eseguita o direttamente sul terreno trattato o sul terreno non trattato (avendo constatato che le differenze in termini di  $w_{opt}$  non sono significative, vedi paragrafo 4.1, Figura 56 e Figura 57). Tale parametro influenza la permeabilità dei terreni compattati in generale, anche se non sottoposti a trattamento, quindi certamente ha effetto anche sui terreni trattati.

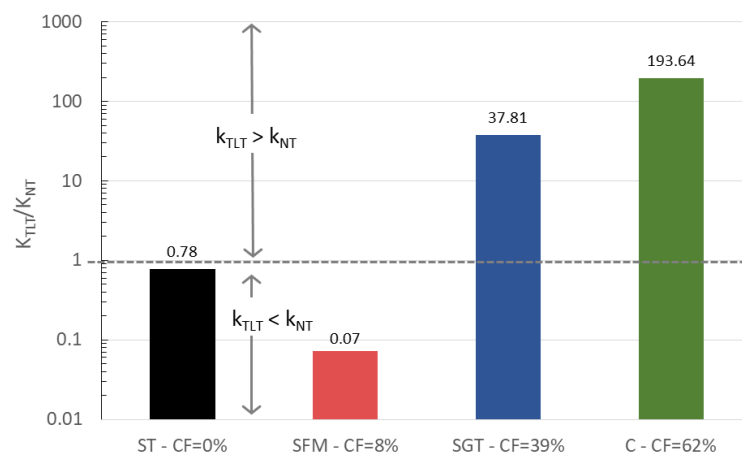


Figura 76, Rapporto  $k_{TLT}/k_{NT}$  per i terreni trattati e compattati in condizioni ottime

Il primo tentativo, per semplicità, è stato eseguito considerando una regressione multipla di tipo lineare valutando i possibili coefficienti e le relative statistiche mediante foglio di calcolo (excel). La forma generale del modello adottato è pertanto:

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} = \beta_0 + \beta_1 CF + \beta_2 (w - w_{opt})$$

L'analisi è stata inizialmente effettuata sull'insieme complessivo dei dati disponibili e successivamente distinguendo i campioni in funzione della condizione di preparazione, cioè separando i terreni trattati compattati in condizione dry da quelli compattati in condizioni ottime o wet.

I dati utilizzati per costruire le regressioni sono riportati in Tabella 20

*Tabella 20, Dati utilizzati per costruire le regressioni*

| Sigla terreno | $\frac{K_{TLT}}{K_{NT}}^{sper}$ | CF (%) | W-Wopt(-) | W (%) |
|---------------|---------------------------------|--------|-----------|-------|
| C             | 193,6363636                     | 62,05  | Wet       | 21,9  |
|               | 2,990909091                     | 62,05  | Wet       | 33,4  |
| SGT           | 0,09826087                      | 39     | 2         | 20,5  |
|               | 0,982352941                     | 39     | 5,4       | 23,9  |
|               | 0,072161172                     | 8      | 1,9       | 16,9  |
|               | 1,902934537                     | 8      | -3,3      | 11,7  |
| SFM           | 1,364431487                     | 8      | -0,4      | 14,6  |
|               | 37,80748663                     | 39     | -3        | 15,5  |
|               | 272,7272727                     | 39     | -0,7      | 17,8  |
| ST            | 0,778333333                     | 0      | -1,2      | 4,5   |

#### - Regressione lineare sull'insieme complessivo dei dati

*I risultati di tale primo tentativo di regressione hanno fornito la formulazione riportata a seguire, con i parametri statistici riepilogati in*

Tabella 21.

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} = -14.88 + 2.237CF - 13.593(w - w_{opt})$$

Tabella 21, Parametri statistici della regressione sull'insieme complessivo dei dati

| Parametro | Numero di osservazioni | $R^2$ | $R^2$ corretto | coeff. F di Fisher | Significatività F |
|-----------|------------------------|-------|----------------|--------------------|-------------------|
| valore    | 10                     | 0.445 | 0.287          | 2.812              | 0.127             |

Il modello globale presenta un coefficiente di determinazione pari a  $R^2 = 0,445$ , indicando che circa il 44,5% della variabilità osservata del rapporto  $K_{TLT}/K_{NT}$  è descritta dalle due variabili considerate. Il valore di  $R^2$  corretto, pari a 0,287, evidenzia tuttavia una capacità esplicativa più contenuta una volta considerato il numero di variabili introdotte nel modello e la numerosità del campione.

