

**Università degli studi "Mediterranea" di Reggio Calabria
Università degli studi di Messina**



**Dottorato di ricerca in
"INGEGNERIA CIVILE, AMBIENTALE E DELLA SICUREZZA"
Curriculum GEOTECNICA
XXX Ciclo**



STUDIO TEORICO E SPERIMENTALE DELLA STABILITÀ INTERNA DEI TERRENI GRANULARI

Dottoranda
Ing. Erika Polimeni

Tutor dell'Attività di Ricerca
Prof. Ing. Nicola Moraci

Co-Tutor dell'Attività di Ricerca
Dott.ssa Maria Clorinda Mandaglio

Co-Tutor dell'Attività di Ricerca
Ing. Domenico Ielo

Coordinatore del Corso di Dottorato
Prof. Ing. Felice Arena

...Alla mia famiglia

Sommario

INTRODUZIONE.....	1
1 LA PROGETTAZIONE DELLE TRANSIZIONI FILTRANTI.....	5
1.1 PRINCIPALI FATTORI DA CONSIDERARE NELLA PROGETTAZIONE DELLE TRANSIZIONI FILTRANTI	6
1.2 INTERAZIONE TERRENO DI BASE/TRANSIZIONI FILTRANTI E STATI LIMITE.....	8
1.2.1 <i>Erosione del terreno di base</i>	9
1.2.2 <i>Accecamento del filtro in geotessile</i>	9
1.2.3 <i>Intasamento del filtro in geotessile</i>	10
1.2.4 <i>Sollevamento del filtro in geotessile</i>	10
1.2.5 <i>Oscillazione del filtro in geotessile</i>	11
1.3 L'IMPORTANZA DELLA VERIFICA DELLA STABILITÀ INTERNA DEI TERRENI DI BASE NELLA PROGETTAZIONE DELLE TRANSIZIONI FILTRANTI	11
1.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEI FILTRI	13
1.5 L'USO DEI GEOSINTETICI NELLE OPERE D'INGEGNERIA CIVILE	16
1.6 LA PROGETTAZIONE DELLE TRANSIZIONI FILTRANTI IN GEOTESSILE.....	19
1.6.1 <i>Criterio di permeabilità</i>	20
1.6.2 <i>Criterio di ritenzione</i>	21
1.6.3 <i>Validazione dei differenti criteri di ritenzione terreni granulari stabili</i>	26
2 STABILITÀ INTERNA E METODI PER LA SUA DETERMINAZIONE.....	31
2.1 METODI SEMI-EMPIRICI PER L'ANALISI DELLA STABILITÀ INTERNA.....	34
2.1.1 <i>Metodo di Kézdi</i>	35
2.1.2 <i>Metodo di Sherard</i>	35
2.1.3 <i>Metodo di Kenney & Lau</i>	35
2.1.4 <i>Metodo di Chapuis</i>	37
2.2 MODELLI TEORICI PER L'ANALISI DELLA STABILITÀ INTERNA.....	37
2.2.1 <i>Metodo teorico di Moraci (1992)</i>	40
2.2.2 <i>Metodo teorico di SimulFiltr (Ielo, 2011)</i>	42
2.3 METODO SPERIMENTALE PER L'ANALISI DELLA STABILITÀ INTERNA	48
2.3.1 <i>Descrizione dell'apparecchiatura</i>	49
2.3.2 <i>Procedura sperimentale</i>	52
2.4 BUTTERFLY WINGS CHART PER L'ANALISI DELLA STABILITÀ INTERNA	56
3 VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ INTERNA DEI TERRENI MEDIANTE METODI SEMI EMPIRICI.....	59
3.1 VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ INTERNA CON IL METODO DI KÉZDI (1969).....	60

3.2	VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ INTERNA CON IL METODO DI SHERARD (1979).....	64
3.3	VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ INTERNA CON IL METODO DI KENNEY E LAU (1985).....	66
3.4	RISULTATI DELLA STABILITÀ INTERNA SECONDO I METODI SEMI-EMPIRICI	69
4	CARATTERIZZAZIONE DEI GEOTESSILI VERGINI E DELLA GHIAIA UTILIZZATI PER LE PROVE DI FILTRAZIONE DI LUNGA DURATA.....	71
4.1	PERMEABILITÀ TRASVERSALE E PERMITTIVITÀ DEI GEOTESSILI.....	72
4.1.1	<i>Calcolo della permeabilità trasversale e della permittività</i>	<i>73</i>
4.1.2	<i>Moto del fluido</i>	<i>74</i>
4.1.3	<i>Calcolo del coefficiente di permeabilità nella direzione perpendicolare alla stratificazione e della permittività</i>	<i>77</i>
4.2	PROVE SPERIMENTALI PER LA VALUTAZIONE DELLA PERMEABILITÀ.....	81
4.2.1	<i>Protocollo di prova.....</i>	<i>83</i>
4.2.2	<i>Risultati</i>	<i>86</i>
4.3	STUDIO DELLA PERMEABILITÀ DELLA GHIAIA	86
4.3.1	<i>Risultati</i>	<i>87</i>
4.4	DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELL'APERTURA CARATTERISTICA DI FILTRAZIONE MEDIANTE FILTRAZIONE IDRODINAMICA.....	88
4.4.1	<i>Elaborazione dei risultati della prova di filtrazione idrodinamica</i>	<i>95</i>
4.5	DETERMINAZIONE DELLA DISTRIBUZIONE DEI PORI DEI GEOTESSILI MEDIANTE CAPILLARY FLOW POROMETRY TEST	101
4.5.1	<i>Risultati sui geotessili vergini e confronto con i risultati ottenuti mediante filtrazione idrodinamica</i>	<i>107</i>
4.6	CARATTERIZZAZIONE MORFOLOGICA E COMPOSIZIONALE DEI GEOTESSILI MEDIANTE MICROSCOPIO EDS-SEM.....	110
4.6.1	<i>Caratterizzazione morfologica</i>	<i>111</i>
4.6.2	<i>Caratterizzazione composizionale</i>	<i>113</i>
5	CARATTERIZZAZIONE DELLA STABILITÀ INTERNA DEI TERRENI GRANULARI MEDIANTE METODO SPERIMENTALE.....	115
5.1	CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI	116
5.1.1	<i>Classificazione dei terreni.....</i>	<i>116</i>
5.1.2	<i>Determinazione del Gs.....</i>	<i>118</i>
5.2	PREPARAZIONE ED ESECUZIONE DI PROVE DI FILTRAZIONE DI LUNGA DURATA.....	123
5.2.1	<i>Procedura di prova</i>	<i>124</i>
5.2.2	<i>Esecuzione della prova.....</i>	<i>127</i>
5.3	VERIFICA SPERIMENTALE DELLA STABILITÀ INTERNA DEI TERRENI.....	130
5.3.1	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno DS/KL con geotessile spesso</i>	<i>130</i>

5.3.2	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno DS/KL con geotessile sottile</i>	132
5.3.3	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno D/SB con geotessile spesso</i>	134
5.3.4	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno D/SB con geotessile sottile</i>	137
5.3.5	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 1,1 A/WF con geotessile sottile</i>	139
5.3.6	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 9/WF con geotessile sottile</i>	142
5.3.7	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno RD/WF con geotessile sottile</i>	144
5.3.8	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 2R/WF con geotessile sottile</i>	146
5.3.9	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 3R/WF con geotessile sottile</i>	149
5.3.10	<i>Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 4R/WF con geotessile sottile</i>	151
5.4	OSSERVAZIONI SULL'ANDAMENTO DELLA PERMEABILITÀ E DEL BF IN FUNZIONE DEL GEOTESSILE	154
5.4.1	<i>Osservazioni sull'andamento della permeabilità e del BF in funzione del geotessile sul terreno DS/KL</i>	154
5.4.2	<i>Osservazioni sull'andamento della permeabilità e del BF in funzione del geotessile sul terreno D/SB</i>	155
5.5	RISULTATI DELLA STABILITÀ INTERNA CONDOTTA MEDIANTE PROVE DI FILTRAZIONE DI LUNGA DURATA	155
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTESSILI A FINE PROVA	157
6.1	CONFRONTO FRA LA PERMEABILITÀ INIZIALE E A FINE PROVA DEI GEOTESSILI CON DETERMINAZIONE DEL CLOGGING FACTOR	157
6.2	CONFRONTO FRA LA POROMETRIA INIZIALE DEI GEOTESSILI E A FINE PROVA	159
6.2.1	<i>Porometria geotessile DS/KL spesso</i>	160
6.2.2	<i>Porometria geotessile D/SB spesso</i>	162
6.2.3	<i>Porometria geotessile DS/KL sottile</i>	164
6.2.4	<i>Porometria geotessile D/SB sottile</i>	166
6.2.5	<i>Porometria geotessile 1,1 A/WF sottile</i>	168
6.2.6	<i>Porometria geotessile 9/WF sottile</i>	170
6.2.7	<i>Porometria geotessile RD/WF sottile</i>	172
6.2.8	<i>Porometria geotessile 2R/WF sottile</i>	174
6.2.9	<i>Porometria geotessile 3R/WF sottile</i>	176
6.2.10	<i>Porometria geotessile sottile 4R/WF</i>	178
6.3	CARATTERIZZAZIONE MORFOLOGICA E COMPOSIZIONALE DEI GEOTESSILI A FINE PROVA	180
6.3.1	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile DS/KL spesso</i>	183

