

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - DICEA

Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Civile

Matteo Nordio

**Classificazione geotecnica di laterite di Youndé (Camerun) e
valutazione delle sue proprietà per l'utilizzazione come
barriera di fondo della discarica di Nkolfoulou**

A.A. 2021-2022

Relatore: Prof. Ing. Simonetta Cola
Correlatore: Ing. Giorgia Dalla Santa

*A Michela, luce in ogni momento buio di questo percorso.
Ai miei genitori che mi hanno sempre supportato.
A Simone e Gabriele, senza i quali la mia carriera
universitaria sarebbe ancora in alto mare.*

INDICE

Introduzione	7
Capitolo 1: Inquadramento del problema	9
1.1 Caratteristiche della laterite	11
Capitolo 2: Introduzione sulle discariche	13
2.1 Definizione del concetto di discarica e inquadramento storico	13
2.2 Classificazione dei rifiuti e delle discariche secondo le norme vigenti	14
2.3 Progettazione di una discarica	15
Capitolo 3: Caratterizzazione del sistema barriera di fondo e descrizione delle tipologie d'interesse	19
3.1 Concetto di barriera di fondo e principali soluzioni costruttive	19
3.2 Barriere di fondo in argilla	21
3.3 Barriere naturali	22
3.4 Barriere compattate	22
Capitolo 4: Illustrazione delle prove sul materiale necessarie per stabilirne l'adeguatezza, ai fini della creazione di una barriera di fondo	25
4.1 Proprietà necessarie al terreno per l'utilizzo e prove di laboratorio per determinarle	25
4.2 Granulometria	26
4.3 Misura di permeabilità	28
4.4 Prova Proctor	31
Capitolo 5: Prove di laboratorio	35
5.1 Risultati della classificazione	35
5.2 Risultati della prova Proctor	40
5.3 Risultati della prova di permeabilità	43
Capitolo 6: Confronto con le prove in situ	49
Conclusioni	55
Bibliografia e sitografia	57
Appendice	59

Introduzione

Il presente elaborato tratta l'analisi e la caratterizzazione di un terreno, per valutarne l'adeguatezza come fondo di una discarica.

Il terreno in questione proviene dalla discarica di Nkolfoulou, situata a Youndé, in Camerun.

Si riporta una contestualizzazione geografica, una descrizione dei metodi costruttivi delle discariche prendendo come riferimento le normative e i dati italiani, un approfondimento sulle barriere di fondo e sulle caratteristiche geotecniche che esse devono soddisfare.

Per valutarne le proprietà, il terreno è stato sottoposto ad una serie di prove ampiamente descritte in seguito, eseguite nel Laboratorio di Geotecnica dell'Università di Padova dall'autore dell'elaborato, sotto la supervisione della professoressa correlatrice e del tecnico del Laboratorio.

Infine sono riportati i risultati ottenuti, evidenziando quali sono i parametri più critici e quali invece corrispondono alle caratteristiche necessarie.

Capitolo 1

Inquadramento del problema

In questo capitolo sono descritte le principali caratteristiche del problema affrontato in questa trattazione, quali la localizzazione della discarica il cui terreno è stato preso in analisi, gli elementi fisico-geografici del territorio, i principali aspetti della geologia del luogo e alcune informazioni sulla gestione della discarica

Il terreno che viene analizzato in questo elaborato proviene dal Camerun, in particolare dalla discarica di Nkolfoulou che si trova a Yaoundé, capitale di questo stato centrafricano.

Yaoundé, capitale del Camerun dal 1922, è situata su un altopiano nella parte centro-meridionale del paese, ad una quota di circa 730 m s.l.m., ed è bagnata dai fiumi Nyong e Sanaga.



Figura 1.1- Localizzazione città di Yaoundé [15]

Particolarmente importante è il clima della zona, in quanto il suo contributo nella definizione di alcune caratteristiche mineralogiche del terreno è fondamentale. Il clima è di tipo tropicale, con temperature piuttosto elevate: le temperature medie annue si aggirano attorno ai 25°C. In questa zona, inoltre, le precipitazioni sono abbondanti (1727mm/anno) e intensificate nei mesi autunnali e primaverili.

Queste particolari condizioni metereologiche causano, come in molte altre zone del continente africano, l'alterazione delle rocce e terreni nei primi metri di sottosuolo, generando laterite, ossia un terreno dal colore rosso mattone ricco di ossidi di ferro e alluminio. [7]

La discarica controllata di Nkolfoulou è situata in una zona a nord-est della città, a 12km da essa, ed è il principale centro di raccolta e smaltimento per rifiuti di Youndé dal 1988. La superficie, di forma triangolare, si estende per 56 ettari ed è essenzialmente divisa in quattro aree, a loro volta suddivise in diversi punti di stoccaggio di rifiuti. All'interno della discarica sono presenti tre strutture in calcestruzzo: il bacino per la raccolta del percolato (scorie liquide), un edificio al cui interno si trovano gli uffici del personale e una struttura contenente gli strumenti per il monitoraggio dei gas prodotti dal centro di raccolta. [14]

Questo centro di raccolta viene gestito dall'azienda Hysacam (Hygiène et salubrité du Cameroun), la principale azienda camerunese responsabile dell'igiene pubblica. Questa azienda si occupa sia della raccolta e del trasporto delle 1200 tonnellate giornaliere di rifiuti domestici prodotti dalla città di Youndé, come anche del loro stoccaggio e smaltimento all'interno della discarica. [14]



Figura 1.2 e 1.3- Foto della discarica di Nkolfoulou

1.1 Caratteristiche della laterite

La parola laterite deriva dal termine latino “later”, che significa mattone: questo termine fu utilizzato per la prima volta da Francis Buchanan-Hamilton nel 1807 per descrivere un materiale rossiccio utilizzato nelle costruzioni che notò durante un viaggio di studi in India. [2]

Questo particolare materiale ha infatti un colore rossiccio, caratteristico di mattoni e laterizi, conferito dalla sua composizione chimica: le lateriti sono formate principalmente da caolinite, quarzo e ossidi ed idrossidi di ferro e sono in particolare questi ultimi a conferire al terreno la sua tipica colorazione. [7]

La genesi di questa tipologia di materiale si riconduce all’azione degli agenti atmosferici sulla roccia madre, in particolare nei luoghi in cui essi sono molto intensi: le regioni tropicali e subtropicali, caratterizzate da abbondanti precipitazioni, sono le più interessate da questo fenomeno. Africa, Australia, India, Sud America e il Sud-Est Asiatico sono le zone del pianeta soggette maggiormente a questa trasformazione (Figura 1.4). [2]

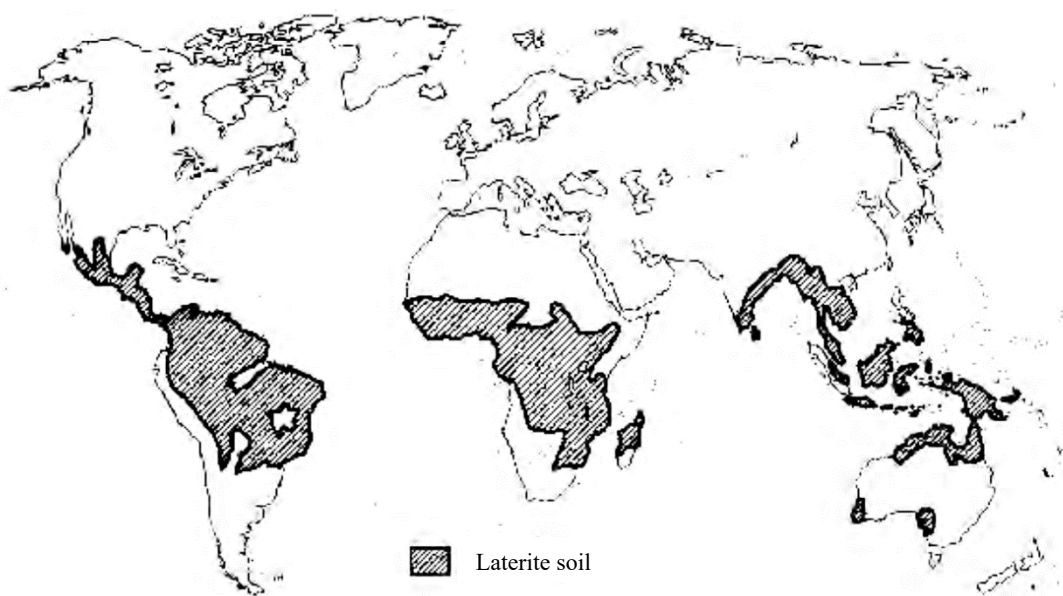


Figura 1.4- Diffusione della laterite sulla superficie terrestre

Il processo che avviene sul materiale è causato specificatamente dall’alternanza di periodi secchi e periodi di piogge intense: il terreno ha la proprietà specifica di indurire quando subisce questi cicli, ovvero in seguito ad una forte precipitazione gli ossidi di ferro e alluminio (Fe_2O_3 e Al_2O_3) si concentrano e nei periodi secchi successivi il composto si disidrata ed essi cristallizzano. [2]

I campioni di terreno presi in considerazione per questo elaborato provengono dal Camerun, stato africano particolarmente interessato da questo fenomeno: la laterite è

infatti diffusa su buona parte del territorio (circa il 67%) e dunque risulta fondamentale conoscere le sue proprietà per una corretta progettazione delle costruzioni in terra.

La diffusione di questo terreno in Africa è illustrata nella figura 1.5 ed è possibile notare che il territorio del Camerun è compreso in una zona dove prevalgono formazioni di laterite ferrosa. [3]

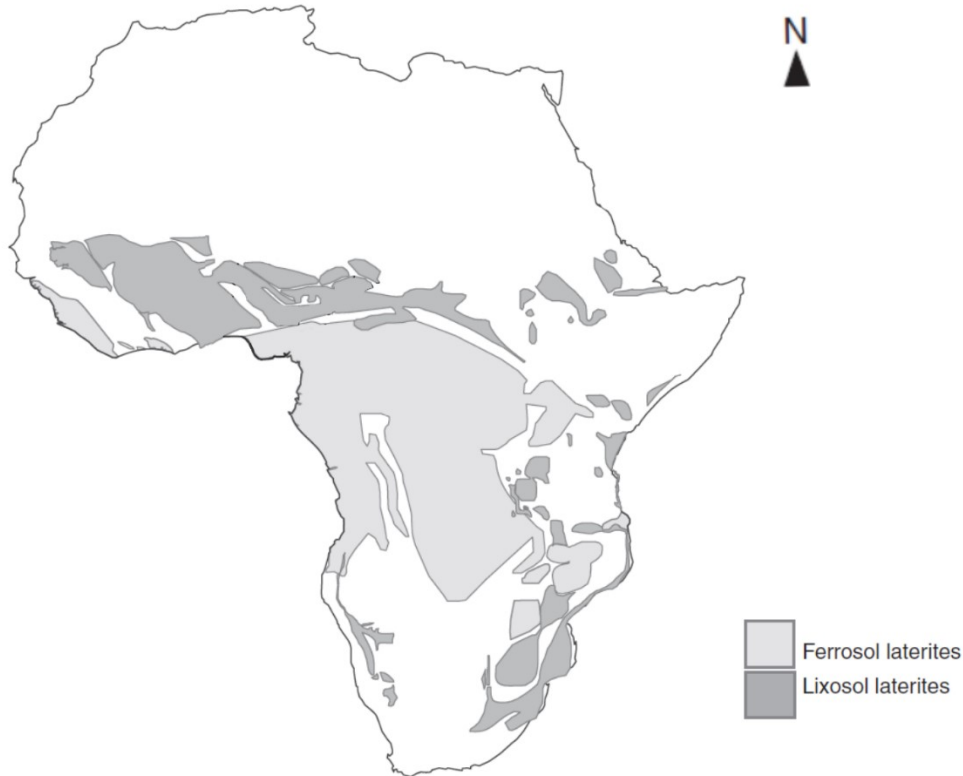


Figura 1.5- Principali zone di diffusione della laterite nel continente africano. Da FAO, 2001, Soils of the World [3]

Negli anni questo materiale è stato argomento di molti studi [9], i quali hanno evidenziato una caratteristica importante: lateriti formate dalla stessa tipologia di roccia madre e provenienti dalla stessa zona tropicale, ma sottoposte ad agenti atmosferici diversi, hanno diverse proprietà geotecniche. Allo stesso tempo, però, lateriti formate da diverse rocce madri ma provenienti dalla stessa zona tropicale e sottoposte alle stesse condizioni climatiche sono molto simili.

Capitolo 2

Introduzione sulle discariche

Questo capitolo si propone di dare una panoramica generale sulle caratteristiche delle discariche, sulla loro evoluzione negli ultimi anni, sulle norme che ne regolano la costruzione e sulla progettazione. Il fine è quello di inquadrare in un contesto più generale i capitoli seguenti.

2.1 Definizione del concetto di discarica e inquadramento storico

La produzione da parte dell'uomo di grandi quantità di rifiuti ha sempre generato il problema su come e dove essi dovessero essere smaltiti e trattati. Fino alla fine degli anni '70 le problematiche ambientali legate allo smaltimento dei rifiuti non sono mai state prese in considerazione, a causa della mancata conoscenza degli effetti negativi sull'ambiente circostante.

Il concetto di discarica come “struttura di contenimento dei rifiuti” esiste da sempre, in quanto ogni insediamento umano ha la necessità di un luogo in cui sia possibile depositare tutto il materiale di scarto prodotto; più l'insediamento è grande e popolato, più sarà cospicua anche la quantità di rifiuti prodotti, dunque lo sviluppo e l'ampliamento dei centri abitati e l'aumento esponenziale della popolazione avvenuto dalla seconda metà del '900, legati anche alla forte industrializzazione, hanno portato alla realizzazione di discariche sempre più numerose e grandi.