Avendo un numero di dati contenuto la bontà della correlazione è più propriamente rappresentata dal modello di Fisher. La significatività F, pari a 0,127, risulta superiore, ma non di molto, alla soglia convenzionale dell'ipotesi nulla dello 0,10. Il risultato può quindi essere considerato come un'indicazione di una effettiva possibile relazione tra le variabili considerate, ma non consente di considerare il modello stabilmente significativo.

Analizzando i singoli coefficienti, il parametro associato alla frazione argillosa presenta una significatività pari a circa 0,111, mentre quello associato a  $w - w_{opt}$  presenta una significatività pari a circa 0,114. Entrambi i coefficienti risultano quindi prossimi alla soglia del 10%, ma non la soddisfano.

Nel complesso, la regressione globale evidenzia pertanto una correlazione moderata, ma caratterizzata da una capacità predittiva ancora limitata. Tale risultato suggerisce che la semplice relazione lineare tra  $CF$ ,  $w - w_{opt}$  e  $\frac{K_{TLT}}{K_{NT}}$  non sia sufficiente a descrivere completamente il comportamento idraulico post-trattamento dell'insieme dei terreni considerati.

- Regressione lineare sui terreni trattati e compattati in condizione dry

L'analisi di regressione è stata ripetuta considerando esclusivamente i risultati relativi ai campioni preparati e compattati in condizione dry. In questo caso erano disponibili sei osservazioni.

*Tabella 22, Parametri statistici della regressione per i terreni dry*

| Parametro | Numero di osservazioni | R <sup>2</sup> | R <sup>2</sup> corretto | coeff. F di Fisher | Significatività F |
|-----------|------------------------|----------------|-------------------------|--------------------|-------------------|
| valore    | 6                      | 0.739          | 0.565                   | 4.250              | 0.133             |

L'equazione di regressione risulta:

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} = 22,50 + 5,25 CF + 31,87(W - W_{opt})$$

Come mostrato nella Tabella 22, la regressione relativa ai terreni dry presenta un valore di  $R^2 = 0,739$ , superiore a quello ottenuto considerando l'insieme di tutti i dati. Il modello è quindi in grado di descrivere circa il 73,9% della variabilità sperimentale del rapporto  $K_{TLT}/K_{NT}$ .

Anche il valore di  $R^2$  corretto, pari a 0,565, risulta superiore a quello ottenuto per la regressione globale. Questo risultato indica che la separazione dei campioni in funzione della condizione di preparazione consente di individuare una relazione più stabile tra le variabili considerate.

La significatività F risulta pari a 0,133, quindi anch'essa nell'ordine del 10%, ma, anche in questo caso, leggermente superiore alla soglia di significatività del 10%. Il modello non può pertanto essere definito statisticamente significativo secondo tale soglia; tuttavia, il valore

di  $R^2$ relativamente elevato evidenzia un trend di maggiore coerenza dei dati dry con il modello lineare.

Particolarmente interessante risulta il coefficiente associato alla frazione argillosa:

$$\beta_{CF} = 5,25$$

che indica, a parità di  $w - w_{opt}$ , una tendenza all'incremento del rapporto  $K_{TLT}/K_{NT}$ all'aumentare della frazione argillosa. Il coefficiente associato a  $w - w_{opt}$ risulta invece pari a 31,87.

Il risultato ottenuto per i terreni dry, sebbene l'insieme dei dati non possa considerarsi statisticamente significativo, rappresenta quindi un'indicazione interessante per eventuali sviluppi successivi dell'analisi, suggerendo che la distinzione dei campioni in funzione della condizione di preparazione possa migliorare la descrizione del comportamento idraulico dei terreni a seguito del trattamento. Per visualizzare graficamente la capacità del modello relativo ai terreni dry di riprodurre i dati sperimentali, i valori del rapporto  $K_{TLT}/K_{NT}$  ottenuti sperimentalmente sono stati confrontati con quelli calcolati mediante l'equazione di regressione.