6.3.2	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile D/SB spesso</i>	183
6.3.3	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile DS/KL sottile</i>	184
6.3.4	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile D/SB sottile</i>	184
6.3.5	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 1,1 A/WF sottile</i>	184
6.3.6	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 9/WF sottile</i>	185
6.3.7	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile RD/WF sottile</i>	185
6.3.8	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 2R/WF sottile</i>	186
6.3.9	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 3R/WF sottile</i>	186
6.3.10	<i>Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 4R/WF sottile</i>	186
6.3.11	<i>Caratterizzazione compositiva</i>	187
7	STUDIO DELLA STABILITÀ INTERNA MEDIANTE SIMULFILTR	191
7.1	FASI DEL METODO SIMULFILTR.....	191
7.1.1	<i>Schematizzazione del terreno e applicazione del metodo di Silveira</i>	191
7.1.2	<i>Simulazione del processo di filtrazione</i>	193
7.2	VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ INTERNA MEDIANTE SIMULFILTR.....	193
7.3	ANALISI DEI RISULTATI DI SIMULFILTR.....	194
7.3.1	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno D/SB</i>	198
7.3.2	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno Ds/KL</i>	199
7.3.3	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno 1,1 A/WF</i>	199
7.3.4	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno 9/WF</i>	200
7.3.5	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno RD/WF</i>	201
7.3.6	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno 2R/WF</i>	202
7.3.7	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno 3R/WF</i>	202
7.3.8	<i>Applicazione di SimulFiltr per il terreno 4R/WF</i>	203
7.4	RISULTATI DELLE SIMULAZIONI IN SIMULFILTR.....	204
8	CONFRONTO FRA I RISULTATI OTTENUTI CIRCA LA STABILITÀ INTERNA	205
	CONCLUSIONI	211
	BIBLIOGRAFIA	213
	ALLEGATO 1 - PROVE DI PERMEABILITÀ SUI GEOTESSILI VERGINI	217
	ALLEGATO 2 - PROVE DI PERMEABILITÀ SUI GEOTESSILI A FINE PROVA	219
	<i>Permeabilità geotessile DS/KL Spesso</i>	219
	<i>Permeabilità geotessile D/SB Spesso</i>	220
	<i>Permeabilità geotessile DS/KL Sottile</i>	221
	<i>Permeabilità geotessile D/SB Sottile</i>	222
	<i>Permeabilità geotessile 1,1 A_WF Sottile</i>	223
	<i>Permeabilità geotessile 9_WF Sottile</i>	224

<i>Permeabilità geotessile RD_WF Sottile.....</i>	<i>225</i>
<i>Permeabilità geotessile 2R_WF Sottile.....</i>	<i>226</i>
<i>Permeabilità geotessile 3R_WF Sottile.....</i>	<i>227</i>
<i>Permeabilità geotessile 4R_WF Sottile.....</i>	<i>228</i>

Introduzione

“La funzione del filtro è quella di contenere il terreno o altre particelle soggette all’azione delle forze di trascinamento esercitate dal passaggio dei fluidi” (ISO 10318).

L’impiego delle transizioni filtranti e, in particolare, dei filtri in geotessile, trova larga diffusione in importanti opere dell’ingegneria civile e ambientale quali, ad esempio: le dighe in terra, i muri di contenimento, le discariche, le trincee drenanti, i dreni verticali e orizzontali. In queste opere le condizioni di flusso e le diverse condizioni al contorno possono essere molto diversi.

Siano le transizioni filtranti realizzate mediante materiali tradizionali, siano realizzate mediante l’impiego di geotessili, la loro progettazione è un processo delicato e particolarmente complesso anche per via del gran numero di parametri coinvolti che riguardano le caratteristiche del filtro, il terreno di base e le condizioni al contorno.

Per la progettazione delle transizioni filtranti è richiesta la conoscenza di parametri di carattere idraulico, geometrico e meccanico legati, a loro volta, a proprietà fisiche, chimiche o idrauliche.

L’errata progettazione può portare al raggiungimento di differenti stati limite che comportano l’inefficienza del sistema drenante e/o la rottura della struttura.

Non sono pochi gli esempi presenti in letteratura di progettazioni di transizioni filtranti non eseguite correttamente che hanno comportato il conseguente raggiungimento di diversi stati limite (fra cui, ad esempio, quello di erosione interna o *piping*) e/o il manifestarsi di *sink-holes*. Ciò può provocare, anche nel breve tempo, il collasso delle strutture stesse o la loro perdita/limitazione di funzionalità.

L’errata progettazione delle transizioni filtranti, se non giunge a pregiudicare l’intera stabilità della struttura portandola fino al collasso, limita comunque la capacità di filtrazione del sistema.

Va osservato che non è un’eccezione il fatto che terreni residuali internamente instabili o molto ricchi in fine, condizione da sempre considerata una criticità nella realizzazione dei filtri di materiale granulare, siano utilizzati per la realizzazione di nuclei di dighe in terra (Indraratna B. et al., 1991) o di transizioni filtranti, sebbene questo genere di progettazione economica non risulti essere sempre un buon compromesso per quanto riguarda la stabilità e la sicurezza di tale tipo di opere ingegneristiche.

Obiettivo finale della progettazione delle transizioni filtranti è la realizzazione di opere efficienti e in grado di assolvere le funzioni per le quali esse sono concepite.

Fra i parametri coinvolti nella progettazione delle transizioni filtranti, la stabilità interna del terreno di base riveste particolare importanza in quanto coinvolta nell’interazione terreno di base-filtro. Essa dipende da diversi fattori fra cui la distribuzione granulometrica, la densità relativa, il gradiente idraulico applicato.

In particolare, un terreno si definisce internamente stabile se, quando è attraversato da un flusso idraulico, la sua struttura interna non subisce variazioni rilevanti; si definisce internamente instabile quando esiste una frazione granulometrica fine del terreno non appartenente allo scheletro solido libera di muoversi attraverso i pori generati dallo scheletro solido.

La progettazione dei filtri è molto articolata soprattutto nel caso di terreni di base granulari internamente instabili (Cazzuffi e Moraci, 2008) per le quali non si dispone di esperienze tali da giustificare regole di progetto affidabili (Mazzucato, Moraci, 2002). Precedenti studi teorici e sperimentali hanno evidenziato che i criteri attuali di dimensionamento non risultano sempre affidabili (Moraci, 2010).

Sono stati sviluppati diversi metodi per la valutazione della stabilità interna dei terreni che seguono approcci sperimentali, teorici o geometrico-probabilistici.

Lo Studio Teorico e Sperimentale della Stabilità Interna dei Terreni Granulari oggetto della presente tesi ha avuto come obiettivo principale quello di affrontare lo studio teorico e sperimentale della stabilità interna dei terreni granulari ai fini di una corretta progettazione delle transizioni filtranti.

Nella prima parte della tesi, dopo una breve parte introduttiva sulla progettazione delle transizioni filtranti che mostra la complessità di questo processo e dopo un'attenta definizione della stabilità interna dei terreni, sono descritti i principali criteri per la progettazione delle barriere filtranti presenti in letteratura, in relazione alle condizioni al contorno, alle condizioni di flusso e alle caratteristiche del terreno di base.

In particolare sono descritti e confrontati in dettaglio tre metodi semi-empirici più comunemente utilizzati in letteratura, un metodo teorico e uno grafico di recente sviluppo.

Successivamente la tesi analizza in modo completo la stabilità interna di otto terreni con caratteristiche granulometriche diverse e a contatto con differenti tipologie di geotessili e mostra i risultati delle analisi del comportamento in termini di stabilità interna mediante metodi tre semi-empirici (Metodi di Kézdi; di Sherard; di Kenney & Lau), un metodo teorico (SimulFiltr) e un metodo grafico (Butterfly Wings Chart) di recente introduzione.

La stabilità interna dei terreni oggetto di studio è stata, infine, valutata anche in laboratorio mediante prove di filtrazione di lungo termine per verificare la validità dei diversi metodi e individuare quelli che meglio approssimano la valutazione della stabilità interna.

L'ampia campagna sperimentale di laboratorio, che ha giocato un ruolo importante e centrale in questi anni di ricerca viste anche le modifiche apportate alla strumentazione fino ad oggi utilizzata, ha permesso di considerare le reali condizioni geometriche, fisiche e idrauliche del sistema di filtraggio e ha permesso un confronto con i risultati ottenuti attraverso metodi semi-empirici, grafici e teorici, che invece trascurano questi aspetti.

I risultati ottenuti dall'analisi sperimentale hanno permesso di valutare la validità del recente metodo teorico SimulFiltr anche nel caso di terreni granulari a granulometria estesa, per mezzo del quale sono state eseguite diverse simulazioni e di definire meglio le zone a diversa stabilità che individuano i terreni nel metodo grafico Butterfly Wings. Ciò ha favorito la

migliore definizione del metodo teorico SimulFiltr e grafico Butterfly Wings che si arricchiscono dei preziosi contributi di questa ricerca.

Accanto al lavoro centrale sullo studio della stabilità interna dei terreni è stato portato avanti un innovativo studio della caratterizzazione dei geotessili a contatto con i terreni di base.

Lavoro unico e originale è la caratterizzazione morfologica e compositiva condotta mediante microscopia elettronica a scansione che accompagnata dall'analisi porometrica condotta mediante Capillary Flow Porometer Test ha evidenziato le differenze in termini di porometria e d'intasamento e/o accecamento del filtro fra geotessili a contatto con terreni di base internamente stabili e quelli a contatto con terreni di base internamente instabili.

L'intero lavoro di Ricerca è qui riportato e sviluppato in otto Capitoli.