Proprio negli anni '70 si è iniziato a studiare quali potessero essere le conseguenze della creazione delle discariche, in particolare riguardanti i processi di degradazione dei materiali contenuti in esse: infatti, le reazioni chimiche che avvengono all'interno di questi depositi producono, in quantità e pericolosità variabili, sostanze inquinanti liquide e gassose.

Negli anni '80, con lo sviluppo delle conoscenze nel campo dell'ingegneria geotecnica, chimica e sanitaria-ambientale, il problema della gestione delle sostanze inquinanti prodotte nelle discariche inizia ad essere affrontato in modo più strutturato: sono proprio i terreni e le falde acquifere ad essere maggiormente sottoposte a questo tipo di inquinamento, ma utilizzando materiali (terreni) appropriati e trattati in modo corretto nella fase di realizzazione di una discarica, è possibile contenere enormemente l'inquinamento. [6]

La problematica principale generata dalle discariche è infatti la filtrazione dei fluidi prodotti dai materiali depositati. Essi possono essere suddivisi principalmente in:

- percolato: liquido prodotto dalla decomposizione dei rifiuti o da reazioni chimiche;

- biogas: gas di diversa natura, principalmente metano, derivanti da reazioni chimiche di degradazione dei rifiuti.

Essendo i prodotti in due diversi stati, si distinguono anche in base al loro moto di filtrazione nel terreno: i fluidi, infatti, tendono ad instaurare un moto di filtrazione verso il basso, mentre i gas nel verso opposto. Obiettivo principale delle discariche è intuitivamente un contenimento di queste sostanze inquinanti, al fine di evitare l'inquinamento dell'aria (nel caso dei biogas) o delle falde acquifere sotterranee (nel caso del percolato).

2.2 Classificazione dei rifiuti e delle discariche secondo le norme vigenti

I rifiuti sono di diversa natura e di conseguenza generano sostanze inquinanti di diverso tipo e pericolosità. In Italia il Decreto Legislativo 3 aprile 2006 n.152 [11] attua una classificazione dei rifiuti (art.184) secondo due criteri: il primo è l'origine, per la quale si definiscono:

- rifiuti urbani, quelli provenienti da un contesto cittadino;
- rifiuti speciali, quelli di altra natura, come industriali, agricoli, ecc.

Il secondo è invece la pericolosità, che distingue:

- rifiuti pericolosi;
- rifiuti non pericolosi.

Per comprendere più nel dettaglio quali sono le proporzioni fra le diverse tipologie di rifiuti ora definite, nella Tabella 2.1 si riportano i dati forniti dall'ARPAV sulla produzione di materiali di scarto nel contesto regionale del Veneto dell'anno 2019, suddivisi fra urbani e speciali e questi ultimi anche secondo la loro pericolosità. [1]

Tabella 2.1- Dati ARPAV sulla produzione di rifiuti nel 2019 in Veneto

Tipologia di rifiuti	Pericolosità	Quantità (t*1000)
Speciali	Non pericolosi	8500 (52%)
	Da costruzione e demolizione non pericolosi	6800 (41%)
	Pericolosi	1100 (7%)
Urbani	Non pericolosi	2,31

Si evince dunque che per la regione Veneto, come solitamente avviene nei territori dei paesi industrializzati, i rifiuti speciali prodotti siano in quantità molto più elevate rispetto a quelli urbani. Si nota anche che i rifiuti pericolosi sono comunque in percentuale pari a solo il 7% del totale.

Inoltre, essendo necessario trattare i rifiuti pericolo si in modo specifico, essi vengono conferiti in discariche apposite, separati dagli altri. Esistono dunque tre tipologie di discariche, distinte a seconda del tipo di rifiuti che possono contenere:

- discariche per rifiuti inerti, definiti come quei rifiuti che non subiscono alcuna trasformazione significativa;
- discariche per rifiuti non pericolosi;
- discariche per rifiuti pericolosi.

La distinzione di quali siano i rifiuti che possono essere introdotti da ciascun tipo di discarica è di competenza di ogni singolo Stato, a cui spetta una gestione intelligente dei propri rifiuti. In Italia, il Decreto Legislativo 13 gennaio 2003 n.36 [10], poi integrato dal Decreto Legislativo 3 settembre 2020 n.121 [12], definisce quali sono i criteri di ammissibilità dei rifiuti in discarica, specificando i fini della selezione di questi criteri, ossia in primo luogo una *“riduzione del collocamento in discarica dei rifiuti, in particolare di quelli idonei al riciclaggio o al recupero”* e in seconda battuta di *“prevedere misure, procedure e orientamenti volti a prevenire o a ridurre il più possibile le ripercussioni negative sull'ambiente”*.

È importante notare come sia posto l'accento sul fatto che, prima di tutto, serva distinguere quali sono i rifiuti che possono essere in qualche modo riciclati, per evitare accumuli eccessivi e inutili nelle discariche e allo stesso tempo transitare verso un'economia circolare. A questo si aggiunge l'attenzione nei confronti dei rifiuti che invece non possono essere riciclati: essi infatti vengono suddivisi in base alla loro composizione e alla pericolosità, al fine di poter prevedere delle adeguate strutture di contenimento per ogni tipologia di rifiuto.

2.3 Progettazione di una discarica

Sono solo i rifiuti che non possono essere sottoposti a trattamenti per essere riciclati ad essere posti in discarica, la quale ha quindi, come specificato da ogni normativa sull'argomento, il fine di contenerli in modo da proteggere la salute pubblica e l'ambiente. [6]

Nella fase di progettazione, dunque, è questo l'obbiettivo da perseguire, ed ogni fase progettuale lo tiene in considerazione. Si possono distinguere principalmente quattro fasi distinte:

1. scelta del sito;
2. studio geotecnico del terreno;
3. progettazione strutturale;
4. controlli durante la realizzazione e a discarica attiva.

La prima fase, che riguarda la scelta del sito, è la più delicata: sono molti i fattori che vanno considerati, primo su tutti quello ambientale. È fondamentale garantire che il sito:

- sia distante dai centri abitati;
- abbia una fascia di rispetto da opere e infrastrutture che potrebbero risentire un'eventuale contaminazione;
- sia collegato da un'efficiente rete di trasporti;

- sia caratterizzato da terreni di fondazione resistenti e impermeabili;
- si trovi in un'area morfologicamente accettabile (vi sono normative per ogni Stato che definiscono quali lo sono, in Italia il D. Lgs 36 del 13/01/2003 [10] le specifica in base anche al tipo di rifiuti che devono essere depositati).

Una volta considerati tutti questi parametri, il sito selezionato deve essere valutato anche in termini geotecnici: la seconda fase della progettazione, infatti, si occupa della caratterizzazione del terreno valutandone determinate proprietà, necessarie per garantire la stabilità strutturale e il contenimento degli agenti inquinanti formatosi. Le proprietà del terreno che devono essere definite sono, in particolare:

- la tipologia di terreno mediante la caratterizzazione granulometrica, in quanto è fondamentale che la matrice sia caratterizzata da una prevalenza di argille;
- i valori di conducibilità idraulica (permeabilità), sia del terreno di fondazione che quello utilizzato per la copertura, da ricavare effettuando sia prove in laboratorio che in loco;
- le proprietà di compattazione, da valutarsi con la curva Proctor, che stabiliscono i parametri da seguire per ottenere un peso di volume secco massimo;
- le caratteristiche di resistenza (capacità portante, stabilità dei pendii) e di deformabilità (stima dei cedimenti).

La terza fase è quella della progettazione vera e propria: in base alla quantità e al tipo di rifiuti, alla loro pericolosità e alla collocazione della discarica, essa viene dimensionata e viene così stabilito come realizzare la barriera di fondo e quella di copertura, in termini di tipologia di terreno e/o materiali impiegati e in termini di spessori dei singoli strati.

In base alla posizione rispetto al piano campagna, si possono riconoscere 3 tipologie costruttive per le discariche (Figura 2.1): totalmente al di sopra del piano campagna (2.1a), totalmente sotto (2.1b) o in parte sopra e in parte sotto (2.1c). La scelta è influenzata principalmente dalla posizione della falda freatica rispetto al piano campagna, in quanto, se essa si trova in profondità, solitamente si opta per una struttura che si sviluppa al di sotto del piano campagna, in modo da contenere una maggior quantità di rifiuti senza avere il rischio di inquinare la falda, se invece al contrario essa è molto prossima al piano campagna il rischio di inquinare le risorse idriche in caso di perdite è maggiore, dunque si preferisce una struttura sviluppata in superficie. [6]

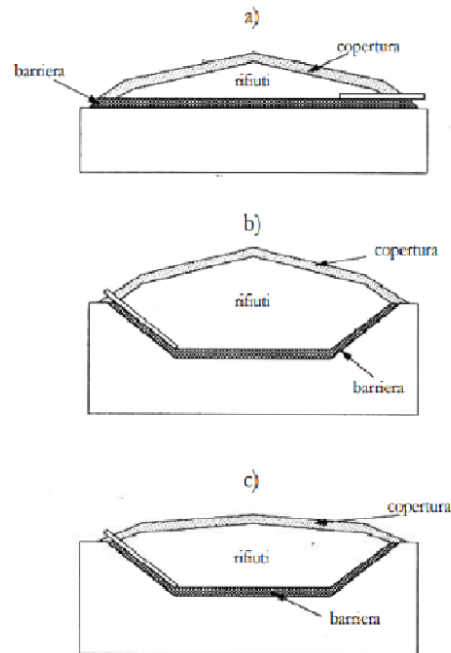


Figura 2.1- Tipologie di discarica in base al collocamento dei rifiuti [6]

Successivamente alla scelta della tipologia costruttiva è necessario definire esattamente le dimensioni della discarica, in particolare:

- l'altezza dello sviluppo al di fuori del terreno, sottoposta a vincoli ambientali;
- la distanza tra la base e la massima altezza di falda, normata secondo la pericolosità dei rifiuti;
- la pendenza delle scarpate, per massimizzare la quantità di rifiuti all'interno mantenendo stabile il pendio.

Calcolate queste grandezze, si passa alla scelta delle tecnologie costruttive da utilizzare per la barriera di fondo e per il sistema di copertura: per entrambe sono numerose e ciascuna ha i suoi pregi e i suoi difetti. Successivamente sono riportati quelli che sono i principali materiali utilizzati per comporle, suddivisi in materiali naturali e sintetici:

Materiali naturali

- argilla e bentonite, utilizzate come materiali impermeabili naturali;
- miscele di sabbia e bentonite, usate per rendere flessibili i pacchetti costruttivi;
- sabbia, impiegata per proteggere meccanicamente le componenti sintetiche;
- ghiaia, utilizzata per filtrazione e drenaggio.

Materiali sintetici

- geomembrane, ossia manti flessibili composti da tessuti impregnati di bitume oppure da polimeri ed elastomeri, con funzione prettamente impermeabilizzante;

- geotessili, ossia fibre sintetiche tessute a formare un manto, vengono utilizzati per separare e proteggere strati diversi;
- geogriglie, composte da barre di materiali plastici saldate ortogonalmente, con apertura variabile da 1 a 10cm, sono impiegate con funzione di rinforzo;
- georeti, formate da fili di polietilene estrusi e intersecati tra loro formando una vera e propria rete, servono come drenaggio;
- geocompositi, formati unendo diversi strati di questi materiali sintetici per funzioni specifiche.

La combinazione di diversi tipi di materiali può dare origine a pacchetti che assolvono tutte le funzioni necessarie di una barriera di fondo o di un sistema di copertura. [6]

Le funzioni sopracitate sono essenzialmente la stabilità della struttura (dei versanti), il fornire un supporto meccanico ai rifiuti, la protezione dalla migrazione del percolato e del biogas all'esterno della discarica, ed il drenaggio e la raccolta dei prodotti di degradazione dei rifiuti per evitarne l'accumulo all'interno della discarica.

Il primo allegato del Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n.36 [10] specifica quali sono le dimensioni e le caratteristiche minime per legge per un funzionamento ottimale di questi due sistemi protettivi, specificando anche le differenze legate alla pericolosità dei rifiuti raccolti.

La progettazione prosegue eseguendo un bilancio idrologico sulla discarica: esso si propone di valutare rischi ed effetti legati all'interazione tra la discarica e i liquidi presenti, ossia il percolato e le acque meteoriche.

Innanzitutto è necessario stimare quali sono i volumi in gioco, sia del percolato prodotto all'interno della discarica tramite reazioni chimiche, sia delle precipitazioni medie che interessano il luogo d'interesse.

In seguito, noti i volumi, vengono dimensionate le reti di raccolta, che per la maggior parte delle discariche sono due: una all'interno dei sistemi barriera di fondo per raccogliere percolato e altri liquidi inquinanti, la quale terminerà dunque in un impianto di trattamento, e una all'esterno per raccogliere le acque meteoriche e farle defluire verso un diverso impianto di trattamento, se necessario, o direttamente verso un recettore. Nel caso di discariche per soli rifiuti inerti, i quali dunque non producono percolato o altre sostanze inquinanti, la prima delle due reti non è strettamente necessaria. [6]

Capitolo 3

Caratterizzazione del sistema barriera di fondo e descrizione delle tipologie d'interesse

Questo capitolo affronta una trattazione generale riguardo al materiale da utilizzare per un'adeguata barriera di fondo in una discarica, definendo quali sono le caratteristiche necessarie e le prove sul materiale da eseguire per determinarle.

3.1 Concetto di barriera di fondo e principali soluzioni costruttive

La barriera di fondo è definita come quello strato protettivo che limita inferiormente e lateralmente una discarica. Come introdotto nel capitolo 2, sono diverse le tipologie costruttive per soddisfare i criteri che una barriera di fondo deve avere.