La Figura 77 mostra tale confronto, ponendo sull'asse delle ascisse i valori sperimentali e sull'asse delle ordinate i valori calcolati dal modello. La linea tratteggiata rappresenta la bisettrice del quadrante,

che costituisce la condizione ideale di perfetta corrispondenza tra valore sperimentale e valore calcolato.

La distanza dei singoli punti dalla bisettrice rappresenta quindi lo scostamento tra il valore previsto dalla regressione e quello effettivamente misurato. I punti prossimi alla bisettrice indicano una buona capacità del modello di riprodurre il comportamento sperimentale,

mentre gli scostamenti più elevati evidenziano una maggiore componente non spiegata dalla relazione lineare.

Alcuni punti risultano relativamente prossimi alla bisettrice, mentre altri presentano scostamenti più marcati. Tale comportamento è coerente con il valore di  $R^2$  ottenuto: il modello descrive una parte consistente della variabilità, ma non la totalità del comportamento sperimentale.

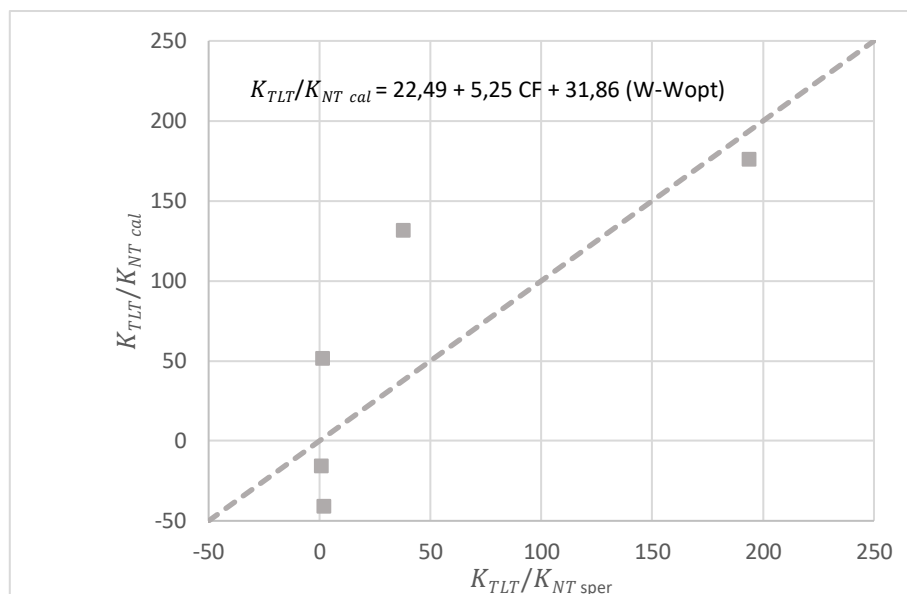


Figura 77, Confronto tra i valori di  $K_{TLT}/K_{NT}$  sperimentali e quelli calcolati mediante la regressione lineare

- Regressione lineare sui terreni trattati e compattati in condizione *opt/wet*

*La terza analisi è stata effettuata considerando esclusivamente i risultati relativi ai terreni preparati e compattati in condizioni *opt/wet*, per un totale di sole quattro osservazioni. I parametri statistici sono riportati in*

Tabella 23, Parametri statistici della regressione per i terreni *opt/wet*

Tabella 23, Parametri statistici della regressione per i terreni opt/wet

| Parametro | Numero di osservazioni | R <sup>2</sup> | R <sup>2</sup> corretto | coeff. F di Fisher | Significatività F |
|-----------|------------------------|----------------|-------------------------|--------------------|-------------------|
| valore    | 4                      | 0.819          | 0.456                   | 2.259              | 0.426             |

L'equazione ottenuta è:

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} = -1,218 + 0,0232 CF + 0,363(W - W_{opt})$$

Il valore di  $R^2 = 0,819$  risulta apparentemente elevato e indica che, sulle quattro osservazioni considerate, una quota elevata della variabilità viene descritta dal modello. Tuttavia, tale risultato deve essere interpretato con cautela a causa della ridotta numerosità del campione.