In particolare, nel Capitolo 1 sono illustrati i principali fattori da considerare nella progettazione delle transizioni filtranti e si sottolinea l'importanza della verifica della stabilità interna dei terreni di base. Si evidenzia, inoltre, l'importanza della valutazione dell'interazione terreno di base/transizione filtrante per la progettazione delle transizioni filtranti e, in particolare, della stabilità interna del terreno di base, parametro fondamentale dal quale dipende, fra l'altro, la scelta dei criteri di progetto da verificare per le transizioni filtranti. In questo capitolo sono, inoltre, riportati i principali stati limite che possono manifestarsi e i principali criteri di progettazione.

La stabilità interna di un terreno può essere stimata usufruendo di metodi semi-empirici, teorici, grafici o sperimentali. Fra questi, i metodi semi-empirici di Kézdi (1969), di Sherard (1979), di Kenney & Lau (1985), di Chapuis (1992), il Butterfly Wings Chart (Moraci et al., 2015), il metodo teorico di Moraci (1992) e il metodo teorico SimulFiltr (Ielo, 2011) sono illustrati nel dettaglio nel Capitolo 2.

Nello stesso capitolo, alcuni terreni granulari classificati con Butterfly Wings Chart come terreni a stabilità interna incerta sono stati scelti per essere caratterizzati utilizzando i principali criteri semi-empirici e attraverso il metodo teorico SimulFiltr. È inoltre descritto il metodo sperimentale, l'apparecchiatura e il protocollo di prova per l'analisi della stabilità interna mediante prove di filtrazione di lunga durata eseguite tramite un permeometro a parete rigida.

Nel Capitolo 3 si descrivono in dettaglio e si riportano le analisi eseguite per la valutazione della stabilità interna dei terreni studiati mediante i metodi semi-empirici più utilizzati, ovvero quello di Kézdi, di Sherard e di Kenney & Lau. Talvolta tali metodi portano a risultati differenti. La reale stabilità di tali terreni è stata, pertanto, verificata attraverso prove di filtrazione a lungo termine.

Per l'esecuzione delle prove di filtrazione di lunga durata atte a valutare la stabilità interna del terreno di base è stato necessario, preventivamente, caratterizzare i geotessili e la ghiaia utilizzati durante le prove, tale caratterizzazione è illustrata nel Capitolo 4. In particolare, è stata valutata la permeabilità della ghiaia, la permeabilità trasversale e la permittività dei geotessili ed è stata, inoltre, determinata l'apertura caratteristica di filtrazione degli stessi mediante prove di filtrazione idrodinamica e mediante il metodo del flusso capillare

(Capillary Flow Porometry Test); con quest'ultimo metodo si è studiata, inoltre, la porometria iniziale dei geotessili.

Sempre nel Capitolo 4 è riportata la caratterizzazione morfologica e composizionale dei geotessili vergini mediante microscopia elettronica a scansione e spettroscopia a dispersione di energia (microscopio elettronico a scansione tipo SEM-EDX) utili, insieme alla porometria, per un confronto a fine prova dei geotessili, riportato nel Capitolo 6. L'analisi dei geotessili vergini e a fine prova, la caratterizzazione morfologica e composizionale condotta mediante microscopia elettronica a scansione e l'analisi porometrica condotta mediante Capillary Flow Porometer Test hanno evidenziato le differenze in termini di porometria e d'intasamento e/o accecamento del filtro fra geotessili a contatto con terreni di base internamente stabili e quelli a contatto con terreni di base internamente instabili.

Nel Capitolo 5 è descritto lo studio sperimentale e i relativi risultati della stabilità interna dei terreni granulari oggetto di studio attraverso prove di filtrazione di lungo termine. È inoltre descritta la metodologia di prova definita da Moraci nel 1992 e l'apparecchiatura progettata, realizzata e utilizzata da Ielo già nel 2011 per tale analisi empirica; il permeometro a parete rigida è stato modificato durante la presente ricerca e sono state inserite due nuove valvole e un ulteriore deareatore per una rimozione più efficace di eventuali bolle d'aria presenti nell'acqua. Tale metodologia sperimentale e l'ampia campagna sperimentale di laboratorio hanno permesso di definire la reale condizione di stabilità dei terreni considerando le reali condizioni geometriche, fisiche e idrauliche del sistema di filtrazione, valutando, inoltre, la bontà dei diversi metodi (semi-empirici, grafici e teorici) presenti in letteratura e in questo lavoro di ricerca descritti.

Il Capitolo 7 riporta i risultati delle simulazioni ottenute mediante il metodo teorico SimulFiltr e la nuova configurazione del Butterfly Wings Chart.

I risultati ottenuti e, in particolare, dall'analisi sperimentale hanno permesso di valutare la bontà del recente metodo teorico SimulFiltr anche nel caso di terreni granulari a granulometria estesa, attraverso il quale sono state eseguite diverse simulazioni date le curve granulometriche e la densità relativa dei terreni oggetto di studio, e di definire meglio le zone a stabilità incerta del metodo Butterfly Wings Chart confermando la validità del metodo stesso e, non per ultima analisi, di valutare quale fra i criteri semi-empirici sia quello più affidabile.

Tali risultati e confronti anche con gli altri metodi semi-empirici, sono riportati nel Capitolo 8 insieme alle conclusioni generali del lavoro condotto.

1 La progettazione delle transizioni filtranti

Le transizioni filtranti sono strutture realizzate al fine di evitare il manifestarsi dei fenomeni di erosione interna dei terreni, problema delicato e comune per molte opere d'ingegneria geotecnica e ambientale.

Esse sono inoltre realizzate per controllare la filtrazione ed evitare l'erosione interna del terreno di base nelle opere in cui esse sono realizzate quali opere di protezione.

La progettazione delle transizioni filtranti è un processo molto complesso e delicato e dipende, in primo luogo, dalla tipologia dei filtri che possono essere realizzati in materiale granulare o mediante l'impiego di geosintetici. Infatti, sebbene il fine sia lo stesso, il meccanismo di funzionamento è differente.

In particolare, negli ultimi decenni, l'uso dei geotessili con funzione di filtro ha visto una notevole diffusione nelle applicazioni d'ingegneria geotecnica e ambientale.

Di spessore notevolmente inferiore rispetto ai tradizionali filtri in materiale granulare, i geotessili riescono ad assolvere pienamente le stesse funzioni delle transizioni filtranti realizzate in materiale granulare e sono molto apprezzati sia per la loro rapidità di realizzazione, sia per la loro economicità.

Nel caso di transizioni realizzate mediante l'impiego di geotessili, su cui maggiormente ci si concentrerà nell'ambito della presente tesi, vi è una complessa interazione tra le particelle del terreno da proteggere e i pori del materiale sintetico costituente il filtro.

In tal caso la funzione del filtro in geotessile si esplica in un'azione catalizzatrice per la formazione di un filtro naturale dentro il terreno di base (Moraci, 1988).

Un altro fattore fondamentale dal quale dipende la progettazione delle transizioni filtranti, siano esse realizzate con materiali granulari e/o sintetici, è la tipologia di applicazione.

La realizzazione di transizioni filtranti è fondamentale, ad esempio:

- Nelle dighe di terra, negli argini in materiale sciolto, nelle opere di contenimento e a tergo dei muri di sostegno, con la funzione di ridurre le pressioni neutre;
- Nei rilevati per infrastrutture, allo scopo di accelerare il decorso della consolidazione;
- Nelle discariche, in cui essi sono inseriti: nel sistema di copertura finale per ridurre l'infiltrazione delle acque meteoriche e le pressioni neutre evitando che la saturazione dello strato crei problemi d'instabilità del pendio; sul fondo per le operazioni di raccolta e drenaggio del percolato;
- Nelle trincee drenanti per prevenire elevati livelli di falda e controllare le falde artesiane: l'inserimento, infatti, di uno strato drenante orizzontale in presenza di terreni a bassa permeabilità, dove il terreno compreso fra le trincee riceve continuamente il contributo delle precipitazioni atmosferiche, è utile per un miglior drenaggio dell'acqua;
- Nei dreni verticali e/o in quelli orizzontali.

1.1 Principali fattori da considerare nella progettazione delle transizioni filtranti

Siano le transizioni filtranti realizzate in materiale naturale tradizionale o in materiale sintetico, il numero di parametri coinvolti nella progettazione è elevato.

Occorre, infatti, tenere in considerazione le condizioni al contorno di tipo idraulico, geometrico e tensionale. La progettazione dei filtri richiede, così, la conoscenza:

- *Delle caratteristiche del terreno di base* quali, ad esempio, la densità relativa, la granulometria, la stabilità interna, la permeabilità, la resistenza al taglio, la deformabilità...
- *Delle condizioni al contorno di carattere idraulico, geometrico e meccanico* quali, ad esempio il tipo direzione del flusso, il gradiente idraulico, la continuità del contatto, le tensioni normali e tangenziali all'interfaccia terreno di base-filtro...
- *Delle caratteristiche del filtro* quali, ad esempio, la distribuzione dei pori e l'apertura caratteristica di filtrazione, la permeabilità, lo spessore, la compressibilità, la resistenza a trazione, la rigidità, la durabilità...

Fra le variabili di progetto dei filtri stessi, ancora, non si può trascurare la composizione granulometrica (nel caso di mezzi granulari) ovvero la massa per unità di area (nel caso di geosintetici), la porosità, lo spessore e le caratteristiche idrodinamiche del fluido filtrante.