I criteri con cui viene progettata la barriera di fondo sono riportati nel dettaglio all'interno della normativa italiana che tratta l'argomento, il Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n.36. [10] Esso riporta separatamente le caratteristiche minime per la realizzazione della barriera di fondo delle discariche per rifiuti inerti o di diversi gradi di pericolosità.

Per le discariche per rifiuti inerti:

- è necessaria una barriera geologica, ossia uno strato di formazione geologica naturale che soddisfi i requisiti di conducibilità idraulica ($k \leq 1 \cdot 10^{-7}$ m/s) e spessore ($s \geq 1$ m);
- è possibile completarla con un sistema barriera di confinamento artificiale nel caso in cui la barriera geologica non risulti sufficiente, il quale fornisce una protezione idraulica equivalente;
- il piano di imposta di un'eventuale barriera di confinamento artificiale deve essere posto al di sopra del tetto dell'acquifero confinato o della quota di massima escursione della falda, nel caso di acquifero non confinato, ad almeno 1,5 metri.
- l'eventuale barriera artificiale deve essere composta di uno strato minerale compattato di spessore s non inferiore a 0,5m e conducibilità idraulica $k < 5 \cdot 10^{-8}$ m/s, eventualmente accoppiato a un geosintetico di impermeabilizzazione;
- non è necessaria ma è sempre consigliata l'introduzione di uno strato di raccolta e drenaggio di eventuali fluidi di percolazione per evitare l'aumento delle pressioni interstiziali all'interno del corpo rifiuti che ne potrebbero pregiudicare la stabilità.

Per le discariche per rifiuti non pericolosi e pericolosi:

- la barriera di fondo deve possedere tre componenti essenziali, ossia una barriera geologica, uno strato di impermeabilizzazione artificiale e uno strato di drenaggio;
- la barriera geologica è costituita da una formazione geologica naturale con questi requisiti, in base alla pericolosità dei rifiuti contenuti:
 - rifiuti non pericolosi: conducibilità idraulica $k \leq 1 \cdot 10^{-9}$ m/s; spessore $s \geq 1$ m;
 - rifiuti pericolosi: conducibilità idraulica $k \leq 1 \cdot 10^{-9}$ m/s e spessore $s \geq 5$ m;
- la barriera geologica, se non soddisfa queste condizioni, deve essere completata artificialmente con uno strato di argilla compattata di spessore pari ad almeno 0,5 m, anche accoppiato a geosintetici di impermeabilizzazione, che fornisca una protezione idraulica equivalente in termini di tempo di attraversamento;
- l'impermeabilizzazione del fondo e delle pareti della discarica non può essere costituita dalla sola barriera geologica che va sempre completata con uno strato protettivo artificiale, ossia una geomembrana in HDPE con spessore $s > 2,5$ mm conforme alle normative vigenti;
- al di sopra del materiale artificiale, ma separato da esso da uno strato che garantisce una protezione meccanica, va previsto uno strato di materiale drenante con spessore $s \geq 0,5$ m e conducibilità idraulica adeguata.

Nella figura 3.1 riportata in seguito si mostrano schematicamente le principali soluzioni costruttive per le barriere di fondo.

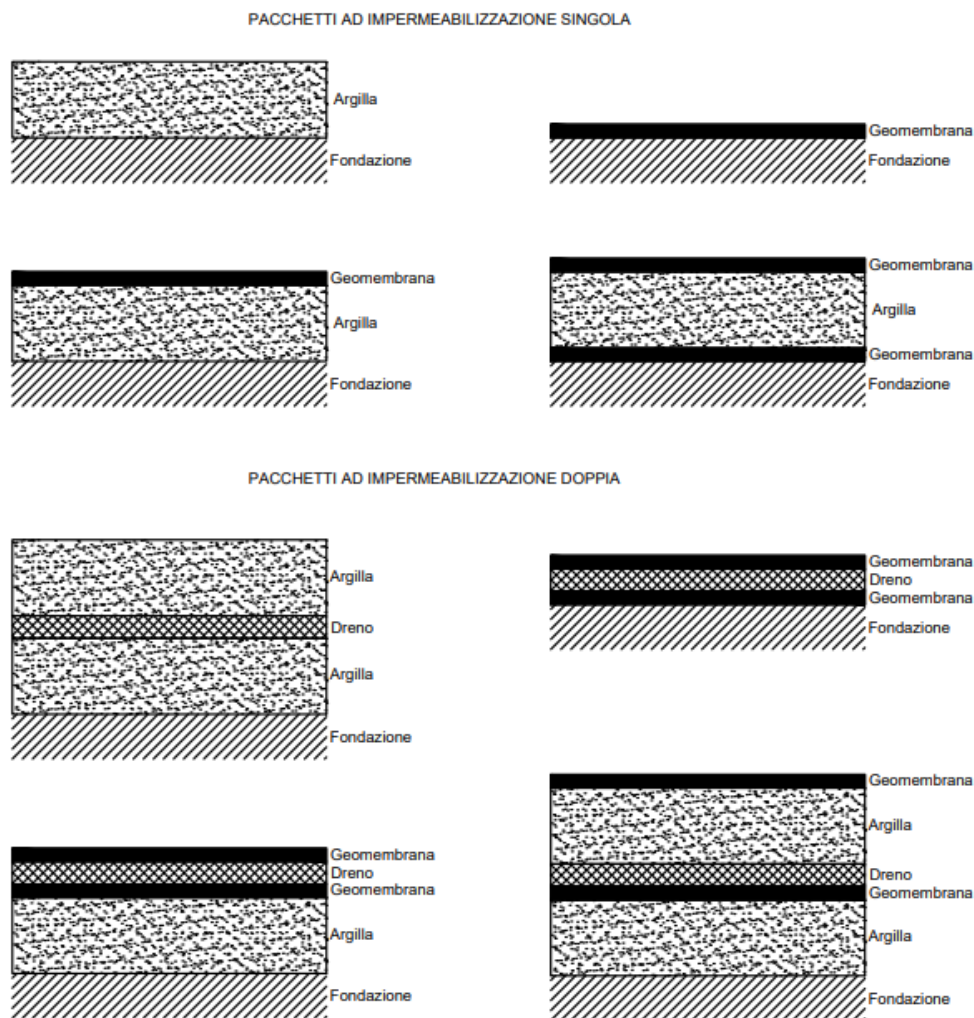


Figura 3.1- Principali soluzioni costruttive per le barriere di fondo

3.2 Barriere di fondo in argilla

Centrale in questo elaborato è l'argomento delle barriere di fondo composte di materiale argilloso; il fine ultimo è infatti quello di stabilire se il materiale campionato in sito è qualitativamente sufficiente per essere utilizzato come barriera.

La barriera di fondo è composta appunto di materiale a bassa permeabilità, che però può contenere anche materiale più grossolano se la permeabilità complessiva rimane inferiore ad una certa soglia definita. Infatti, in sito è difficile trovare uno strato omogeneo sufficientemente spesso, dunque bisogna considerare che la conducibilità idraulica sia variabile a seconda del punto che si sta studiando. [6]

Si possono distinguere essenzialmente due tipologie di barriere argillose, a seconda del trattamento necessario per renderle adeguate:

- barriere naturali, già presenti in sito;
- barriere di argilla compattata.

Entrambe le tecnologie ammettono la possibilità di introdurre nel terreno argilloso delle sostanze, come la bentonite, che ne migliorano le caratteristiche di conducibilità idraulica.

La scelta tra i due diversi sistemi è guidata in primis dal materiale disponibile in sito: se esso ha caratteristiche adatte può essere utilizzato come barriera senza effettuare trattamenti, in alternativa devo effettuare una compattazione o addirittura miscelarlo con altre sostanze per migliorarne le proprietà.

In seconda battuta è importante il fattore economico: dover utilizzare altre sostanze per mettere a norma la barriera è sicuramente più dispendioso rispetto alle operazioni di compattazione con un rullo o ad utilizzare il terreno come lo trovo, che ha un costo di trattamento pressoché nullo.

È fondamentale dunque scegliere la soluzione più efficace, in funzione delle condizioni geologiche locali, dei rifiuti da contenere nella discarica e della loro pericolosità. Solitamente, a causa della disomogeneità del terreno, queste tecnologie non vengono utilizzate da sole, ma sono accoppiate a materiali sintetici a bassa permeabilità.

3.3 Barriere naturali

Come già anticipato, questa soluzione consiste nell'utilizzo di formazioni prevalentemente argillose già presenti in sito aventi una permeabilità bassa ($10^{-7} - 10^{-6}$ m/s). È ragionevole pensare che, affinché possa essere utilizzato, questo terreno deve garantire una discreta continuità; infatti, se fossero presenti delle zone in cui la permeabilità ha valori più alti si creerebbero delle vie preferenziali per la filtrazione del percolato, con il conseguente inquinamento del terreno sottostante ed eventualmente della falda. [6]

Per garantire l'efficienza di questa soluzione, oltre ad indagini a vasta scala e alle prove di laboratorio su campioni (granulometria e misura della permeabilità), sono fondamentali anche prove di permeabilità in sito: queste, infatti, riescono a fornire una caratterizzazione della continuità del materiale, ripetendo la misura in diversi punti. Maggiore è la complessità del sito e la sua estensione, maggiore è anche il numero delle misure necessarie al fine di avere una discreta rappresentazione dell'andamento della permeabilità in sito. Data la difficoltà di avere una caratterizzazione areale esatta della conducibilità idraulica dell'area in questione, è buona norma aggiungere a questa barriera in terreno naturale una geomembrana o un altro tipo di strato impermeabilizzante artificiale.

3.4 Barriere compattate

Il materiale utilizzato per questa tipologia di barriere è sempre un terreno fine, argilloso, eventualmente addizionato a bentonite o polimeri. Questo materiale per essere messo in opera viene steso in strati di circa 200-230 mm di spessore e successivamente compattato meccanicamente. [8] Questo processo serve per ridurre il volume dei vuoti

intergranulari, e dunque aumentando la densità del terreno permette di ottenere diversi vantaggi:

- riduzione della compressibilità e di conseguenza dei cedimenti;
- aumento della resistenza e di conseguenza di stabilità e capacità portante;
- riduzione della permeabilità, fino a valori più piccoli di 10^{-7} m/s;
- riduzione degli effetti di cicli di gelo e disgelo.

Il valore della densità ottenibile al termine delle operazioni di compattazione è stato definito, dall'ingegnere americano Proctor a seguito dei suoi studi sull'argomento, come funzione di tre variabili:

- tipo di terreno e granulometria;
- contenuto d'acqua;
- energia di compattazione.

Nel caso delle barriere di fondo, la variabile che interessa minimizzare è certamente la permeabilità ed è possibile farlo massimizzando la densità del terreno. Ciò vuol dire, definite le caratteristiche di partenza, valutare qual è il valore del contenuto d'acqua ottimale che permette di ottenere il terreno al massimo della sua densità, quando sottoposto ad un processo di compattazione standardizzato. La valutazione viene svolta in laboratorio mediante la prova Proctor (capitolo 4.4): eseguendo un processo di compattazione standardizzato su diversi provini dello stesso terreno, caratterizzati da contenuti d'acqua iniziali diversi, si definisce una curva che lega il valore della densità secca a quello della quantità d'acqua contenuta; valutando il punto di massimo della curva si trova il "contenuto d'acqua optimum", ossia quello per cui la densità secca è massima, in quelle condizioni di compattazione. [8]

Una volta eseguite le prove di laboratorio necessarie e stabilito quindi il contenuto d'acqua ottimo in sito si procede in questo modo:

- Il terreno da compattare viene portato ad avere una quantità d'acqua interna pari all'optimum, aggiungendo l'acqua necessaria ed eventuali additivi (es. bentonite) per ridurre ulteriormente la permeabilità;
- Il materiale viene steso in strati di spessore al più di 230 mm;
- Se presenti, vengono sgretolati gli agglomerati più grossi e rimossi eventuali ciottoli in modo da rendere il materiale più omogeneo possibile;
- Viene aggiunta una piccola quantità d'acqua, in modo da compensare quella evaporata nel tempo tra la lavorazione e la posa;
- Si procede alla compattazione vera e propria, che può essere eseguita tramite apparecchi che agiscono staticamente (rulli compressori) o tramite vibratorii. I primi sono preferibili e, in base alla necessità, viene scelto il rullo dalle caratteristiche adeguate (peso, lunghezza, forma) e il numero di passaggi minimi, in modo da riprodurre in sito l'energia di compattazione necessaria

- I vari strati compattati vengono sovrapposti con molta attenzione, in quanto è da evitare la formazione di zone ad alta permeabilità all'interfaccia tra due strati.

Complessivamente, questa soluzione è molto più efficace rispetto ad una barriera di terreno naturale, ma è importante sottolineare che, trattandosi anche in questo caso di materiale disomogeneo, è buona norma accoppiarlo ad uno strato di materiale sintetico a bassa permeabilità. [8]

Capitolo 4

Illustrazione delle prove sul materiale necessarie per stabilirne l'adeguatezza, ai fini della creazione di una barriera di fondo

In questo capitolo si spiegano nel dettaglio quali sono, come vengono eseguite e quali risultati danno le prove da eseguire su un terreno, al fine di stabilirne l'adeguatezza per una barriera di fondo argillosa di una discarica.

4.1 Proprietà necessarie al terreno per l'utilizzo e prove di laboratorio per determinarle

Come già spiegato nei capitoli 2 e 3, la caratteristica fondamentale che deve avere un terreno adatto a costituire la barriera di fondo di una discarica è una bassa conducibilità idraulica.

La conducibilità idraulica, o permeabilità, è definita come la capacità di un materiale poroso di far defluire un fluido al suo interno. Questo moto del fluido all'interno della matrice porosa è definito filtrazione e la legge di Darcy (1856) descrive come la velocità con cui avviene il fenomeno della filtrazione di un fluido attraverso un materiale poroso è proporzionale al gradiente idraulico e ad un coefficiente di permeabilità.