Infatti, il valore di  $R^2$  corretto scende a 0,456, mentre la significatività F assume un valore pari a 0,426, decisamente superiore sia alla soglia del 5% sia a quella del 10%. Anche i coefficienti delle due variabili indipendenti presentano valori di significatività relativamente elevati.

Il valore elevato di  $R^2$ , pertanto, non è sufficiente a dimostrare una buona capacità predittiva del modello, soprattutto considerando il numero molto limitato di osservazioni. Il confronto con la regressione nel caso dry evidenzia proprio l'importanza di considerare congiuntamente  $R^2$ ,  $R^2$  corretto, significatività F e numerosità del campione.

-Analisi dell'andamento del rapporto di permeabilità

La Figura 788 riporta la distribuzione del rapporto:

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} \text{ sperimentale}$$

in funzione della frazione argillosa  $CF$ , distinguendo i terreni in condizioni opt/wet e dry.

Le etichette associate ai punti riportano, rispettivamente, il valore di:

$$W - W_{opt}$$

e il rapporto:

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} \text{ sperimentale}$$

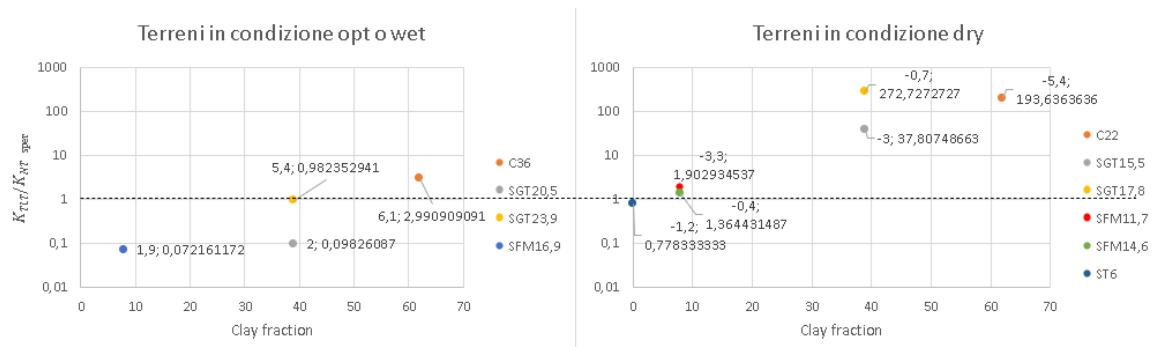


Figura 78,  $K_{TLT}/K_{NT}$  sperimentale in funzione della clay fraction

Questa rappresentazione consente di mettere in relazione direttamente la composizione granulometrica del terreno, la condizione iniziale di umidità e l'evoluzione della permeabilità a seguito del trattamento.

È importante precisare l'interpretazione fisica del rapporto: valori

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} < 1$$

indicano una riduzione della permeabilità rispetto al terreno non trattato, mentre valori superiori a 1 indicano un incremento della permeabilità.

Nel caso dei terreni preparati in condizioni dry, si osserva un comportamento differenziato in funzione della tipologia di terreno. Per i terreni più sabbiosi, in particolare ST e SFM, i valori del rapporto risultano generalmente prossimi all'unità o inferiori, comunque caratterizzati da una variazione più contenuta.

Per i terreni caratterizzati da una maggiore frazione argillosa (SGT e C), si osservano invece valori del rapporto ampiamente superiori all'unità. Ciò evidenzia un incremento della permeabilità nel lungo periodo rispetto al terreno non trattato.

La distinzione tra terreni sabbiosi e argillosi appare quindi coerente con quanto osservato mediante l'analisi di regressione, nella quale la frazione argillosa assume un ruolo rilevante nella descrizione del rapporto  $K_{TLT}/K_{NT}$ .