In particolare, nel dimensionamento e scelta di un filtro in materiale sintetico, la dimensione delle particelle più grandi in grado di attraversare il geotessile, detta "apertura caratteristica di filtrazione", O_F , è un parametro fondamentale. In alcune applicazioni possono divenire molto importanti anche le caratteristiche di resistenza, di rigidità e di attrito all'interfaccia, come ad esempio nelle verifiche geotecniche di stabilità di rivestimenti di sponda.

Tabella 1.1 Principali fattori che influenzano la progettazione dei filtri

TERRENO DI BASE	FILTRO	CONDIZIONI AL CONTERNO
<i>Tipo di terreno</i>	<i>Distribuzione e dimensione dei pori</i>	<i>Tipo di flusso</i>
<i>Densità relativa</i>	<i>Apertura caratteristica di filtrazione</i>	<i>Direzione di flusso</i>
<i>Distribuzione granulometrica</i>	<i>Resistenza a trazione e rigidità</i>	<i>Velocità di flusso (flusso parallelo)</i>
<i>Forma e dimensione dei grani</i>	<i>Compressibilità e diametro delle fibre (filtri in geotessile)</i>	<i>Gradiente idraulico</i>
<i>Stabilità interna (terreni granulari)</i>	<i>Dimensione delle particelle (filtri granulari)</i>	<i>Continuità del contatto all'interfaccia terreno-filtro</i>
<i>Dispersività e coesione</i>	<i>Permeabilità</i>	<i>Tensione verticale efficace all'interfaccia terreno-filtro</i>
<i>Permeabilità</i>	<i>Spessore</i>	<i>Tensioni tangenziali all'interfaccia terreno-filtro</i>
<i>Resistenza al taglio</i>	<i>Durabilità</i>	<i>Chimica del fluido</i>
<i>Deformabilità</i>	<i>Distribuzione delle particelle (filtri granulari)</i>	

I principali fattori che influenzano la progettazione dei filtri sono riportati in Tabella 1.1 mentre in Tabella 1.2 è riportato il campo di variazione delle condizioni al contorno per filtri in geotessile in condizioni di flusso stazionario monodirezionale.

Tabella 1.2 Campo di variazione delle condizioni al contorno per filtri in geotessile in condizioni di flusso stazionario monodirezionale

APPLICAZIONE	GRADIENTE IDRAULICO TIPICO	PRESSIONE EFFICACE [kPa]
Dighe	2-15	100-1500
Muri di sostegno	1,5	60-200
Trincee di drenaggio	1	50-80
Sistemi di copertura delle discariche	1	60-100
Sistemi di raccolta del percolato	1	200-400
Dreni verticali	0-10	100-150
Dreni orizzontali	0,1-1,5	100-500

Si osservino, ancora, in Figura 1.1 le condizioni al contorno in condizioni di flusso ciclico.

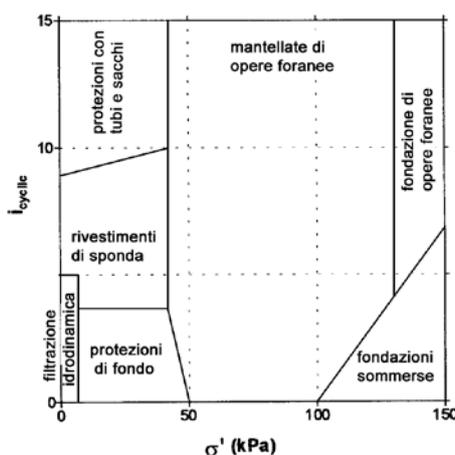


Figura 1.1 Condizioni al contorno in condizioni di flusso ciclico non stazionario (Moraci, Tondello 1996)

Per la progettazione delle transizioni filtranti è necessario definire i requisiti richiesti al filtro. Il dimensionamento, tuttavia, nel caso di mezzi granulari, si limita, a volte, ad alcune verifiche di sicurezza atte ad assegnare la composizione granulometrica delle transizioni filtranti mediante l'ausilio di criteri semi-empirici che consentono di determinare le dimensioni dei grani del filtro, corrispondenti ad alcuni valori delle percentuali in peso, sulla base di rapporti numerici con le dimensioni di altre frazioni fondamentali dei materiali posti a contatto.

Il rispetto di tali criteri garantisce la sicurezza del contatto materiale base-filtro con riferimento agli stati limiti cui una transizione filtrante è assoggettata.

A ogni modo la progettazione delle transizioni filtranti non può prescindere dalla tipologia di applicazione e dalle caratteristiche dei materiali.

Occorre, quindi, valutare la tipologia di applicazione, le condizioni di flusso, i materiali e stabilire e verificare quello che è il più critico tra i principali criteri di progettazione del filtro di cui si parlerà in seguito.

Un aspetto di fondamentale importanza per la progettazione delle transizioni filtranti è l'interazione terreno di base/transizione filtrante.

In particolare, nell'ambito della presente tesi ci si concentrerà sulla stabilità interna del terreno di base, parametro fondamentale dal quale dipende, fra l'altro, la scelta dei criteri di progetto da verificare per le transizioni filtranti.

1.2 Interazione terreno di base/transizioni filtranti e stati limite

Come anticipato, l'interazione terreno di base-geotessile è un aspetto rilevante nella progettazione delle transizioni filtranti.

La continuità del contatto terreno-filtro dipende:

- Dalle modalità costruttive utilizzate;
- Dallo stato di addensamento del terreno di base;
- Dalle caratteristiche di deformabilità del filtro.

Alcune raccomandazioni empiriche per la progettazione delle transizioni filtranti che mettono in luce l'importanza dell'interazione terreno di base-filtro sono riportate in Tabella 1.3.

Tabella 1.3 Raccomandazioni empiriche per la progettazione dei filtri (Indraratna, 1999)

TERRENO DI BASE	% DEL TERRENO DI BASE PASSANTE AL SETACCIO 75 μm (O UNA PORZIONE FRA 4 · 76 mm)	CRITERIO DI FILTRAZIONE
<i>Limo o argilla</i>	> 85%	$D_{15F}/d_{75B} \leq 9$
<i>Limi/argille sabbiose o sabbie argillose/limose</i>	40 ÷ 85%	$D_{15F} \leq 0 \cdot 7 \text{ mm}$
<i>Sabbia, terreni sabbiosi o con poco fine</i>	< 15% ; $d_{96B}/d_{75B} \leq 7$	$\frac{D_{15F}}{d_{75B}} \leq 5 \cdot 5 \div 0 \cdot 5 d_{96B}/d_{75B}$
<i>Terreni intermedi fra le categorie precedenti</i>	15 ÷ 40%	<i>Interpolazione fra i valori precedenti basandosi sulla % di passante di 75 μm</i>

L'errata progettazione del filtro può portare al raggiungimento di differenti stati limite che comportano l'inefficienza del sistema drenante e/o la rottura della struttura.

Fra i fattori che entrano in gioco nel processo di erosione-intasamento del sistema terreno di base-filtro vi sono: la composizione granulometrica dei due materiali, le caratteristiche fisiche del fluido filtrante, la forma e la dimensione delle particelle, la distribuzione dei pori, il gradiente di filtrazione.

Ma prima di entrare nel merito della progettazione dei filtri di geotessile è opportuno richiamare i possibili stati limite dei sistemi filtranti in corrispondenza dei quali si verificano

situazioni che portano al malfunzionamento del sistema di drenaggio o al collasso della struttura.

In questo paragrafo sono illustrati gli stati limite cui una transizione filtrante può essere assoggettata.

1.2.1 Erosione del terreno di base

L'erosione del terreno di base (Figura 1.2) è la situazione più comune di rottura per i sistemi filtranti. Tale circostanza si verifica quando il filtro non è in grado di trattenere adeguatamente le particelle del terreno di base, provocando fenomeni di erosione tali da causare significative variazioni di volume all'interno del terreno stesso e quindi deformazioni non ammissibili della struttura.

Tale situazione può realizzarsi quando la migrazione interessa particelle che appartengono allo scheletro solido del terreno di base e che sono trascinate via dal flusso idraulico.

L'insorgere, invece, di una migrazione di particelle fini che non appartengono allo scheletro solido del terreno di base (terreni internamente instabili) attraverso il filtro non costituisce di per sé un incipiente raggiungimento dello stato limite di erosione.

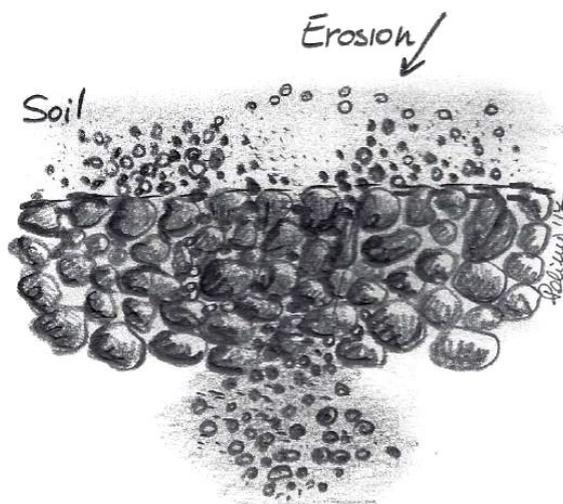


Figura 1.2 Erosione del terreno di base

1.2.2 Accecamento del filtro in geotessile

Il raggiungimento dello stato limite di accecamento all'interfaccia o *blinding* (Figura 1.3), caratteristico dei filtri in geotessile, avviene quando all'interno del terreno di base è permessa la migrazione di particelle fini che hanno dimensione tale da non poter attraversare i pori del geotessile e le stesse si accumulano in prossimità dell'interfaccia creando una zona a bassa permeabilità che consente l'insorgere di elevate pressioni dell'acqua con i conseguenti effetti sulla stabilità della struttura.