Per il terreno di un fondo discarica, a parità di gradiente idraulico, generato dalla presenza del percolato e di eventuali acque meteoriche infiltrate all'interno, è necessario garantire che questi fluidi interni filtrino nel modo più lento possibile, dunque il terreno deve avere un basso coefficiente di permeabilità.

In primis il coefficiente è una caratteristica del tipo di terreno: infatti un terreno a grana grossa ha dei grandi vuoti al suo interno, i quali lasciano transitare i fluidi in modo più libero e veloce, quindi la permeabilità è solitamente maggiore di 10^{-5} m/s; al contrario, un terreno a grana fine tende ad ostacolare la filtrazione di un fluido a causa delle dimensioni ridotte dei vuoti e quindi è caratterizzato da permeabilità inferiori.

Questi ultimi sono quindi i terreni adatti ad essere utilizzati barriere impermeabili per il fondo discarica e per definirli è necessario classificare il terreno attraverso un'analisi granulometrica, l'aerometria e la definizione dei limiti di Atterberg, per definirne la plasticità (capitolo 4.2).

Inoltre è necessario misurarne la permeabilità (capitolo 4.3) utilizzando il permeometro, ossia uno strumento che attraverso la misura della colonna d'acqua (permeometro a carico variabile, adatto ai terreni a grana fine) e applicando la legge di Darcy si trova il valore del coefficiente di permeabilità.

Infine, la prova Proctor (brevemente anticipata nel capitolo 3.4, dettagliata nel capitolo 4.4) viene svolta per individuare il contenuto d'acqua ottimo per ottenere il massimo livello di compattazione corrispondente al massimo peso di volume secco (e quindi la minima permeabilità). Attraverso la ripetizione di un determinato numero di compattazioni su diversi provini, questa prova stabilisce qual è il valore del “contenuto d'acqua optimum”, ossia quello per cui ho il valore massimo della densità secca: avere infatti il valore massimo per questo parametro comporta il minimo volume di vuoti interno e di conseguenza una permeabilità minore del terreno.

Infine, per la valutazione della resistenza al taglio del terreno utile per stabilire la stabilità delle scarpate, sono state eseguite ulteriori prove di taglio triassiale le quali forniscono i valori del parametro ϕ . Confrontandoli poi con i carichi agenti sul fondo discarica, si valuta se il terreno è sufficientemente resistente.

4.2 Granulometria

La granulometria, o analisi granulometrica, è il procedimento mediante il quale viene effettuata la classificazione di un materiale granulare, in particolare del terreno. Un campione di terreno, materiale granulare e disomogeneo per eccellenza, viene prelevato in sito e per essere classificato deve essere sottoposto ad una serie di passaggi, qui riportati. [4]

Una volta in laboratorio il campione viene lavato, essiccato (in un forno a 105°C per 24 ore) e successivamente pesato.

Vengono disposti una serie di setacci, con aperture di dimensioni decrescenti e normate, con i quali il terreno viene sottoposto ad una vagliatura meccanica: il materiale viene inserito nel setaccio superiore e la serie di setacci impilati viene fatta vibrare.

Tramite questa operazione il terreno, in base alla dimensione dei suoi grani, si suddivide tra i vari setacci ed è possibile pesare la quantità di terreno trattenuta a ciascuno di essi.

In seguito, mediante una semplice formula, viene valutata la percentuale passante al vaglio d'interesse ed è possibile tracciare un grafico in scala semilogaritmica che definisca la percentuale passante in funzione del diametro delle aperture dei setacci.

$$P_i = \frac{P_{TOT} - (T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_i)}{P_{TOT}} * 100 \quad [\%]$$

In base alla percentuale di terreno fine, cioè passante all'ultimo vaglio (0.075mm), è possibile già distinguere terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie) da quelli a grana fine (limi e argille).

Se il terreno ha una componente di fine, è fondamentale eseguire un'ulteriore vagliatura per sedimentazione, solo su 30-40g di questo materiale fine. Esso viene messo in sospensione in 1l di acqua assieme ad un composto antiflocculante e viene lasciato depositare.

Infine, misurando la variazione nel tempo della densità della sospensione si ricava tramite la legge di Stokes la percentuale di materiale avente un dato diametro equivalente.

$$v = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{18 * \mu} * D^2$$

Per i terreni a grana fine, è necessaria un'ulteriore classificazione tesa a valutare la loro plasticità, mediante i limiti di Atterberg, che vengono svolti sulla frazione di terreno passante al vaglio con aperture da 0.420mm. Essi sono tre particolari valori del contenuto d'acqua ai quali corrisponde una variazione dello stato fisico del terreno. Il contenuto d'acqua di un terreno si può calcolare semplicemente tramite la formula:

$$w = \frac{P_w}{P_s} = \frac{P_{umido} - P_s}{P_s}$$

In ordine decrescente in base al contenuto d'acqua il primo è il limite liquido (w_L): esso segna il limite tra lo stato liquido e lo stato plastico del terreno. Si valuta con l'utilizzo del cucchiaio di Casagrande: il terreno viene disposto, dopo essere stato mescolato con acqua, in questo macchinario e viene solcato mediante un'apposita spatola. Il cucchiaio viene fatto cadere ripetutamente fino a quando il solco si richiude su sé stesso per 13mm. Il limite liquido è dunque quel valore del contenuto d'acqua per cui il solco si chiude di 13mm in 25 colpi.

Il secondo è il limite plastico (w_P): questo segna il limite tra lo stato plastico e lo stato semisolido del terreno. Per determinarlo viene presa una piccola quantità di terreno secco e mescolando, aggiungendo un po' alla volta dell'acqua, si formano dei bastoncini di 3.2mm di diametro senza crepe, facendo rotolare il composto con le mani su una superficie liscia. Il limite plastico è quel valore del contenuto d'acqua al di sotto del quale il terreno non riesce a mantenere un comportamento plastico, ossia formando i bastoncini essi si iniziano a rompersi.

Il terzo, meno utilizzato, è il limite di ritiro (w_r): segna il limite tra lo stato semisolido e quello solido, ed è definito come quel valore del contenuto d'acqua al di sotto del quale il volume rimane costante. Per definirlo, infatti, il provino di terreno viene essiccato per passi, misurando volta per volta volume e contenuto d'acqua.

La determinazione dei limiti di Atterberg permette di calcolare l'indice di plasticità (I_p), che rappresenta l'ampiezza dell'intervallo di contenuto d'acqua in cui il terreno rimane plastico ($I_p = w_L - w_r$). Questo parametro è proporzionale alla percentuale di argilla contenuta nel provino e anche dipende dalla mineralogia dell'argilla presente, dunque, è di fondamentale importanza per capire se un terreno fine è limoso o argilloso.

Infine, per classificare il terreno i valori dei vari parametri trovati vengono utilizzati facendo riferimento ad un sistema di classificazione. Ve ne sono diversi, i quali però portano a risultati equivalenti. In seguito sono riportati i principali utilizzati in Italia,

ossia la carta di plasticità di Casagrande, per limi e argille, (Figura 4.1) e il sistema USCS (Tabella 4.1).

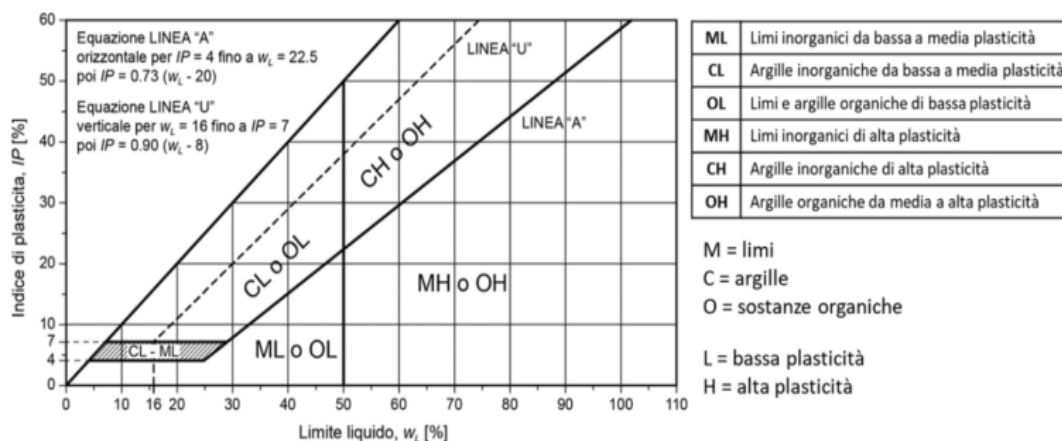


Figura 4.1- Carta di plasticità di Casagrande

Tabella 4.1- Sistema USCS per la classificazione dei terreni

	Gruppo	Descrizione	Sottogruppo	Caratteristiche
Terreni a grana grossa, passante al 200 \leq 50%	G	GHIAIE La maggior parte della frazione è trattenuta al setaccio 4	GW	Fine<5%; U>4 1<C<3
			GP	Fine<5%; U<4
			GM	Fine>12%; Pl<4 o sotto retta A
			GC	Fine>12%; Pl>7 e sopra retta A
	S	SABBIE La maggior parte della frazione passa al setaccio 4	SW	Fine<5%; U>6 1<C<3
			SP	Fine<5%; U<6
Terreni a grana fine, passante al 200 >50%	C	ARGILLE INORGANICHE	CL	W _L < 50%
			CH	W _L > 50%
	M	LIMI INORGANICI	ML	W _L < 50%
			MH	W _L > 50%
	O	LIMI E ARGILLE INORGANICI	OL	W _L < 50%
			OH	W _L > 50%

4.3 Misura di permeabilità

La permeabilità, come precedentemente anticipato, è una proprietà del terreno, fondamentale per conoscerne il comportamento. Nell'ambito della progettazione di discariche è importante misurarla sul terreno da utilizzare per conoscere la quantità e la velocità dei fluidi che possono filtrare al suo interno.

Questo parametro è identificato univocamente da un coefficiente (k), il quale può assumere valori molto diversi, a seconda della distribuzione granulometrica del terreno considerato (Figura 4.3).

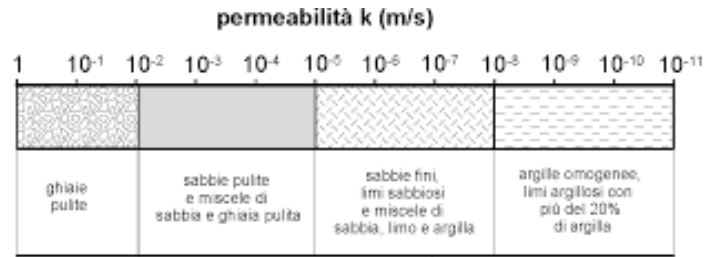


Figura 4.2- Valori del coefficiente di permeabilità k in funzione del tipo di terreno

Questo coefficiente è definito mediante la legge di Darcy come il rapporto tra la velocità del fluido transitante nel terreno (v), vista come il rapporto tra la portata fluente e l'area della sezione ortogonale al flusso, e il gradiente idraulico (i), ossia l'energia dissipata per percorso unitario. [4]

Per definire il coefficiente di permeabilità di un terreno, dunque, è necessario definire tutte le grandezze utili a determinarlo: intuitivamente è più semplice effettuare tutte le misure in laboratorio su un campione, ma è possibile e fortemente consigliato fare alcune misure anche in loco, al fine di localizzare eventuali discontinuità.

Lo strumento utilizzato per queste misure in laboratorio si chiama permeametro e se ne distinguono due tipi:

- permeametro a carico costante (Figura 4.3);
- permeametro a carico variabile (Figura 4.4).

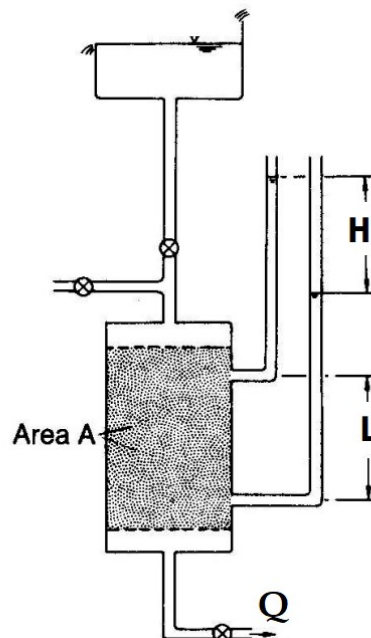


Figura 4.3- Permeametro a carico costante

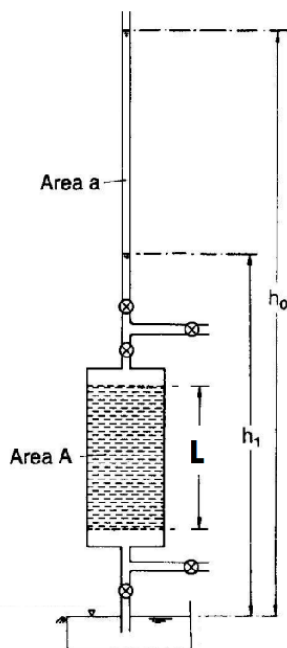


Figura 4.4- Permeametro a carico variabile

La scelta tra i due viene fatta in base al tipo di terreno: il primo può essere utilizzato nel caso di terreni a grana grossa, quali ghiaie o sabbie, il secondo invece per terreni fini, ossia limi e argille.