Nel complesso, i risultati mostrano che la regressione lineare multipla costituisce un primo strumento utile per individuare le principali tendenze presenti nei dati e fornire alcune indicazioni sulla possibile correlazione tra le variabili considerate, ma non risulta pienamente idonea a descrivere l'effetto del trattamento con i leganti in questione sulla conducibilità idraulica.

Per sviluppi successivi sarebbe pertanto opportuno valutare anche modelli non lineari, in particolare considerando che il rapporto  $K_{TLT}/K_{NT}$  presenta una variabilità molto ampia. Una possibilità particolarmente adatta è l'utilizzo di una regressione logaritmica sulla variabile dipendente, del tipo:

$$\ln \left( \frac{K_{TLT}}{K_{NT}} \right) = \beta_0 + \beta_1 CF + \beta_2 (W - W_{opt})$$

oppure, in termini equivalenti:

$$\frac{K_{TLT}}{K_{NT}} = e^{\beta_0 + \beta_1 CF + \beta_2 (W - W_{opt})}$$

Questo approccio potrebbe risultare più appropriato perché il rapporto di permeabilità assume valori distribuiti su ordini di grandezza differenti e presenta sia valori inferiori sia superiori all'unità. La trasformazione logaritmica permetterebbe inoltre di trattare in maniera più equilibrata le differenze tra valori molto piccoli e valori estremamente elevati, riducendo l'influenza dei punti caratterizzati dai rapporti più elevati.

In alternativa, qualora la numerosità dei dati disponibili venisse incrementata, potrebbe essere valutata anche una regressione polinomiale di secondo grado, introducendo anche termini quadratici relativi a  $CF$  e  $w - w_{opt}$ .

In conclusione, i risultati ottenuti mostrano che la separazione dei terreni in funzione della condizione *dry* e *opt/wet* offre una maggiore possibilità di interpretare correttamente la modifica della permeabilità causata dalle reazioni chimiche.

## 5. CONCLUSIONI

Nell'ambito di una ricerca sulla stabilizzazione dei terreni con leganti sostenibili, già avviata presso il Dipartimento SIMAU, il presente lavoro di tesi ha avuto come obiettivo lo studio dell'evoluzione nel tempo della conducibilità idraulica di terreni trattati con il 2% di *fly ash* attivata con il 2% di calce viva, analizzando l'influenza delle caratteristiche del terreno, delle condizioni di compattazione e del tempo di maturazione. A livello sperimentale, è stato integrato il database disponibile caratterizzando terreni aggiuntivi ed eseguendo prove di permeabilità di lunga durata su tali terreni dopo averli trattati con i suddetti leganti e compattati con energia Proctor Standard. Parallelamente, è stato sviluppato un modello di previsione dell'evoluzione della permeabilità nel tempo, con l'obiettivo di ridurre, nella fase

di progetto delle miscele, la necessità di prolungare le prove sperimentali fino a stagionature molto elevate.

I risultati sperimentali hanno evidenziato come il comportamento idraulico dei terreni trattati sia fortemente condizionato dalla loro composizione granulometrica e, in particolare, dalla *clay fraction*, oltre che dal contenuto d'acqua di compattazione.

L'analisi dei risultati delle prove di permeabilità ha mostrato che la maturazione determina, nella maggior parte dei casi, una progressiva riduzione del coefficiente di conducibilità idraulica nel tempo. Tale evoluzione dipende dalle condizioni di compattazione del campione in termini di contenuto d'acqua (*dry o wet*).

Il comportamento osservato può essere ricondotto ai fenomeni che si sviluppano durante la maturazione del materiale trattato. L'utilizzo della calce quale attivatore favorisce, in presenza di una componente argillosa (*clay fraction* sufficientemente alta), fenomeni iniziali di flocculazione e aggregazione delle particelle che rendono la permeabilità più elevata rispetto a quella del terreno non trattato. Le reazioni pozzolaniche tra i componenti della *fly ash* e la calce e tra la silice e l'allumina della frazione argillosa (ove presente) e la calce, favoriscono la formazione di prodotti cementanti di tipo amorfo, che tendono a occludere parzialmente le porosità con conseguente riduzione della conducibilità idraulica nel tempo, che segue un decadimento a legge di potenza.