Lo stato limite di accecamento (*blinding*) avviene, perciò, quando il flusso idraulico sposta particelle del terreno di base con dimensione più grandi di quelle dei pori del geotessile e queste si accumulano sull'interfaccia terreno di base-filtro.

Il fatto che tale situazione costituisca una condizione di stato limite dipende dall'entità delle sovrappressioni che si possono generare in seguito alla riduzione di permeabilità e dall'effetto di queste sulla stabilità della struttura.

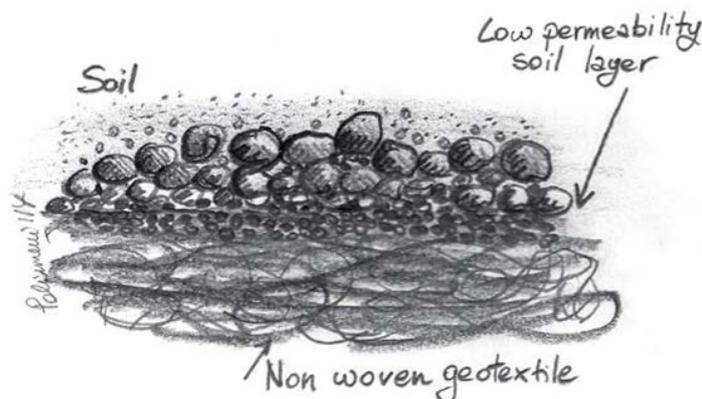


Figura 1.3 Accecamento del terreno di base

1.2.3 Intasamento del filtro in geotessile

Lo stato limite d'intasamento interno o *clogging* (Figura 1.4) si realizza quando la migrazione delle particelle del terreno di base porta all'intasamento dei pori del filtro e alla conseguente diminuzione della permeabilità dello stesso.

Il fenomeno, che interessa sia i filtri di materiale granulare sia quelli in geotessile (per questi ultimi, tuttavia, il limitato spessore non sembra comunque in grado di provocare perdite di carico significative e gli incrementi di pressione neutrale che si possono riscontrare in prossimità dell'interfaccia sembrano piuttosto da amputarsi a fenomeni di *blinding*), produce un decremento della capacità di drenaggio del sistema filtrante con conseguente incremento di pressione dell'acqua e quindi effetti negativi sulla stabilità.



Figura 1.4 Intasamento del filtro in geotessile

1.2.4 Sollevamento del filtro in geotessile

Lo stato limite per sollevamento del filtro o *lifting* (Figura 1.5) è legato al rapporto tra i carichi idraulici e le permeabilità del geotessile e del terreno di base e si raggiunge quando la

differenza di pressione neutrale tra le due facce del geotessile è tale da provocarne il sollevamento e perdita di contenimento del terreno di base a esso adiacente.

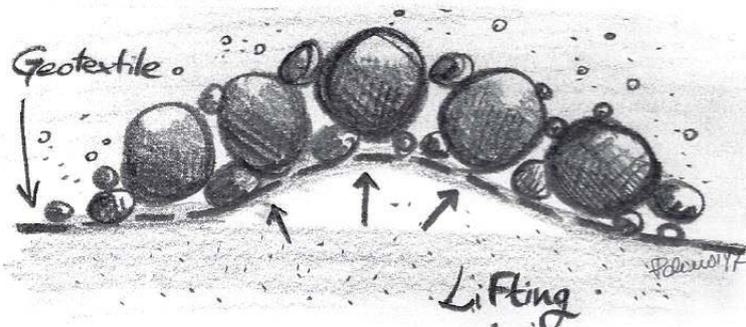


Figura 1.5 Sollevamento del filtro in geotessile

1.2.5 Oscillazione del filtro in geotessile

Lo stato limite di oscillazione del geotessile o *flapping* (Figura 1.6) è analogo allo stato limite per sollevamento, anche se si realizza come fenomeno localizzato. Esso è legato a forze e condizioni al contorno differenti. Lo stato limite di oscillazione è caratteristico dei filtri di geotessile e si realizza quando i carichi idraulici producono un distacco ciclico tra il terreno di base e il filtro in geotessile, il terreno è soggetto localmente a una pressione efficace nulla. È legato alla dimensione caratteristica del materiale che si trova all'esterno del geotessile: quanto maggiore è tale dimensione, tanto maggiore è l'interasse tra le zone vincolate al terreno di base e, quindi, più probabile il distacco del geotessile dal terreno stesso. (Moraci, Tondello 1996).

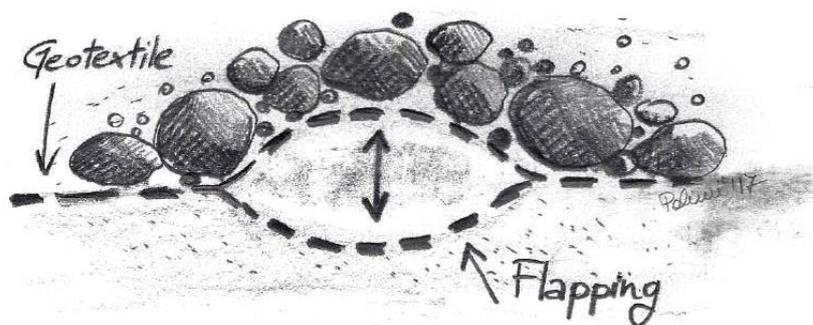


Figura 1.6 Oscillazione del filtro in geotessile

1.3 L'importanza della verifica della stabilità interna dei terreni di base nella progettazione delle transizioni filtranti

Affinché una transizione filtrante assolva correttamente le sue funzioni, fra le verifiche si aggiunge quella della stabilità interna del terreno di base.

È fondamentale, infatti, che, sotto le azioni di trascinamento, la struttura del materiale nel tempo non subisca variazioni che potrebbero comportare modifiche alla composizione granulometrica e della permeabilità del filtro.

Il quesito si presenta, spesso, nel caso di materiali con composizione granulometrica molto varia, o non ben assortita, quali ad esempio i terreni di base a granulometria estesa o laddove vi siano materiali di base completamente privi della frazione fine o, ancora, quelli caratterizzati da un'accentuata dispersività.

A questo proposito, da alcuni anni la pratica è orientata nel richiedere che la composizione granulometrica sia tale da conferire ai materiali in questione una capacità di autoprotezione dove per capacità di autoprotezione s'intende la capacità di un materiale la cui stabilità interna è garantita dalla compatibilità granulometrica fra una generica frazione, di granulometria più fine, e la frazione rimanente.

La verifica all'autoprotezione e le altre verifiche di sicurezza, sia nel caso di geosintetici impiegati in sostituzione dei mezzi granulari o insieme con questi ultimi, sia nel caso di filtri in materiale granulare, sono, generalmente, condotte sulla base di criteri semi-empirici di cui si parlerà in seguito.

Questi consentono di correlare le dimensioni dei grani del materiale di base, corrispondenti a prefissati valori delle percentuali in peso, a un valore caratteristico delle dimensioni dei pori del geosintetico, corrispondente al massimo diametro delle particelle che possono attraversarlo, determinato sperimentalmente. La stabilità interna del mezzo filtrante è, in questo caso, assolutamente garantita (Federico, 1990).

I criteri di progettazione semplificano molto il problema trascurando i parametri relativi alla porosità, alla distribuzione del volume dei pori, allo spessore del filtro, dai quali il processo d'intasamento-erosione dipende in misura significativa: i criteri in questione sono affetti, quindi, da limitazioni che riducono le possibilità applicative e, in alcuni casi, ne rendono addirittura incerta l'applicabilità.

Vogliamo, ora, definire meglio cosa s'intende per *stabilità interna* di un terreno; essa dipende principalmente:

- Dalla distribuzione granulometrica;
- Dalla densità relativa;
- Dal gradiente idraulico applicato.

In particolare, in un terreno granulare a granulometria estesa, la distribuzione granulometrica, generalmente, si compone di tre frazioni:

- Frazione fine, ovvero le particelle poste all'interno dei pori dello scheletro solido;
- Frazione media, lo scheletro solido costituita dalle particelle saldamente in contatto fra loro che trasferiscono gli sforzi interni;
- Frazione grossolana, particelle più grandi, generalmente non in contatto fra loro, "immerse" all'interno delle particelle costituenti le altre due frazioni.

Ovvero ogni terreno è dotato di un tessuto primario di particelle, detto *scheletro solido*, che supporta i carichi e trasferisce gli sforzi.

- Un terreno si definisce *internamente stabile* se, attraversato da un flusso idraulico, la sua struttura interna non subisce variazioni rilevanti.
- Un terreno si definisce *internamente instabile* quando esiste una frazione granulometrica del terreno stesso libera di muoversi all'interno dei pori generati dallo scheletro solido, che può considerarsi in posizione fissa.

Lo studio della stabilità interna del terreno di base è fondamentale in quanto essa influenza l'applicabilità dei diversi criteri di progettazione dei filtri.

1.4 Criteri di progettazione dei filtri

Una transizione filtrante a protezione di terreni di base granulari o coesivi soggetti a moti di filtrazione, sia essa realizzata in materiale sintetico, sia essa realizzata in materiale naturale, deve favorire la formazione di una zona di transizione stabile nel tempo che prevenga il manifestarsi di uno stato limite d'intasamento e/o quello di erosione.