Il principio di funzionamento è pressoché il medesimo: l'acqua inizialmente dentro a un contenitore a monte viene fatta fluire in un cilindro di dimensioni note in cui è stato confinato il campione di terreno ed essa, filtrando nel mezzo poroso, viene raccolta in uscita. La differenza, com'è intuibile dal nome, sta nell'applicazione del carico idraulico:

- il permeametro a carico costante (Figura 4.3) mantiene un livello nel contenitore a monte costante, tramite una portata entrante in esso; in questo modo il dislivello idraulico ΔH tra monte e valle del campione di terreno rimane invariato. Viene misurata la portata uscente dallo strumento, e mediante la legge di Darcy si trova il coefficiente di permeabilità;

$$k = \frac{QL}{A\Delta H}$$

- il permeametro a carico variabile (Figura 4.4) che, al posto del contenitore di monte ha un fine tubicino, riesce ad apprezzare valori minori di permeabilità, in quanto i volumi d'acqua transitanti in una prova sono molto minori e le velocità molto più basse. In questo caso non vi è una portata entrante, ma viene misurata la variazione del livello Δh nel tubicino in un intervallo di tempo Δt determinato; noto questo e la geometria dello strumento, si definisce il coefficiente di

permeabilità mediante un bilancio di massa tra la portata entrante nel mezzo poroso e quella uscente:

$$k = \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \ln \frac{h_0}{h_1} = 2.3 \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \log_{10} \frac{h_0}{h_1}$$

4.4 Prova Proctor

La prova Proctor è un test di laboratorio che viene effettuato per identificare il valore del contenuto d'acqua optimum, ossia quello corrispondente al valore massimo della densità secca. [4]

Nell'ambito della progettazione di discariche è fondamentale effettuare questa tipologia di prova su diversi campioni di terreno prelevato in situ, per poter poi riprodurre in fase di costruzione un terreno che abbia le proprietà ottenute in laboratorio (capitolo 3.4).

Questa prova, che prende il nome dall'ingegnere americano che l'ha ideata, viene descritta nella normativa UNI EN 13286-2:2005. [13] Essa consiste nell'inserimento del terreno, del quale si conosce il contenuto d'acqua predeterminato, stratificandolo in una fustella cilindrica, nella quale viene compattato mediante l'utilizzo di un maglio di peso e dimensioni standard a caduta libera. Il maglio viene messo in moto da un macchinario apposito, che lo solleva fino all'altezza standardizzata e lo lascia cadere sul materiale. Dopo ogni colpo la base del macchinario ruota, in modo da compattare con il colpo successivo una zona adiacente a quella precedente.

Diversi valori del peso del maglio, dell'altezza di caduta, del numero degli strati e del numero di colpi per strato determinano l'energia di compattazione:

$$E = \frac{m * h * n_c * n_s}{V}$$

$m \rightarrow$ massa del pestello battente

$h \rightarrow$ altezza di caduta del pestello

$n_c \rightarrow$ numero di colpi per strato

$n_s \rightarrow$ numero di strati

$V \rightarrow$ volume del provino

L'AASHTO definisce due tipologie di prove Proctor standardizzate, a due diversi livelli di energia: la AASHTO standard e la AASHTO modificata. Le differenze tra le due prove sono riportate in tabella 4.2.

Tabella 4.2- Caratteristiche delle prove Proctor standard e modificata

Tipo di prova	Dimensione del cilindro			Dimensione del pestello		Numero degli strati	Numeri di colpi per strato	Altezza di caduta pestello (cm)	Energia di costipamento (kg cm/cm ³)
	D (cm)	H (cm)	V (cm ³)	D (mm)	Peso (kg)				
AASHTO standard	10,16	11,7	945	50,8	2,5	3	25	30,5	6,05
AASHTO modificato	10,16	11,7	945	50,8	4,54	5	25	45,7	27,5

Ciò che si ottiene a compattazione avvenuta è un campione cilindrico di terreno compattato, del quale è noto il contenuto d'acqua, essendo stato imposto dall'operatore e che viene poi verificato a posteriori mediante la misura del peso umido e secco.

Pesando il campione in queste condizioni e dividendo il valore ottenuto per il volume occupato dal terreno (corrispondente a quello interno alla fustella), si ottiene il valore del peso di volume umido γ_u . Con questo parametro e noto il contenuto d'acqua, è possibile trovare il valore del peso di volume secco γ_d .

$$\gamma_u = \frac{P_u}{V} \qquad \gamma_d = \frac{\gamma_u}{1+w}$$

Ottenute diverse coppie di valori γ_d -w ripetendo il procedimento con diversi valori del contenuto d'acqua, è possibile porle su un piano: la curva generata da questi punti ha una forma a campana e il valore del contenuto d'acqua che corrisponde al punto di massimo della curva è il valore cercato, ossia il contenuto d'acqua optimum.

A parità di energia di costipamento, le curve di compattazione Proctor che si ottengono per tipi di terreno differenti sono molto diverse tra loro (figura 4.5). [8] In particolare, si può osservare che:

- la densità secca può dipendere in modi diversi dalla variazione del contenuto d'acqua, a seconda del tipo di terreno;
- terreni in cui prevale la frazione fine raggiungono valori di densità secca più bassi;
- le sabbie ben assortite possono avere valori della densità secca molto più elevati rispetto a quelle uniformi e gli effetti del costipamento sono molto più marcati;
- per i terreni argillosi il valore massimo della densità secca decresce all'aumentare della plasticità.

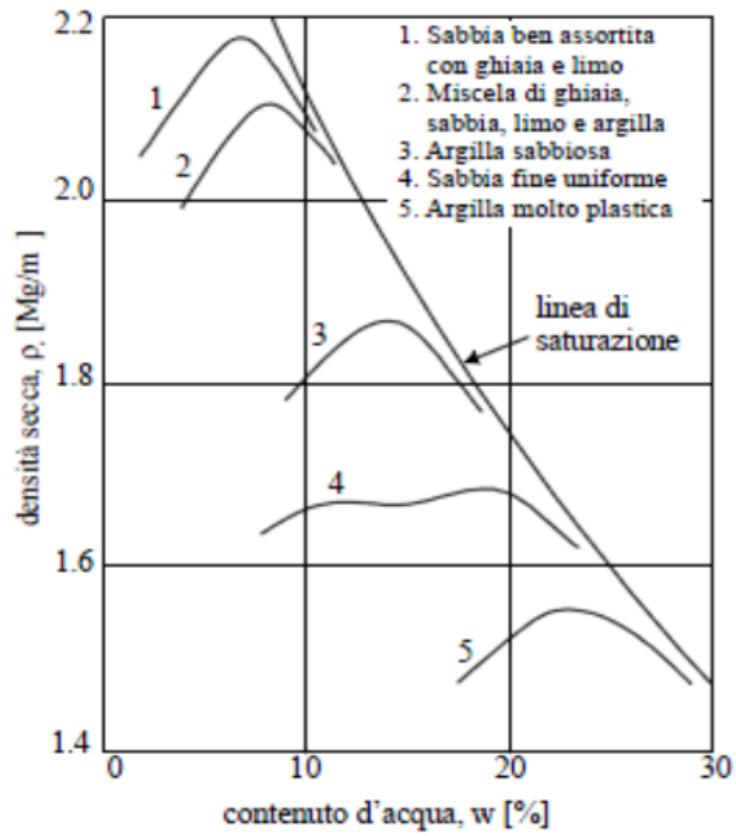


Figura 4.5- Curve di compattazione Proctor per diverse tipologie di terreno [8]

Capitolo 5

Prove di laboratorio

In questo capitolo sono riportati principalmente i risultati ottenuti dalle prove sul materiale, le quali sono descritte dettagliatamente nel capitolo 4.

I campioni di terreno prelevati dal materiale naturale presente nell'area della discarica di Nkolfoulou sono due: il primo, a cui ci si riferisce con la sigla C1, presenta una maggiore componente sabbiosa, mentre il secondo, denominato C2, è caratterizzato da una prevalente granulometria fine. I due campioni sono stati classificati e testati nel Laboratorio di Geotecnica dell'Università di Padova. Sebbene uno sia sabbioso, e quindi non propriamente indicato per costituire la barriera di fondo di una discarica, è stato testato per acquisirne le proprietà e valutare la disomogeneità del terreno naturalmente presente in sito.

5.1 Risultati della classificazione

Il primo test da eseguire sul materiale è la classificazione: come da norma, è stata effettuata eseguendo la prova granulometrica e i Limiti di Atterberg.

Ciascuno dei due campioni è quindi stato seccato nel forno a 105°C per 24 ore, poi lavorato nel mortaio per frantumare i grumi presenti e in seguito sottoposto a vagliatura a secco mediante l'utilizzo dei setacci, secondo quanto spiegato nel capitolo 4.2. Inoltre è stata svolta anche la prova di vagliatura per sedimentazione (aerometria) sulla frazione di terreno passante al vaglio #200.



Figura 5.1- Vagliatura a secco del terreno



Figura 5.2- Vagliatura umida del terreno

I risultati ottenuti rispecchiano le differenze già notate nei due terreni, infatti le curve granulometriche ottenute, seppur aventi forma piuttosto simile, si discostano l'una dall'altra. Tutti i risultati numerici sono poi riportati in allegato.

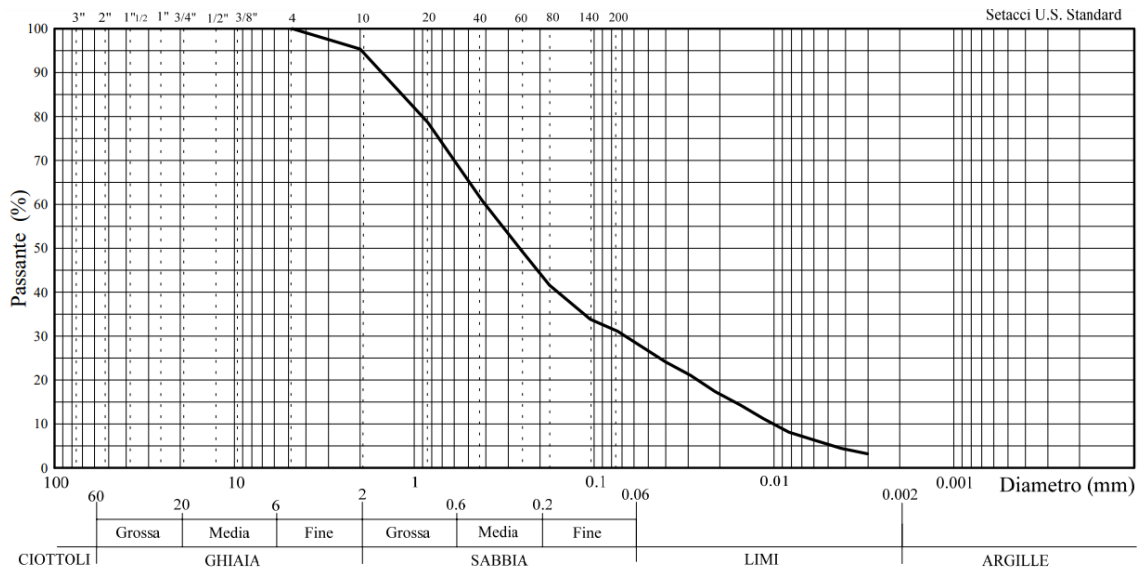


Figura 5.3- Curva granulometrica del campione C1

Coefficiente di uniformità $C_U = d_{60}/d_{10} = 40$

Coefficiente di curvatura $C_C = d_{30}^2/d_{60}d_{10} = 1,13$

La curva granulometrica del campione C1 mostra che si tratta essenzialmente di una sabbia grossa, con parti minori di sabbia media e fine e di limo (SM). Essendo un terreno principalmente sabbioso, i limiti di Atterberg evidenziano una bassissima plasticità del materiale:

Limite liquido $w_L = 36\%$

Limite plastico $w_P = 35\%$

Indice di plasticità $I_P = 1\%$

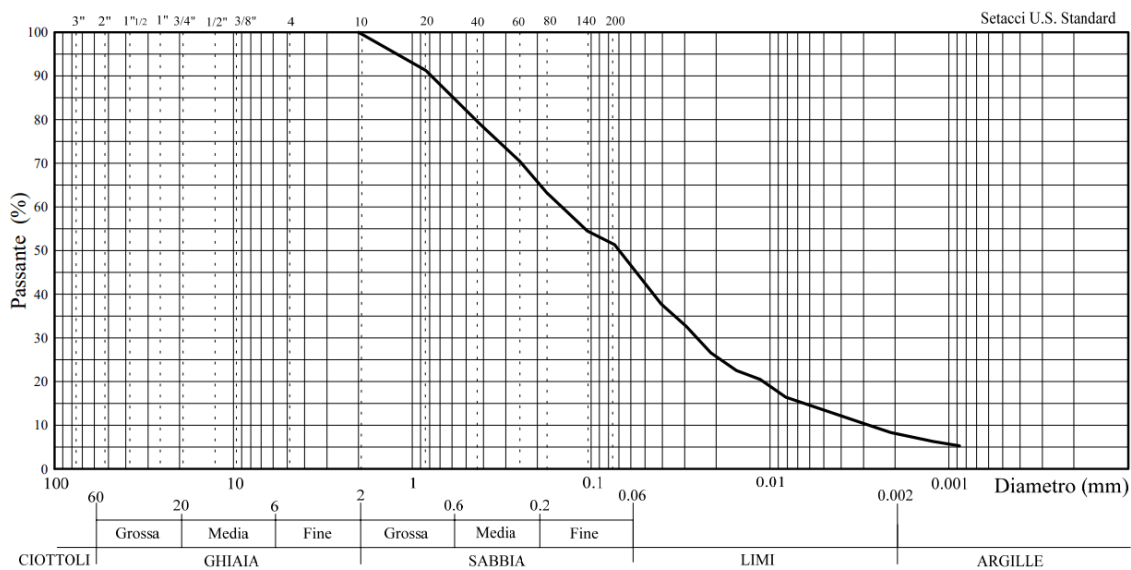


Figura 5.4- Curva granulometrica del campione C2

Coefficiente di uniformità $C_U = d_{60}/d_{10} = 50$

Coefficiente di curvatura $C_C = d_{30}^2/d_{60}d_{10} = 1,39$

La curva granulometrica del campione C2 invece conferma le differenze già notate: si tratta di un'argilla debolmente limosa, in cui è presente sia sabbia media e fine che sabbia grossa. Non è per nulla un terreno omogeneo, ma vista la prevalente componente fine si è riusciti a determinare in modo agevole i limiti di Atterberg:

Limite liquido $w_L = 43\%$

Limite plastico $w_P = 24\%$

Indice di plasticità $I_P = 19\%$

Tramite essi è possibile completare la classificazione del terreno, grazie all'utilizzo della carta di plasticità di Casagrande. Il terreno risulta essere un'argilla inorganica di media plasticità (CL).