L'analisi delle variabili considerate ha mostrato che partendo dai valori di permeabilità misurati in corrispondenza di due giorni di stagionatura, la *clay fraction* rappresenta il parametro più significativo per descrivere la variazione dell'esponente della legge temporale.

Un ulteriore miglioramento della previsione è stato ottenuto introducendo la distinzione tra condizioni *dry* e condizioni *opt/wet*, permettendo di considerare anche l'effetto del contenuto

d'acqua di compattazione. L'analisi ha mostrato inoltre che, all'aumentare della *clay fraction*, la differenza tra le due condizioni tende a ridursi, indicando una minore influenza della condizione di compattazione nei terreni caratterizzati da una maggiore componente argillosa.

La stima della bontà del fitting ottenuto è stata svolta analizzando l'RMSE (Root Mean Square Error). Per le formulazioni analizzate, l'errore di previsione è risultato inferiore alla permeabilità media sperimentale nei casi considerati, mostrando una buona capacità del modello di rappresentare l'evoluzione *della permeabilità nel tempo* soprattutto per le stagionature più elevate.

La previsione dell'effetto del trattamento sulla cenere volante è stata studiata mediante analisi di regressione multipla individuando, tra il rapporto tra la permeabilità a lungo termine del terreno trattato e quella del terreno non trattato con i parametri *clay fraction* e condizioni di compattazione una moderata correlazione. I valori di  $R^2$  ottenuti mostrano una capacità descrittiva migliore per i gruppi suddivisi in funzione della condizione di compattazione rispetto alla regressione ottenuta con l'intero insieme dei dati, anche se la limitata numerosità dei dati disponibili impone cautela nell'estensione dei risultati a terreni differenti da quelli studiati.

I risultati ottenuti rappresentano inoltre una base per ulteriori sviluppi della ricerca, che consistono nell'ampliamento del numero di test e delle condizioni sperimentali considerate, nonché la verifica di formulazioni non lineari e la valutazione di ulteriori variabili capaci di migliorare la capacità di previsione del modello.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Di Sante, M., 2026 - *Note del corso universitario “Consolidamento dei terreni”*, UNIVPM.
- [2] Bell, F. G. (1988). *Stabilization and treatment of clay soils with lime*. Part 1. Basic principles. *Ground Engineering*, 21(1), 10–15.
- [3] Little, D. N. (1999). *Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates*. National Lime Association, Vol. 1. Arlington, Virginia, USA.
- [4] Cuisinier, O. et al., (2011).- *Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil*. *Engineering Geology*, 123(3), 187–193.
- [5] Shaji, S., et al. (2024)- *Sustainable ground improvement of soft clay using eggshell lime and rice husk ash*. *Construction and Building Materials*, 2024.
- [6] Alqaisi, R.O. (2020). *Using eggshell powder as a supplementary additive to lime in soil stabilization*. University of Technology Sydney.
- [7] James, J. et al., (2020). *Valorisation of eggshell ash as a potential replacement for lime in stabilization of expansive soils*. *Građevinski Materijali i Konstrukcije*, 63(3), 13–20
- [8] Srirama, D., et al. (2026). *Recycling eggshell waste for sustainable soil stabilization: Properties, performance and future potential*. *Next materials*.
- [9] Ruello M.L., (2024)- *Note del corso universitario “Tecnologie applicate al trattamento dei rifiuti solidi”*, UNIVPM.
- [10] ASTM C618-23, *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*
- [11] Deepak, M.S., & Kumar, B.R.P. (2021). *Influence of fly ash on the engineering characteristics of expansive soil*. *Materials Today: Proceedings*, 45, 6318–6322.