Tali fenomeni dipendono da numerosi fattori fra cui, come si è già detto:

- Dall'interazione terreno di base-filtro,
- Dalla porometria del terreno di base e del filtro nonché dal suo spessore,
- Dalla densità del terreno di base e del filtro,
- Dalla potenziale instabilità interna del terreno di base,
- Dalla natura del terreno di base (terreno coesivo o granulare),
- Dal tipo e dalla direzione del flusso dell'acqua,
- Dai gradienti idraulici applicati,
- Dalla presenza o meno di zone preferenziali di flusso e di flusso concentrato,
- Dal livello tensionale agente.

Tuttavia, la maggior parte dei criteri di progetto esistenti in letteratura fa riferimento alle sole caratteristiche geometriche dei due materiali che interagiscono nel fenomeno. (Moraci, 1992).

«La funzione del filtro è quella di contenere il terreno o altre particelle soggette all'azione delle forze di trascinamento esercitate dal passaggio dei fluidi.»

(ISO 10318)

Una transizione filtrante realizzata in materiale naturale è uno strato granulare caratterizzato da vuoti sufficientemente grandi da permettere un facile passaggio del fluido e, allo stesso tempo sufficientemente piccoli da impedire il passaggio delle particelle fini del terreno attraverso gli interstizi tra i grani.

Un filtro in materiale granulare deve soddisfare sostanzialmente tre requisiti:

- 1- **Criterio di ritenzione:** consiste nel prevenire, mediante un'opportuna porometria, l'asportazione delle particelle fini del terreno di base attraverso il quale avviene il moto di filtrazione;

- 2- **Criterio di permeabilità:** deve garantire il libero passaggio del fluido senza provocare innalzamenti della pressione neutrale all'interno del sistema filtrante;
- 3- **Criterio di autostabilità:** garantisce al filtro una struttura internamente stabile affinché, sotto l'azione di trascinamento esercitata dal fluido, lo stesso non subisca fenomeni di erosione. (Moraci, Mazzucato, 1990).

Esistono diversi criteri di progetto che si differenziano, sostanzialmente, nell'identificazione delle dimensioni delle particelle che concorrono maggiormente alla formazione dei pori che possono considerarsi rappresentativi dell'azione filtrante espletata dal filtro di protezione.

L'esperienza suggerisce, poi, i valori da assegnare allo spessore del filtro e al grado di addensamento del materiale (Federico, 1990).

Una transizione filtrante in geotessile è, ancora, caratterizzata da due requisiti apparentemente contrastanti: trattenere il terreno di base (il che implica che la porometria e le aperture del filtro devono essere minori di determinati limiti) ed essere molto più permeabile del terreno di base in modo tale da non generare impedimenti al flusso verso il sistema di drenaggio (il che implica che la porometria e la porosità devono essere maggiori di determinati limiti).

Per le transizioni filtranti realizzate mediante l'impiego di geotessili, se il rispetto del criterio di ritenzione impedisce lo stato limite di erosione del terreno di base, il criterio di permeabilità previene l'insorgere degli stati limite di accecamento e d'intasamento del filtro.

Ad ogni modo, per procedere a una corretta progettazione e nella scelta dei criteri da adottare vanno tenute presenti:

- Le condizioni di flusso (direzione e modulo del gradiente idraulico applicato);
- Il tipo di terreno e il suo stato di addensamento;
- Il tipo di geotessile (tessuto, nontessuto, agugliato, termoregolato...) e il modulo utilizzato per la determinazione dell'apertura caratteristica di filtrazione;
- La tensione efficace agente sul filtro;
- Il tipo di contatto (continuo o discontinuo);
- La stabilità interna del terreno di base;
- Le ipotesi di base dei criteri di progettazione e il modo con cui si è giunti alla sua formulazione (prove sperimentali, dimensioni del provino -sezione e altezza-, tipo di apparecchiatura, durata della prova, criteri utilizzati per definire le condizioni di rottura).

Si osserva, infatti, che i criteri disponibili a oggi sono il risultato di analisi teoriche e sperimentali portate avanti in laboratorio sotto differenti condizioni sperimentali che cercano di rispettare, quanto più possibile, le condizioni di reali.

Molti di questi sono basati sul criterio di Terzaghi che lega la capacità di filtrazione di un filtro al diametro che corrisponde al 15% di passante, D_{15} .

È stato supposto che un filtro è capace di ritenere le particelle corrispondenti al d_{85} del terreno di base se il D_{15} è scelto in modo da essere più piccolo di 4 volte il d_{85} .

D'altra parte il filtro deve essere più permeabile del terreno di base e tale condizione è verificata se il D_{15} è maggiore di 4 volte il d_{15} del terreno di base.

Nella definizione dei criteri di progetto per le transizioni filtranti, alcuni autori (fra cui Terzaghi, 1922; U.S.C.E. 1941, 1953; Bertram, 1940; Karpoff, 1955; Zweek e Davidenkoff, 1957 e Cistin, 1965) si sono riferiti ai risultati ottenuti con prove sperimentali e altri (Taylor, 1948; Sichardt, 1952) si sono basati su considerazioni geometriche condotte a partire dalle caratteristiche di addensamento del materiale pensato composto da particelle sferiche uniformi.

Alcuni modelli di comportamento fondano le loro basi su considerazioni di tipo probabilistico formulate da Silveira nel 1965; altri ancora pervengono alla caratterizzazione del filtro tramite la definizione di un diametro caratteristico con le quali si confrontano le proprietà di ritenzione e di permeabilità delle transizioni granulari.

Per quanto riguarda il criterio di permeabilità si osserva che, per quanto riguarda i geotessili, essendo tali materiali caratterizzati da un limitato spessore, la perdita di carico in corrispondenza del filtro risulta trascurabile se confrontata con quella relativa al terreno di base, qualora si utilizzino geotessili aventi permeabilità pari a quella del terreno da proteggere (Mazzucato, Moraci, 1996).

Si osserva subito quanto la progettazione delle transizioni filtranti e, in particolare, l'interazione terreno di base-transizione filtrante sia un fenomeno complesso.

Il principale limite all'applicazione dei vari criteri di progetto consiste proprio nel fatto che alcuni sono stati sviluppati sulla base di considerazioni teoriche (geometriche o probabilistiche) e altri sulla base di prove di laboratorio, oltre all'ampio spettro di parametri che condizionano il comportamento globale del filtro.

Nella scelta dei criteri di progetto occorre verificare che il filtro abbia adeguate caratteristiche di ritenzione e permeabilità in modo da evitare l'insorgere degli stati limite prima detti.

Ad esempio, per scongiurare il raggiungimento dello stato limite di sollevamento, esistono soprattutto raccomandazioni esecutive per evitare la mancanza di contatto all'interfaccia terreno - filtro.

Visto il gran numero di parametri e la complessa interazione fra loro, i criteri di progettazione dei filtri sono spesso il risultato di doverose semplificazioni al problema.

Il rischio è tuttavia quello di seguire criteri di progettazione limitanti per via d'ipotesi troppo semplificative sull'assetto strutturale delle transizioni filtranti stesse.

Laddove non si disponga di sufficienti dati sperimentali, ad esempio nell'impiego di terreni granulari internamente instabili, ovvero sia difficile applicare i classici criteri di progettazione delle transizioni filtranti è fortemente consigliato e razionale ricorrere alla

progettazione a seguito di prove di filtrazione che riproducano fedelmente le reali condizioni di funzionamento in sito per simulare e valutare ad hoc le condizioni in campo.

La progettazione delle transizioni filtranti si basa, generalmente, sulle precedenti esperienze di progettazione.

Si sottolinea, tuttavia, quanto la progettazione delle transizioni filtranti, realizzate con terreni granulari o mediante l'impiego di geotessili, sia particolarmente complessa nel caso di terreni di base granulare internamente instabili per i quali i criteri di dimensionamento dei filtri non risultano sempre affidabili e si disponga di poche esperienze in letteratura.

1.5 L'uso dei geosintetici nelle opere d'ingegneria civile

L'impiego dei geosintetici nelle opere d'ingegneria civile rappresenta una valida alternativa alla realizzazione delle transizioni filtranti in materiali tradizionali che, generalmente, sono difficili da reperire e/o costosi. Tuttavia bisogna sempre garantire una corretta progettazione e posa in opera; infatti, errori in queste fasi possono rapidamente portare al collasso del sistema.

Una volta impiegati nelle opere provvisorie, oggi i geosintetici trovano largo impiego nelle opere definitive anche grazie alla notevole attività di ricerca che ha portato a definire delle metodologie di laboratorio atte a valutare le caratteristiche meccaniche e idrauliche degli stessi. (Mazzucato, Moraci)

Alla famiglia dei geosintetici appartengono diversi prodotti fra cui quelli riportati in (Tabella 1.4).

Tabella 1.4 Tipi di geosintetici

TIPO DI GEOSINTETICO	CARATTERISTICHE
Geotessili	Tessuti
	Non Tessuti
	A maglia
Geomembrane	Sintetiche (HDPE, PP, PVC, EPDM...)
	Bituminose
	Bentonitiche (detti geocompositi bentonitici)
Geogriglie	Mono-orientate
	Bi-orientate
Georeti	-
Geostuoie	-
Geocompositi	A fogli planari (drenaggio verticale/orizzontale)
	A nastro (drenaggio verticale/ orizzontale)
Geocelle	-
Biostuoie	Stuoie di paglia o di cocco
	Cotone
Bioreti	Reti di juta

I materiali geosintetici giocano un ruolo critico nella risoluzione di un gran numero di problemi tipici dell'ingegneria civile essendo, rispetto ai materiali tradizionali, di maggior reperibilità, versatili, più semplici da porre in opera e più economici.