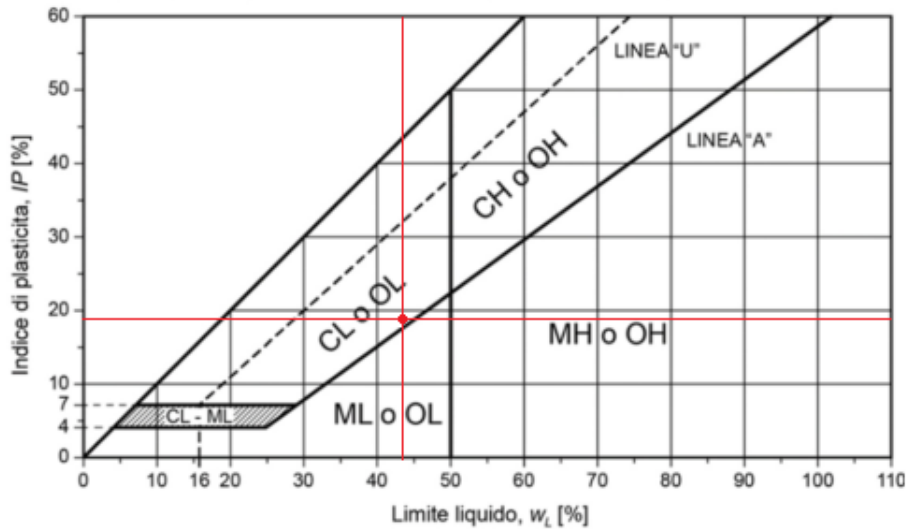


Figura 5.5- Rappresentazione sulla carta di plasticità di Casagrande del campione C2

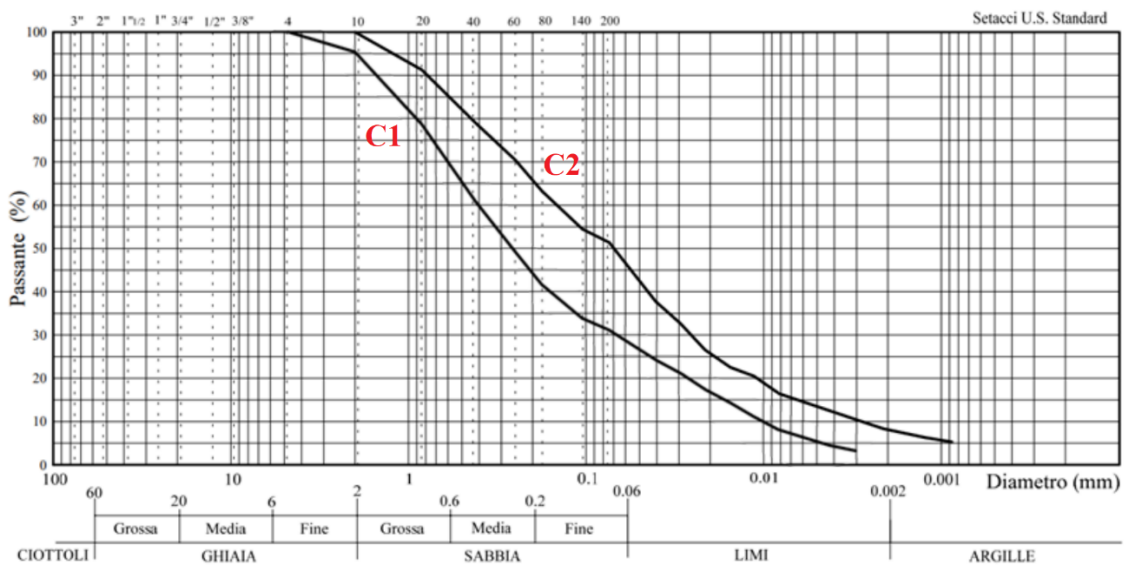


Figura 5.6- Confronto tra le due curve granulometriche

Nella figura 5.6, in cui sono rappresentate contemporaneamente le due curve granulometriche, è ancora più chiara la differenza tra i due campioni, in termini di granulometria. Si può notare che, nonostante il campione C1 sia composto da materiale decisamente più grossolano, le due curve hanno una forma piuttosto simile.

5.2 Risultati della prova Proctor

Data la tipologia di utilizzo di questi terreni è stata eseguita successivamente anche la prova Proctor, in modo da stabilire il contenuto d'acqua optimum per la compattazione in sito. Successivamente, sul terreno compattato, è stata poi eseguita la prova di permeabilità.

Come spiegato nel capitolo 4.4, essa viene utilizzata per trovare il punto di optimum del terreno, ossia quel valore del contenuto d'acqua tale per cui il terreno compattato in modo standardizzato risulta avere il valore del peso di volume secco massimo. Per farlo viene effettuata una compattazione, secondo il metodo standard già illustrato nel capitolo 4.4.

Per effettuare questa prova però è necessaria una quantità minima di terreno per riempire adeguatamente la fustella, pari a circa 1,8 kg. Per questo motivo non è stato possibile testare entrambi i terreni, poiché il campione C2 non era in quantità sufficiente, dunque la prova di compattazione Proctor è stata eseguita soltanto sul campione C1.



Figura 5.7- Fustella per la compattazione



Figura 5.8- Compattatore meccanico utilizzato nel laboratorio di Padova

I risultati numerici di questa prova sono riportati in allegato, ma è possibile rappresentarli graficamente in un diagramma contenuto d'acqua – peso di volume:

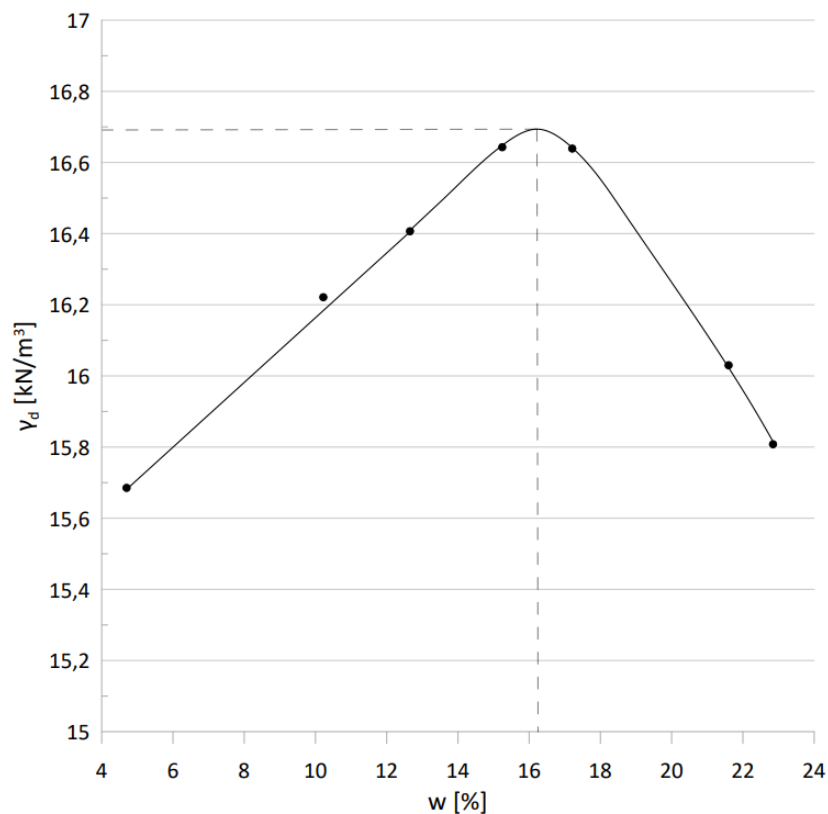


Figura 5.9- Risultati della prova Proctor

Dal grafico si definisce il punto di optimum, caratterizzato da un valore del contenuto d'acqua $w=16,20\%$ e da un valore del peso di volume del terreno a fine compattazione di $16,70\text{kN/m}^3$. Il valore ottenuto del contenuto d'acqua è dunque quello necessario da avere in situ per poi compattare il terreno applicando l'energia di compattazione utilizzata durante la prova Proctor, in modo da ottenere la massima compattazione possibile.

Al fine di capire se la prova fosse stata eseguita correttamente, è stato opportuno confrontare il grafico eseguito con la curva di saturazione. [4] Essa si trova grazie alla relazione tra peso di volume, contenuto d'acqua e peso specifico dei grani solidi (G_s):

$$\gamma_d = \frac{G_s}{1 + wG_s} \gamma_w$$

Il peso specifico dei grani solidi (G_s) del terreno è stato valutato sperimentalmente mediante la specifica prova sperimentale con l'utilizzo di un picnometro: in un provino sono stati inseriti 20g di terreno e un quantitativo d'acqua per riempire il provino; quindi, mediante la pompa a vuoto, dai provini è stata rimossa l'aria in modo che il campione raggiungesse la condizione di saturazione (100%). Il valore ottenuto sperimentalmente del parametro è $G_s=2,842$.

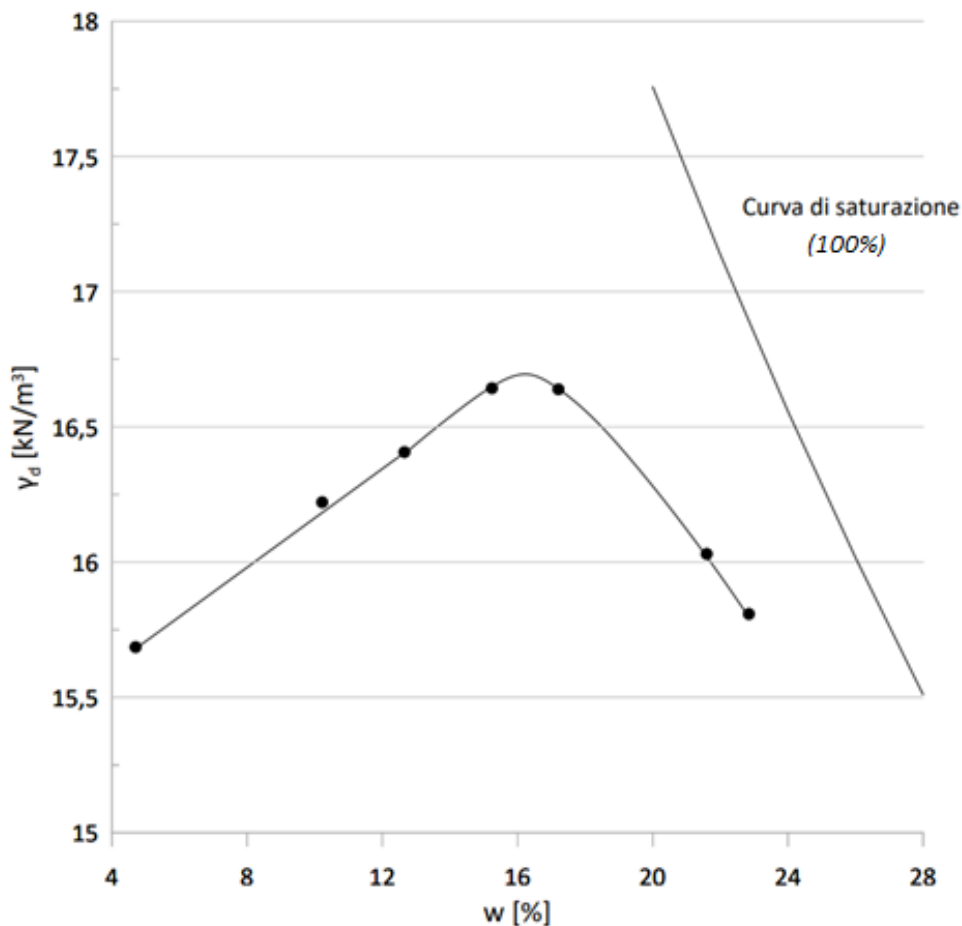


Figura 5.10- Risultati della prova Proctor e confronto con la curva di saturazione al 100%

In quest'altro grafico si può notare il parallelismo tra la curva di saturazione ottenuta e il ramo discendente della curva ottenuta sperimentalmente con la prova Proctor, come da teoria.

5.3 Risultati della prova di permeabilità

Il valore del contenuto d'acqua optimum ottenuto mediante la prova Proctor è stato utilizzato per costituire il provino da sottoporre alla prova per la misura della permeabilità. Infatti, a seguito di una corretta compattazione del terreno in situ utilizzando la quantità d'acqua ottima si ottiene il massimo stato di compattazione del terreno, caratterizzato dal massimo peso di volume al quale corrisponde il valore minimo di permeabilità.

È stato necessario seguire un procedimento ad hoc per poter realizzare un provino di terreno compattato, con le dimensioni adeguate alla cella triassiale in cui eseguire la prova di permeabilità, le cui dimensioni sono: diam=3,8cm; L=10cm.

Date le diverse dimensioni (e quindi il diverso volume) del provino, è stato necessario calcolare esattamente le dimensioni del maglio, il suo peso e l'altezza di caduta per eseguire la procedura di compattazione in modo da applicare la medesima energia di compattazione.