- [12] Shirkhanloo, S. et al., (2021) - *A Comparative Study on the Effect of Class C and Class F Fly Ashes on Geotechnical Properties of High-Plasticity Clay*. *CivilEng*, 2(4), 1009–1018.
- [13] Turan, C., Javadi, A.A., & Vinai, R. (2022) - *Effects of Class C and Class F Fly Ash on Mechanical and Microstructural Behavior of Clay Soil—A Comparative Study*. *Materials*, 15(5), 1845.
- [14] Çetiner, S.I. (2004). *Stabilization of Expansive Soils by Çayırhan Fly Ash and Lime*. Middle East Technical University, Ankara.
- [15] Boynton, R.S. (1980). *Chemistry and Technology of Lime and Limestone*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.
- [16] Van Balen, K. (2005). *Carbonation reaction of lime, kinetics at ambient temperature*. *Cement and Concrete Research*, 35(4), 647–657
- [17] ASTM C977-18. *Standard Specification for Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization*
- [18] Eades, J.L., & Grim, R.E. (1966). *A Quick Test to Determine Lime Requirements for Lime Stabilization*. Highway Research Record, No. 139, Highway Research Board, Washington D.C., pp. 61–72
- [19] Tazioli A. (2023) – *Note del corso universitario “Geologia applicata”*, UNIVPM.
- [20] Di Sante, M. et al., (2025). *The combined use of fly ash and lime to stabilize a clayey soil: A sustainable and promising approach*. *Geosciences*, 15(9), 346.
- [21] Daniel, D. E., & Benson, C. H. (1990). *Water content–density criteria for compacted soil liners*. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(12), 1811–1830
- [22] Di Sante, M., Fratalocchi, E., & Mazzieri, F. (2016). *Effects of variation in compaction water content on geotechnical properties of lime-treated clayey soil*. *Procedia Engineering*, 158, 63–68.

- [23] Little, D. N., Nair, S., & Herbert, B. (2009). *Addressing sustainability in transportation infrastructure through the use of lime stabilization*. Transportation Research Record, 2104, 55–63.
- [24] Chew, S. H., Kamruzzaman, A. H. M., & Lee, F. H. (2004). *Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(7), 696–706.
- [25] Wild, S., Arabi, M., & Rowlands, G. O. (1987). *Relation between pore size distribution, permeability and cementitious gel formation in cured clay-lime systems*. Materials Science and Technology, 3, 1005–1011.
- [26] Dhindsa, H.S., Sharma, R.D., & Kumar, R. (2016). *Role of fly ash in improving soil physical properties and yield of wheat (Triticum aestivum)*. Agricultural Science Digest, 36(2).
- [27] Chandel, A.S., & Kumar, U. (2016). *Permeability characteristics of clayey soil added with fly ash*. Proceedings of the International Conference on Emerging Trends in Civil Engineering (ICETCE-2016).
- [28] Turán, C., Yilmaz, Y., & Kaya, A. (2022). *Engineering behavior of clay soils stabilized with class C and class F fly ashes*. Arabian Journal of Geosciences, 15, 1032.
- [29] Nithin, S., & Sayida, M. K. (2012). *Stabilization of silty sand using fly ash and coir fiber*. In *Recent Advances in Civil Engineering (RACE 2012 Conference Proceedings)*.
- [30] Galupino, E. J. G., & Dungca, J. R. (2015). *Permeability characteristics of soil-fly ash mix*. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, 10(15), 6440–6447.
- [31] Yazıcı, E., Akgün, H. (2024). *Investigation of Cement and Fly Ash on the Improvement of Fine Sand Soil*. Applied Sciences, 14(7), 2908.

- [32] ASTM D6913/D6913M – 17, *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis*
- [33] ASTM D7928 – 17, *Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis*
- [34] ASTM D2487 – 17<sup>e1</sup>, *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*
- [35] Darvini G., 2022 -*Note del corso universitario “Costruzioni idrauliche”*, UNIVPM.
- [36] ASTM D698-12 - *Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))*
- [37] ASTM D5084-10 - *Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter*
- [38] ASTM D854-23, *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by the Water Displacement Method*
- [39] Goldstein, J. Et al., (2017)- *Scanning Electron Microscopy and X-Ray Microanalysis* (4th ed.). New York, USA: Springer.
- [40] Newbury, D. E., & Ritchie, N. W. M. (2013). *Performing elemental microanalysis with high accuracy and high precision by scanning electron microscopy/silicon drift detector energy-dispersive X-ray spectrometry (SEM/SDD-EDS)*. *Journal of Materials Science*, 48, 4781–4793.
- [41] Chew, S. H. et al., (2004)- *Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(7), 696–706.
- [42] Li, L. et al., (2024) - *A Review of Principles, Analytical Methods, and Applications of SEM-EDS in Cementitious Materials Characterization*. *Advanced Materials Technologies*.