La loro scelta deve essere accuratamente condotta in base allo scopo che essi devono rivestire ovvero a partire dalla valutazione della funzione che dovranno assolvere e tramite la definizione di una serie di parametri caratterizzanti i diversi prodotti.

La loro produzione e sviluppo è, negli ultimi decenni, cresciuto rapidamente grazie alle loro proprietà e all'ampia applicabilità in campo geotecnico-ambientale.

Koerner (1988) ha creato una lista di ben 96 impieghi differenti dei geotessili che possono essere riuniti in cinque usi principali:

1. Separazione di differenti materiali;
2. Filtrazione attraverso lo strato di geotessile;
3. Drenaggio attraverso lo strato di geotessile;
4. Impermeabilizzazione;
5. Rinforzo dei terreni (stabilizzazione, controllo dell'erosione, anti richiamo lesioni).

Si osserva subito che i geosintetici sono materiali innovativi il cui impiego per opere d'ingegneria geotecnica e ambientale è molto vasto. Una classificazione in base al tipo di geosintetico e allo scopo-utilizzo è riportata in Tabella 1.5.

Tabella 1.5 Alcuni esempi di particolari usi dei geosintetici nelle opere d'ingegneria geotecnica e ambientale

TIPO DI GEOSINTETICO	SCOPO/ UTILIZZO
Geotessili	Prevenire l'erosione e il piping
Geogriglie	Rafforzare il corpo della diga
	Aumentare la rigidità della pendenza
	Stabilizzazione della base
Georeti e geocompositi	Drenaggio
Geocelle e biostuoie	Prevenire l'erosione superficiale
	Rinverdire le pendenze

Un'altra classificazione dei geosintetici è condotta, pertanto, secondo la loro funzione (Tabella 1.6).

Tabella 1.6 Classificazione dei geosintetici in base alla loro funzione

FUNZIONE	SCOPO/OBIETTIVO	PRODOTTO
Filtrazione	Ritenzione delle particelle di terreno	Geotessili, geocompositi
Drenaggio	Trasporto fluido	Georeti, geocompositi
Separazione	Evitare la migrazione e la contaminazione delle particelle fini	Geotessili, geocompositi
Protezione	Evitare i danneggiamenti a lungo termine	Geotessili, georeti, geocompositi
Impermeabilizzazione	Barriera al fluido	Geomembrane, geocompositi
Controllo dell'erosione	Ritenzione del terreno	Geostuoie, biostuoie, geocelle
Rinforzo del terreno	Rinforzo del terreno	Geogriglie mono-orientate, geotessili tessuti
Stabilizzazione del terreno	Rinforzo della base	Geogriglie bi-orientate, geotessili tessuti
Rinforzo	Evitare il cracking	Geogriglie bi-orientate, geotessili
Consolidazione	Consolidazione attraverso un veloce drenaggio	Dreni verticali

I geosintetici nelle dighe svolgono diverse funzioni fra cui: filtrazione, trasmissione, controllo dell'erosione, rinforzo, impermeabilizzazione, separazione, smorzamento, supporto, attrito.

Si è visto come l'impiego dei geosintetici riveste un ruolo chiave in molteplici applicazioni pratiche.

Nell'ambito della presente tesi si è posta una particolare attenzione ai geosintetici utilizzati con funzione di filtrazione e, in particolare sui geotessili.

Utilizzati le transizioni filtranti, i geotessili semplificano la realizzazione dei filtri, non solo in termini di tempi e costi; i geotessili sono di più semplice applicazione anche in caso di superfici inclinate rispetto ai tradizionali materiali granulari.

Fra tali materiali e impieghi ci si è concentrati dell'impiego di geotessili quali filtri.

I geotessili possono essere definiti come materiali tessili permeabili, generalmente realizzati in materiale sintetico, realizzati per diverse applicazioni.

Le caratteristiche principali dei geotessili sono:

- Il tipo di polimero (Polipropilene o poliestere, a volte polietilene o poliammide);
- Il tipo di fibra (mono-filamento, cuciti con punti metallici, fessurati);
- Lo stile di fabbricazione (tessuto, non-tessuto).

Fra le proprietà e caratteristiche generali fornite da un produttore si annoverano:

- Polimero costituente la fibra;
- Tipo di fibra;
- Spessore nominale;
- Massa areica;
- Processo di fabbricazione;
- Caratteristiche del rotolo;
- Densità delle fibre.

Inoltre i geotessili non tessuti sono inoltre classificati in base al metodo di fabbricazione per unire i filamenti: termico, mediante resina, agugliatura.

I geotessili sono, ancora, identificati secondo le loro proprietà come mostrato in Tabella 1.7.

Tabella 1.7 Proprietà dei geotessili

TIPO DI PROPRIETÀ	PROPRIETÀ
Fisiche	Peso specifico, massa areica, rigidità, spessore
Meccaniche	Compressibilità, resistenza a trazione, resistenza alla lacerazione, resistenza a punzonamento, comportamento attritivo
Idrauliche	Porosità, apertura caratteristica di filtrazione, permeabilità, trasmissività

Un'altra applicazione di successo dei geotessili è quando le rocce devono essere posizionate direttamente sopra fondazioni di morena saturata cedevole. (J. Lafleur, J.Jacques Paré, 1990)

Fra tutte queste strutture è interessante soffermarsi sulle esperienze presenti in letteratura circa l'impiego dei geotessili nelle dighe, strutture che da sempre affascinano gli ingegneri civili per via della loro grandezza.

Le dighe sono considerate le strutture più impressionanti e potenzialmente più pericolose. Per tale motivo la progettazione delle dighe è tradizionalmente conservativa. Ciò spiega il motivo per cui l'impiego dei geosintetici si è sviluppato molto lentamente nelle dighe

piuttosto che in diverse altre applicazioni.

Filtri in geotessile sono stati utilizzati per la riparazione o la costruzione di numerosi nuclei di dighe. Agli inizi del 1970 le esperienze di progettazione mediante filtri in geotessile erano piuttosto scarse. Il primo caso documentato di geotessile impiegato in una diga risale al 1970. Si tratta della Valcros Dam, in Francia. Qui un geotessile è stato installato quale filtro per lo scarico di valle di aggregazione.

Altri esempi successivi sono quelli dell'Hans Strijdom Dam, in Sud Africa, nel 1980, dove il geotessile è stato utilizzato quale zona di transizione e del Kilburn Dam, in Sud Africa e del Chateaufort Dam, nel 1983 in Francia quale dreno (J.P. Giroud, 1992).

Dal 1970 in poi, grazie anche alle esperienze documentate in letteratura, il successo di tali materiali ha permesso una loro maggior diffusione.

Molti studi, sia in laboratorio, sia in situ, sono stati portati avanti per valutare il comportamento dei filtri in geotessile relativamente alla loro funzione filtrante.

In tal senso sono di fondamentale importanza le osservazioni in situ (com'è stato fatto per la Valcros Dam, dove il comportamento dei filtri in geotessile è stato investigato per sei anni (Giroud et al. 1977) e 21 anni dopo l'installazione (Faure et al. 1996) oppure per la 79th Street Causeway Project in Miami, Florida in cui il comportamento è stato valutato per 30 anni (B. R. Christopher, S.N. Valero, 2000).

Sebbene il loro comportamento a lungo termine non sia approfonditamente noto e/o ben documentato, i geotessili sono materiali molto vantaggiosi rispetto alle transizioni filtranti tradizionali per via della loro uniformità, del loro costo e del minor spessore che una transizione filtrante avrebbe.

1.6 La progettazione delle transizioni filtranti in geotessile

Fra le caratteristiche su cui occorre investigare prima della loro posa in opera ricordiamo la resistenza a lacerazione e a punzonatura oltre che al loro potenziale clogging.

Inoltre occorre considerare, nelle diverse applicazioni, come per le diverse tipologie di transizioni filtranti, diversi fattori importanti per una corretta progettazione fra cui:

- La capacità di filtrazione e di ritenzione;
- La permeabilità del geotessile;
- La resistenza a punzonamento;
- La resistenza alla lacerazione;
- Le caratteristiche sforzi-deformazione a breve e a lungo termine;
- L'attrito e la capacità di adesione fra il geotessile e il terreno di base.

Per adempiere tali richieste il geotessile deve essere sottoposto a una serie di analisi e prove di laboratorio in modo da conoscere fra cui, fra i più importanti: la massa areica (gr/m^2), lo spessore (mm), la resistenza a trazione (N), l'allungamento a rottura (%), la permeabilità (cm/s).

Fondamentale per la progettazione è la valutazione della durabilità intesa non soltanto come durabilità del materiale stesso ma anche come capacità del materiale ad assolvere le sue funzioni in termini, ad esempio, di permeabilità.

In particolare, la funzione di filtrazione su cui ci si sofferma nella presente tesi, coinvolge complessi meccanismi d'interazione fra le particelle del terreno e le fibre di geotessile ed è certamente una delle più complesse funzioni che un geotessile deve adempiere.

Nella progettazione delle transizioni filtranti di geotessile i parametri fondamentali cui vanno riferite le caratteristiche filtranti dei materiali sintetici sono la permeabilità trasversale e l'apertura caratteristica di filtrazione di cui si parlerà in seguito.

Tali parametri possono essere determinati mediante modelli teorici e modelli sperimentali, preferendo quest'ultimi per la loro semplicità e applicabilità generale.