Secondo la norma UNI-EN 13286-2:2010 [13] l'energia di compattazione per la prova Proctor è calcolata con la formula:

$$E = \frac{m * h * n_c * n_s}{V}$$

m → massa del pestello battente

h → altezza di caduta del pestello

n_c → numero di colpi per strato

n_s → numero di strati

V → volume del provino

Volendo mantenere invariata l'energia di compattazione ($E=6,05 \text{ kg*cm/cm}^3$ per la prova standardizzata) si è calcolato un numero adeguato di strati di terreno a costituire il provino, il numero di colpi da applicare ad ogni strato e l'altezza di caduta, per applicare la medesima energia di compattazione.

I valori ottenuti, per $V=113,4\text{cm}^3$ e $m=1,6719\text{kg}$, sono:

$$n_s=3$$

$$n_c=10$$

$$h=13,68\text{cm}$$

In questo modo, a fine compattazione, si è ottenuto un provino dalle seguenti caratteristiche:

$$\gamma_d=1,67\text{g/cm}^3$$

$$P=V*\gamma_d=192,78\text{g}$$

$$w_{\text{opt}}=16,2\% \rightarrow w_{\text{opt}}=31,23\text{g}$$

Il volume del provino ottenuto è però eccessivamente piccolo: l'altezza del provino, invece dei 10cm calcolati, è di 9,45cm e ciò porta ad avere un peso di volume pari a:

$$\gamma = \frac{P}{V(1+w)} = 1,764\text{g/cm}^3$$

Questo risultato però è troppo diverso dal peso di volume che si voleva ottenere (optimum) ed il terreno risulta eccessivamente compatto, dunque si è effettuato un secondo tentativo riducendo il numero di colpi per ogni strato di terreno, passando quindi da 10 a 9. Questo accorgimento ha permesso di ottenere a fine compattazione un provino con le seguenti caratteristiche, corrispondenti all'obiettivo:

$$h=10,02\text{cm}$$

$$P=220,6\text{g}$$

$$V=113,63\text{cm}^3$$

$$\gamma = \frac{P}{V(1+w)} = 1,671\text{g/cm}^3$$

Su questo campione è stata quindi effettuata la prova di permeabilità in cella triassiale, effettuando due misure, corrispondenti a due diversi valori della tensione di consolidazione del provino (50kPa e 100kPa)

Il provino è stato inserito in una cella triassiale, dopo essere stato confinato lateralmente applicando una membrana impermeabile di silicone.

La cella viene poi riempita d'acqua, sia all'interno che all'esterno della membrana in modo da ottenere la saturazione del provino (fino al 99%) ad una tensione idrostatica interna imposta a 400kPa.

Per effettuare la prova però il provino deve essere preconsolidato, dunque la tensione di cella esterna al provino è inizialmente di 453kPa (o 503kPa per la seconda misurazione) e in seguito viene abbassata a 403kPa per eseguire la prova.

La piccola differenza tra la pressione interna ed esterna al provino permette ad esso di rimanere compatto e fa in modo che il moto dell'acqua sia dall'esterno verso l'interno, attraverso la pietra porosa che confina il provino inferiormente e superiormente.

Dopo il processo di consolidazione, per poter misurare la permeabilità viene fatta fluire acqua all'interno della cella mediante un sistema di piccoli tubi, la quale ha come unico moto consentito quello attraverso il campione di terreno: si genera quindi un gradiente idraulico in quest'ultimo e si instaura di conseguenza un moto di filtrazione.



Figura 5.11 e 5.12- Inserimento del provino nella cella triassiale

Le due prove, a due diversi livelli di consolidazione, hanno fornito i seguenti risultati:

Tabella 5.1 e 5.2 – Risultati delle due prove di misura della permeabilità

PROVINO CONSOLIDATO A 50kPa						
Start	End	t (s)	h (kPa)	h (cmH2O)	V (cm3)	K (cm/s)
13:23	15:58	9300	8	81,6	9,686	1,11E-05

PROVINO CONSOLIDATO A 100kPa						
Start	End	t (s)	h (kPa)	h (cmH2O)	V (cm3)	K (cm/s)
11:24	15:05	13260	8	81,6	11,188	8,98E-06

Il valore del coefficiente k è stato trovato mediante la seguente formula:

$$k = \frac{V L}{A t h}$$

$V \rightarrow$ volume d'acqua transitato durante la prova

$L \rightarrow$ dimensione maggiore del provino, attraverso cui avviene il moto d'acqua (9,84cm)

$A \rightarrow$ area della sezione di base del provino (11,34cm²)

$t \rightarrow$ durata della prova

$h \rightarrow$ variazione di carico piezometrico durante la prova, in centimetri di colonna d'acqua

I due valori ottenuti per il coefficiente di conducibilità idraulica non si discostano molto e, come previsto, la permeabilità è minore se il terreno viene consolidato a tensioni maggiori. L'ordine di grandezza è di 10⁻⁵cm/s, corrispondente a 10⁻⁷m/s, un valore piuttosto alto trattandosi comunque di un terreno non totalmente fine.

Capitolo 6

Confronto con le prove in situ

La discarica di Nkolfoulou, essendo la principale discarica controllata della zona di Youndé, è già stata oggetto di studio per quanto concerne le proprietà del suolo coinvolto.

In particolare, ai fini di questa trattazione, è stato eseguito un confronto con i dati raccolti ed elaborati nella tesi di laurea magistrale di Buky Nankeng Dongmo, “*Landfills in the central region: Construction techniques, current issues and possible improvements: Case of the Nkolfoulou landfill (Yaoundé)*” della scuola ENSTP di Youndé. [5]

In questa tesi sono stati presi in considerazione sei diversi campioni di terreno, prelevati in due diversi punti della discarica, di cui uno presentava problemi di filtrazione del percolato, a tre diverse profondità.

Sui sei campioni sono stati effettuati in laboratorio i test per la classificazione (granulometrie e limiti di Atterberg) e la prova Proctor. La misura della permeabilità invece è stata eseguita mediante un’apposita prova in situ, utilizzando un permeametro sperimentale appositamente realizzato (Figure 6.1, 6.2, 6.3).



Figura 6.1, 6.2 e 6.3- Misura della permeabilità in situ

Dalle modalità di esecuzione delle prove, si può capire che i risultati ottenuti per la classificazione e la prova Proctor possono essere simili, mentre quelli della prova di permeabilità presentano differenze sostanziali.

Nelle tabelle che seguono vengono riportati i risultati quantitativi ottenuti nelle prove effettuate da Buky Nankeng Dongmo, alle quali ci si riferisce con “*Prove Youndé*”, e confrontati con quelli ottenuti nelle prove illustrate nel capitolo 5, alle quali ci si riferisce con “*Prove Padova*”.

Tabella 6.1- Risultati classificazione Prove Youndé

	Campione 1	Campione 2	Campione 3	Campione 4	Campione 5	Campione 6
% Passing 0,075mm	64,1%	42,2%	66,1%	67,2%	69,7%	30,9%
w _L	68,5%	67,5%	50%	56,9%	57,8%	41,9%
w _P	34%	34,2%	33,7%	32,3%	33,3%	29,2%
I _P	34,5%	33,4%	16,3%	24,6%	24,5%	12,7%

Tabella 6.2- Risultati classificazione Prove Padova

	C1	C2
% Passing 0,075mm	31,1%	51,4%
w _L	36%	43%
w _P	35%	24%
I _P	1%	19%

Dal confronto tra i valori numerici si evince la somiglianza fra il campione C1 e il sesto campione analizzato a Youndé, entrambi infatti sono sabbie medie, mentre il campione C2 sembra avere caratteristiche granulometriche diverse da tutti gli altri.

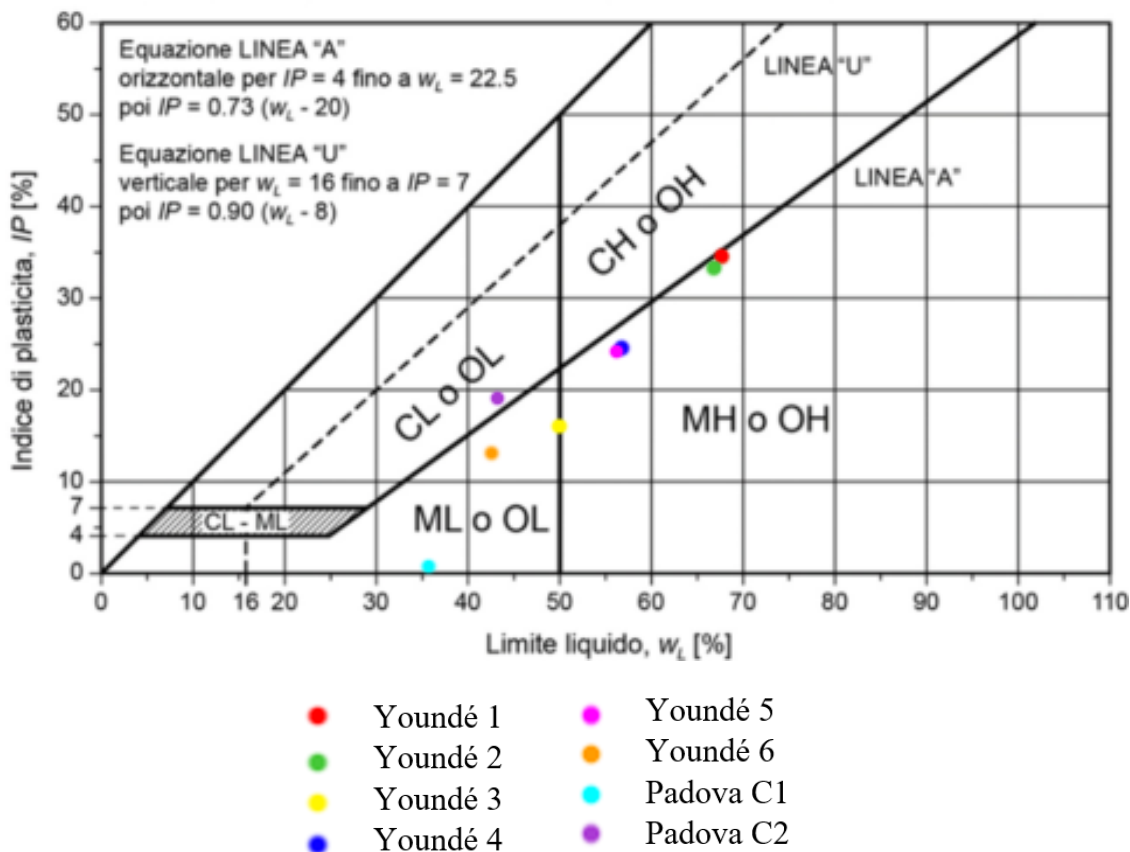


Figura 6.4- Risultati classificazione inseriti nella carta di plasticità di Casagrande

Tabella 6.3- Risultati Prove Proctor Youndé

	Campione 1	Campione 2	Campione 3	Campione 4	Campione 5	Campione 6
γ_d [g/cm ³]	1,047	1,247	1,270	1,015	1,063	1,384
w_{opt}	18,5%	10,3%	17,0%	15,4%	8,9%	10,2%

Tabella 6.4- Risultati Prova Proctor Padova

	C1
γ_d [g/cm ³]	1,70
w_{opt}	16,2%

Come spiegato nel capitolo 5.2, dei due campioni giunti all'Università di Padova, soltanto il C1 ha una quantità di terreno sufficiente per eseguire la prova Proctor. Per

questo campione il test è stato effettuato per 8 diversi valori del contenuto d'acqua, ottenendo una stima del punto ottimo migliore rispetto a quella delle prove effettuate in Camerun, dove la stima è stata fatta utilizzando solamente 5 valori del contenuto d'acqua e con attrezzature più scadenti.

I risultati sono fortemente diversi tra loro, in particolare quelli dei test effettuati in Camerun mostrano un valore della densità secca ottima molto basso. Questo effetto è sicuramente legato alla differenza effettiva tra i terreni in termini di granulometria, ma può essere dovuto anche alle modalità di esecuzione della prova. Nella figura 6.4 sono riportati i punti trovati per ogni campione, mettendo in evidenza le differenze.

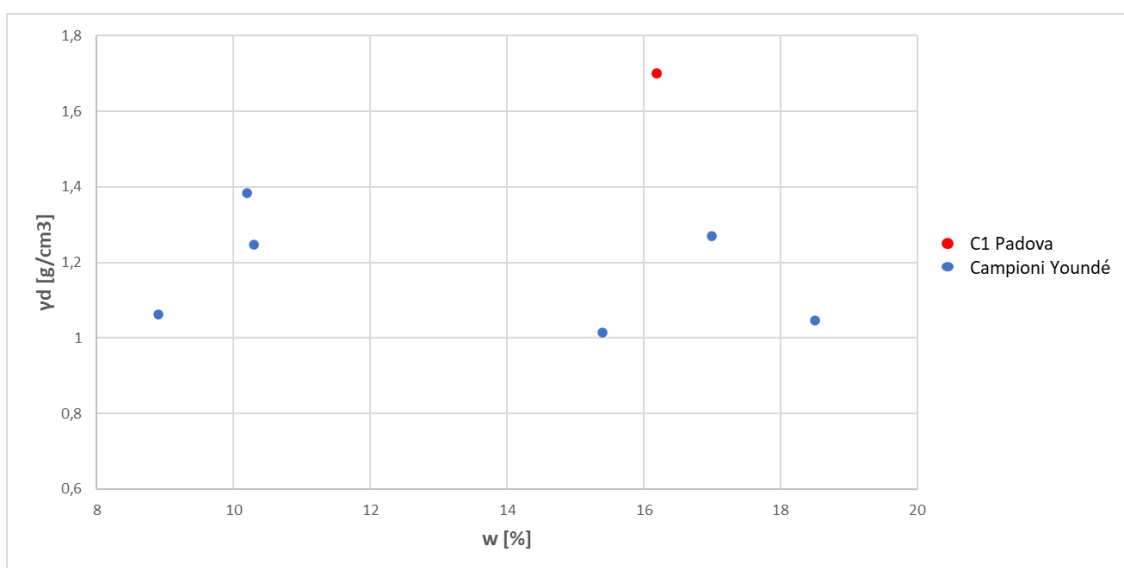


Figura 6.5- Punti di ottimo di tutti i campioni sottoposti alla prova Proctor

Tabella 6.5 e 6.6- Risultati prova di permeabilità in situ e sul campione C1

	In situ	C1 (50kPa)	C1 (100kPa)
k [cm/s]	$1,1 \cdot 10^{-4}$	$1,11 \cdot 10^{-5}$	$8,98 \cdot 10^{-6}$

Anche i valori di permeabilità ottenuti sono molto diversi tra loro, di oltre un ordine di grandezza. In questo caso però si tratta di prove totalmente diverse: quella effettuata in situ è una prova non invasiva, che lascia quasi totalmente inalterate le proprietà del terreno che dunque non è compattato e presenta le discontinuità tipiche del terreno in situ; la prova effettuata in laboratorio invece prende in considerazione un provino creato

appositamente utilizzando un terreno decisamente più omogeneo, portato all'ottimo, e compattato come spiegato nel capitolo 5.3.