- [43] Di Sante, M et al., (2026) - *Compaction characteristics and hydraulic conductivity of a sandy silt treated with sustainable binders*. Proceedings of the 21st International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vienna.
- [44] General Admixtures S.p.A- *Scheda tecnica MICRO-POZZ PFA*
- [45] Kampala, A.; Horpibulsuk, S. (2013) - *Engineering properties of silty clay stabilized with calcium carbide residue*. Journal of Materials in Civil Engineering 25 (5) 632–644
- [46] Palomo, A. et al., (2014) - *A review on alkaline activation: new analytical perspectives*, *Materiales de Construcción* 64 (315)
- [47] Weindorf, D.C., & Chakraborty, S. (2020). *Portable X-ray fluorescence spectrometry analysis of soils*. Soil Science Society of America Journal, 84(5), 1384–1392.
- [48] Ravansari, R. et al. (2020). *Portable X-ray fluorescence for environmental assessment of soils: Not just a point and shoot method*. Environment International, 134, 105250.
- [49] Cuisinier, O. et al., (2014). *Time of reactions in a lime treated clayey soil and influence of curing conditions on its microstructure and behaviour*. Applied Clay Science, 99, 100–109.

## SITOGRAFIA

- [1] <https://www.truenumbers.it/emissioni-di-co2/>
- [2] <https://www.ingenio-web.it/articoli/aspetti-generalisti-vantaggi-dell-uso-delle-ceneri-volanti-nel-calcestruzzo>
- [3] <https://www.europarl.europa.eu/topics/it/article/20151201STO05603/economia-circolare-definizione-importanza-e-vantaggi>
- [4] [www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it)
- [4] <https://daswell.com/blogs/fly-ash-properties-source-advantages-uses/>

- [1] USGS, *Kaolin and Kaolin Deposits*  
<https://www.usgs.gov/centers/national-minerals-information-center/kaolin-statistics-and-information>
- [2] British Geological Survey, *Kaolin (China Clay) – Mineral Planning Factsheet*  
<https://www.bgs.ac.uk/mineralsuk/planning/mineral-planning-factsheets/kaolin/>
- [3] Imerys, *Kaolin: Properties and Applications*  
<https://www.imerys.com/minerals/kaolin>
- [4] Encyclopaedia Britannica, *Sand – Natural Material Description and Formation*  
<https://www.britannica.com/science/sand>
- [5] USGS, *Bentonite and Fuller's Earth Statistics and Information*  
<https://www.usgs.gov/centers/national-minerals-information-center/bentonite-and-fullers-earth-statistics-and-information>
- [6] Clariant, *Bentonite – Technical Data and Applications*  
<https://www.clariant.com/en/Business-Units/Natural-Resources/Products/Bentonite>
- [7] <https://chinesemoulds.en.made-in-china.com/product/RKjxrmpvJqYi/China-Customize-Different-Sizes-Soil-Moisture-Content-Tin-Cans-with-Lids.html>
- [8] <https://gnr.it/it/blog-it/diffrazione-a-raggi-x-cose-principi-applicazioni-analisi-xrd/>
- [9] <https://profilab24.com/it/laboratorio/tecnologia-di-misurazione/termometro-di-precisione-da-laboratorio-ludwig-schneider-forma-ad-asta>
- [10] <https://www.geologopalletto.it/le-attrezzature/>
- [11] <https://www.istemi.it/servizi/diffrazione-a-raggi-x-xrd?>
- [12] [www.geomeeting.eu](http://www.geomeeting.eu)
- [13] [www.wikipedia.it](http://www.wikipedia.it)
- [14] [www.unifi.it](http://www.unifi.it)