L'effetto della compattazione è molto rilevante e ad esso si può attribuire la differenza riscontrata nel valore di k , dal momento che la compattazione è utilizzata appunto per migliorare le prestazioni di impermeabilità del terreno riducendone al massimo i vuoti.

Da questo risultato si evince chiaramente come il terreno della discarica di Nkoloulou non abbia subito una compattazione prima di essere utilizzato come barriera di fondo: si nota inoltre che nonostante il campione C1 testato a Padova fosse più grossolano, le operazioni di compattazione meccanica subite lo hanno portato ad avere delle migliori prestazioni in termini di permeabilità.

Conclusioni

L'analisi del terreno della discarica di Nkolfoulou mediante le prove di laboratorio specifiche eseguite ha evidenziato alcuni problemi, qui riportati.

La caratterizzazione del materiale naturale presente in sito eseguita sia attraverso l'analisi dei campioni svolta in sito, sia in laboratorio dimostra che ci sono delle disomogeneità: in termini di granulometrie, coesistono parti di terreno sabbioso e argilloso (la classificazione degli 8 campioni, tra Padova e Youndé, ha infatti restituito 2 campioni classificati ML, 1 campione CL, 1 campione SM e 4 campioni MH). Questo può portare dei problemi nella gestione della discarica, generando delle vie preferenziali di filtrazione all'interno della barriera di fondo. Per ovviare a ciò sarebbero necessarie delle operazioni di trattamento del fondo, come la compattazione, o la stesa di materiale impermeabile.

Le prove di misura di permeabilità eseguite in sito hanno rivelato una permeabilità di circa $1,1 \cdot 10^{-4}$ cm/s: il terreno utilizzato non è quindi adeguato da questo punto di vista perché, in condizioni naturali, la sua permeabilità non soddisfa i requisiti minimi previsti (per quanto riguarda la normativa italiana). La capacità impermeabile del fondo discarica però è garantita dal fatto che lo spessore dello strato impermeabile è elevato, di molto superiore al metro richiesto dalla normativa italiana.

La capacità di impermeabilizzazione potrebbe essere migliore, come rivelato dalle prove eseguite in laboratorio, previa compattazione del materiale all'ottimo. La permeabilità misurata nel laboratorio del dipartimento ICEA su terreno compattato all'ottimo è infatti di circa 10^{-6} cm/s, ben 2 ordini di grandezza minore rispetto a quella allo stato naturale, sebbene il terreno utilizzato nella sperimentazione sia quello più sabbioso e meno plastico tra tutti i campioni.

L'utilizzo di una tecnologia costruttiva costituita solo da strati di terreno compattato non è quasi mai sufficiente: in un contesto come questo, la discontinuità del materiale e la presenza di sabbia porta ad avere caratteristiche inadeguate alle normative soprattutto nei punti in cui il valore della conducibilità idraulica è eccessivamente alto.

È preferibile sempre accoppiare la soluzione con strati di terreno compattato con uno strato di materiale geosintetico a bassa permeabilità, il quale evita in modo piuttosto omogeneo la formazione di vie preferenziali di filtrazione del percolato.

In caso di un eventuale ampliamento o adeguamento della discarica, può essere opportuno effettuare ulteriori prove in situ per avere una migliore caratterizzazione del terreno, ed utilizzare, anche se più costosi, dei materiali geosintetici per ottenere valori di conducibilità idraulica complessivi minori, in quanto quelli stimati sono appena entro i limiti di legge.

Lo studio di questo problema può essere ritenuto sufficiente per quanto riguarda lo studio delle caratteristiche idrauliche, ma sarebbero necessarie ulteriori verifiche riguardanti la resistenza del terreno, la stabilità dei pendii e il funzionamento degli impianti di raccolta e trattamento del percolato.

Bibliografia

- [1] ARPAV, *Rapporto rifiuti speciali, Dati anno 2020*; Area Tecnica e Gestionale; UO Economia Circolare e Ciclo dei Rifiuti, EoW e Sottoprodotti Osservatorio Regionale Rifiuti. Progetto e realizzazione: *Marco Ostoich, Stefania Tesser Luca Tagliapietra, Beatrice Moretti, Luca Paradisi*
- [2] BEWA C.N., VALENTINI L., TCHAKOUTÉ H.K., KAMSEU E., DJOBO J.N.Y., DALCONI M.C., GARBIN E., *Reaction kinetics and microstructural characteristics of iron-rich-laterite-based phosphate binder*. Construction and Building Materials, Volume 320, 2022, 126302
- [3] BONSOR H.C., MACDONALD A.M., DAVIES J., *Evidence for extreme variations in the permeability of laterite from a detailed analysis of well behaviour in Nigeria*. Published online 21 June 2013 in Wiley Online Library
- [4] CRAIG ROBERT F., 2004. *Craig's soil mechanics*. London: Spon Press
- [5] DONGMO BUKY NANKENG, *Landfills in the central region: Construction techniques, current issues and possible improvements: Case of the NKOLFOULOU landfill (Yaoundé)* - Master Degree in Civil Engineering, Curriculum: Geotechnical Engineering; National Advanced School of Public Works (ENSTP) – Department of Civil Engineering, Yaoundé, Cameroon (AY 2018/2019)
- [6] FACCIORUSSO JOHANN, *Appunti dalle lezioni di “Aspetti geotecnici nella progettazione delle discariche”* - A.A. 2003/2004: Corso di Geotecnica Ambientale – Prof. Ing. Teresa Crespellani; Corsi di Laurea Specialistica in Ingegneria per la Tutela dell’Ambiente e del Territorio e Ingegneria Civile
- [7] GIDIGASU M. DAVID, *Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles* Vol. 9. Elsevier, 2012.
- [8] SCHEPIS MICOL, *Studio dell’influenza del grado di compattazione e di saturazione nel comportamento idraulico e meccanico dei terreni* – Tesi di dottorato di ricerca di Ingegneria Geotecnica – Università degli Studi di Reggio Calabria, dipartimento DICEAM
- [9] SINHA S., BASU A., *Influence of parent lithology on field appearances and engineering properties of indurated laterites under same geographical conditions*, Engineering Geology, Volume 295, 2021, 106413
- [10] DECRETO LEGISLATIVO 13 gennaio 2003, n. 36 *Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti*
- [11] DECRETO LEGISLATIVO 3 aprile 2006, n. 152 *Norme in materia ambientale*
- [12] DECRETO LEGISLATIVO 3 settembre 2020, n. 121 *Attuazione della direttiva (UE) 2018/850, che modifica la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti*

- [13] UNI EN 13286-2:2010 EC 1-2013 *Miscele non legate e legate con leganti idraulici - Parte 2: Metodi di prova per la determinazione della massa volumica e del contenuto di acqua di riferimento di laboratorio - Costipamento Proctor*

Sitografia

- [14] <https://www.hysacam-proprete.com/fr>
[15] <https://www.google.it/maps>

Appendice

Tabella 1 – Valori per la costruzione della curva granulometrica del campione C1 ottenuti tramite la vagliatura a secco

Vaglio n.	D Vaglio	Peso netto (g)	% Trattenuto	% Passante
4"	101,6	0	0	100
3"	76,2	0	0	100
2"	50,8	0	0	100
1" 1/2	38,1	0	0	100
1"	25,4	0	0	100
3/4"	19,1	0	0	100
1/2"	12,7	0	0	100
3/8"	9,52	0	0	100
4	4,76	0	0	100
10	2	19,4	4,64	95,36
20	0,84	69,9	16,71	78,65
40	0,42	74,2	17,74	60,90
60	0,25	49,1	11,74	49,16
80	0,177	31,6	7,56	41,61
140	0,105	32,5	7,77	33,84
200	0,074	11,5	2,75	31,09

Tabella 2 – Risultati dell'aerometria per il campione C1

T (°C)	dt (s)	R	Hr	d (mm)	X (%)	Peso lordo (g)	90,2
30,5	10	19	10,93	0,09667	42,81	Peso tara (g)	50
30,5	20	18,5	11,05	0,06873	41,80	Peso netto (g)	40,2
30,5	30	18	11,17	0,05642	40,78		
30,5	60	16,5	11,53	0,04053	37,74	Aerometro	1
30,5	120	14	12,13	0,02940	32,67	Cilindro	1A
30,5	240	11	12,85	0,02140	26,58	Dispersivo	20
30,5	480	9	13,33	0,01541	22,52	T di agitazione (s)	10
30,5	900	8	13,57	0,01135	20,49		
30,5	1800	6	14,05	0,00817	16,44	Gs	2,7
30,5	3600	5	14,29	0,00583	14,41	k	3,95
30,5	7200	4	14,53	0,00415	12,38		
30,5	14400	3	14,77	0,00296	10,35	< 200	51,36
30,5	28800	2	15,01	0,00211	8,32		
30,5	86400	1	15,25	0,00123	6,29	x	0,0925
30,5	172800	0,5	15,37	0,00087	5,28		

Tabella 3 – Valori per la costruzione della curva granulometrica del campione C2 ottenuti tramite la vagliatura a secco

Vaglio n.	D Vaglio	Peso netto (g)	% Trattenuto	% Passante
4"	101,6	0	0	100
3"	76,2	0	0	100
2"	50,8	0	0	100
1" 1/2	38,1	0	0	100
1"	25,4	0	0	100
3/4"	19,1	0	0	100
1/2"	12,7	0	0	100
3/8"	9,52	0	0	100
4	4,76	0	0	100
10	2	0	0	100
20	0,84	31,6	8,75	91,25
40	0,42	44,1	12,21	79,04
60	0,25	31,2	8,64	70,40
80	0,177	25,9	7,17	63,23
140	0,105	31,6	8,75	54,49
200	0,074	11,3	3,13	51,36

Tabella 4 – Risultati dell'aerometria per il campione C2

T (°C)	dt (s)	R	Hr	d (mm)	X (%)	Aerometro	l
30,5	10	19	10,93	0,09667	42,81	Cilindro	1A
30,5	20	18,5	11,05	0,06873	41,80	Dispersivo (cc)	20
30,5	30	18	11,17	0,05642	40,78	T di agitazione (s)	10
30,5	60	16,5	11,53	0,04053	37,74		
30,5	120	14	12,13	0,02940	32,67	Gs	2,7
30,5	240	11	12,85	0,02140	26,58	k	3,9508
30,5	480	9	13,33	0,01541	22,52		
30,5	900	8	13,57	0,01135	20,49	< 200	51,357
30,5	1800	6	14,05	0,00817	16,44		
30,5	3600	5	14,29	0,00583	14,41	x	0,0925
30,5	7200	4	14,53	0,00415	12,38		
30,5	14400	3	14,77	0,00296	10,35		
30,5	28800	2	15,01	0,00211	8,32		
30,5	86400	1	15,25	0,00123	6,29		
30,5	172800	0,5	15,37	0,00087	5,28		

Tabella 5 – Risultati della prova Proctor per il campione C2

	PROVA 1	PROVA 2	PROVA 3	PROVA 4	PROVA 5	PROVA 6	PROVA 7	PROVA 8
materiale secco	1900	1812,3	1810,7	1826,1	1829,3	1823	1895	1841,6
% acqua	4	7	10	13	16	19	19	21
quantità d'acqua	76	126,861	181,07	237,393	292,688	346,37	360,05	386,736
peso lordo provino umido	5510	5588	5650	5708	5775	5806	5805	5798
Peso tara	3932	3932	3932	3932	3932	3932	3932	3932
Peso netto provino umido	1578	1656	1718	1776	1843	1874	1873	1866
Peso specifico umido	1,674	1,757	1,823	1,884	1,955	1,988	1,987	1,980
Peso specifico secco (g/cm ³)	1,599	1,640	1,654	1,672	1,697	1,696	1,634	1,611
Peso specifico secco (KN/m ³)	15,685	16,089	16,221	16,407	16,643	16,639	16,030	15,808
Peso umido lordo	1781,2	1738,7	1804,7	1866,8	1925,6	1961,6	1338,8	1919,3
Peso secco lordo	1710,7	1629,2	1645,7	1667,5	1682,8	1686,8	1117,7	1579,1
Peso tara	209,9	90	90	92,5	90	90	94	90
Contenuto d'acqua	70,5	109,5	159	199,3	242,8	274,8	221,1	340,2
Peso secco netto	1500,8	1539,2	1555,7	1575	1592,8	1596,8	1023,7	1489,1
Umidità relativa	0,047	0,071	0,102	0,127	0,152	0,172	0,216	0,228
% diacqua effettiva	4,697	7,114	10,220	12,654	15,244	17,209	21,598	22,846