Una transizione filtrante realizzata mediante geotessili deve soddisfare principalmente due criteri:

- **Criterio di permeabilità:** il filtro deve essere molto più permeabile del terreno di base in modo da non generare impedimenti al flusso verso il sistema di drenaggio, il che implica che la distribuzione della dimensione dei pori e l'apertura di filtrazione devono essere maggiori di prefissati limiti.
- **Criterio di ritenzione:** il filtro deve trattenere il terreno di base, il che implica che la distribuzione della dimensione dei pori e l'apertura di filtrazione devono essere minori di prefissati limiti.

Per quanto attiene, invece, la caratterizzazione del terreno di base, oltre agli usuali parametri presi in considerazione, occorre considerare la potenziale migrazione di particelle fini all'interno del terreno stesso (instabilità interna).

Infatti, alla stabilità e potenziale instabilità del terreno di base sono da associare diversi meccanismi d'interazione terreno-filtro.

Nel caso di terreni uniformi si può asserire che la stabilità del sistema filtrante è vincolata alla stabilità dello scheletro solido. Per tali materiali son affidabili i criteri di permeabilità e di ritenzione precedentemente riportati.

Nel caso di terreni instabili le condizioni di stabilità idraulica del sistema filtrante sono raggiunte solo qualora si generi all'interno del terreno stesso una ridistribuzione particellare tale da rendere il sistema filtrante internamente stabile. Utilizzare geotessili con apertura caratteristica troppo piccola può portare a problemi di occlusione superficiale e risulta di fondamentale importanza una verifica sperimentale. (Mazzucato, Moraci, 1992).

Si approfondiscono, ora, i due criteri di progettazione prima detti.

1.6.1 Criterio di permeabilità

Secondo il criterio di permeabilità, un filtro deve essere molto più permeabile del terreno di base in modo da non generare impedimenti al flusso verso il sistema di drenaggio, il che implica che la distribuzione della dimensione dei pori e l'apertura di filtrazione devono essere maggiori di prefissati limiti.

Il criterio di permeabilità richiede che siano verificati due requisiti:

1. Requisito riguardante le *sovrappressioni interstiziali indotte dalla transizione filtrante*: il filtro non dovrebbe generare incrementi della pressione interstiziale all'interfaccia terreno filtro;
2. Requisito riguardante la *velocità di flusso*: la differenza relativa tra la velocità di flusso in un sistema filtrante a due strati e la velocità di flusso nello stesso strato di terreno senza filtro deve essere minore del 10%.

Entrambi i requisiti di permeabilità suddetti comportano quindi il mantenimento nel tempo di permeabilità elevate del filtro in geotessile.

Per ottemperare a entrambi i requisiti, la tendenza degli autori è di dimensionare il filtro in modo da garantire, a lungo termine, una permeabilità del filtro stesso superiore di almeno un ordine di grandezza a quella del terreno di base.

Il criterio di permeabilità è generalmente verificato per i filtri di geotessile a causa della loro alta permeabilità e del loro limitato spessore (Palmeira e Fannin 2002).

Si riportano in Tabella 1.8 alcuni criteri adottati dai diversi autori. Gli stessi sono riferiti a condizioni di flusso unidirezionale.

La conducibilità idraulica dei filtri, a causa del progressivo intasamento dello stesso, tende a diminuire nel tempo. Al fine di minimizzare il rischio d'intasamento occorre utilizzare filtri con un'apertura caratteristica che sia il più grande possibile ma che soddisfi, comunque, il criterio di ritenzione e filtri che verifichino il criterio di permeabilità tenuto conto della permeabilità del geotessile a lungo termine.

Tabella 1.8 Criteri adottati da diversi autori riferiti a condizioni di flusso unidirezionale per il criterio di permeabilità

AUTORE	GEOTESSILE	STRUTTURA IN TERRA	CRITERIO
Schober e Teindi (1979) Heerten (1981)	Compresso dopo clogging	Non specificata	$K'_g > K_s$
Giroud (1982)	Compresso dopo clogging	Non specificata	$K'_g > 0,1 K_s$
Loudière (1983)	Non compresso vergine	Non specificata	$K_g > 10^2 K_s$
Gourc (1982)	Non compresso dopo clogging	Non specificata	$K'_g > 0,32 K_s$
C.F.G.G. (1985)	Non compresso vergine	Dighe in terra, trincee drenanti, sabbie pulite	$\Psi_g = \frac{K_g}{T_g} > 10^5 K_s (*)$ $\Psi_g \geq 10^4 K_s (*)$ $\Psi_g \geq 10^3 K_s (*)$

(*) K_s espressa in m/s

Allo stato attuale non esistono specifici criteri di permeabilità per le condizioni di flusso ciclico per le quali si utilizzano i criteri di progetto sviluppati per le condizioni di flusso stazionario o monodirezionale.

1.6.2 Criterio di ritenzione

Secondo il criterio di ritenzione, un filtro deve trattenere il terreno di base, il che implica che la distribuzione della dimensione dei pori e l'apertura di filtrazione devono essere minori di prefissati limiti.

In generale, i ricercatori, esprimono il criterio di ritenzione nella forma:

$$O_F \leq \lambda D_n$$

Per terreni granulari internamente stabili l'apertura caratteristica deve essere scelta in modo tale da creare una zona di filtrazione stabile nel terreno di base. La formazione di tale zona è possibile solo se una frazione fine del terreno può passare attraverso il filtro.

Se il terreno è a granulometria estesa e la frazione fine e grossolana sono significative in confronto alla frazione media che costituisce lo scheletro solido, l'usuale criterio di ritenzione deve essere necessariamente modificato introducendo un limite superiore di O_F (per i terreni interamente stabili) e un limite inferiore (per i terreni internamente instabili) (Moraci, 2012). Ovvero è necessario introdurre, oltre a un valore minimo dell'apertura caratteristica, un valore massimo.

Infatti, un'apertura caratteristica troppo piccola potrebbe portare al manifestarsi del fenomeno di Blinding.

Si suggerisce il seguente criterio:

$$kD_K \leq O_F \leq \lambda D_n$$

In queste disequazioni:

- O_F è l'apertura caratteristica di filtrazione del geotessile (generalmente O_{95} o O_{90});
- D_n, D_K sono i diametri indicativi delle particelle del terreno di base;
- λ, k sono costanti che dipendono dal criterio di progetto adottato.

Inoltre, per questi terreni, l'impiego dei metodi teorici classici potrebbe non essere sicuro.

Infatti, occorre considerare non solo il criterio di ritenzione ma anche dei criteri che tengano in considerazione il raggiungimento dello stato limite di clogging o di blinding.

Si osserva che, a differenza dei filtri in materiale granulare, dove i criteri sono riferiti a particolari rapporti tra diametri del filtro e del terreno, nel caso di geotessili tali rapporti sono determinati confrontando la granulometria e la permeabilità del terreno di base con le caratteristiche porometriche e di permeabilità del filtro. (Mazzucato, Moraci 1990).

È perciò importante distinguere fra:

- Filtri in materiale granulare;
- Filtri in materiale sintetico.

Inoltre, circa la verifica degli stati limite di accecamento all'interfaccia e di occlusione del filtro, i risultati sperimentali ottenuti da alcuni ricercatori (Moraci 1992) consentono di asserire che, nel caso di terreni uniformi, la stabilità del sistema filtrante è vincolata alla stabilità dello scheletro solido (o di per sé autofiltrante) e che, per tali materiali, i classici criteri di ritenzione e permeabilità risultano affidabili.

Nel caso dei terreni instabili le condizioni di stabilità idraulica del sistema filtrante sono raggiunte solo qualora si generi all'interno del terreno stesso una ridistribuzione particellare tale da rendere il sistema filtrante internamente stabile. (Mazzucato, Moraci, 2002)

Altre verifiche che andrebbero condotte sono quelle relative a:

- Verifica dell'idoneità meccanica;

- Analisi del comportamento nel tempo connesso agli agenti atmosferici, chimici e biologici.

Esistono diversi criteri di ritenzione relativi all'impiego di geotessili.

Note le condizioni di flusso, le tensioni efficaci agenti e definite le caratteristiche di progetto del terreno di base, la scelta del filtro può essere condotta utilizzando i criteri di ritenzione esistenti in letteratura.

Alcuni di essi sono riportati in Tabella 1.9, Tabella 1.10, Tabella 1.11 e in Tabella 1.12 in funzione del tipo di terreno di base con cui la transizione filtrante è a contatto e al tipo di flusso e, rispettivamente per:

- Terreni granulari uniformi;
- Terreni granulari ben distribuiti;
- Terreni granulari internamente instabili;
- Terreni granulari in condizioni di flusso ciclico.

Nelle tabelle sono inoltre riportati il tipo di geotessile utilizzato, l'approccio progettuale, le condizioni al contorno, le condizioni di flusso e, ove disponibili, le caratteristiche del terreno di base e la densità relativa.

Tabella 1.9 Principali criteri di ritenzione per terreni granulari uniformi (Moraci, Mandaglio, Cazzuffi, 2010)

AUTORE	TIPO DI GEOTESSILE	APPROCCIO PROGETTUALE	CONDIZIONI AL CANTONTO		CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI BASE		CRITERIO DI RITENZIONE
			GRADIENTE IDRAULICO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE	DENSITÀ RELATIVA	DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA	
CALHOUN (1972)	W	-	-	-	-	Terreno con passante al n°200 ASTM < 50%	$O_{95}/D_{85} \leq 1$
ZITSCHER (1974)	W	-	-	-	-	Sabbia con $U \leq 2$ $D_{50} = 0,1 \div 1,2 \text{ mm}$	$O_{50}/D_{50} \leq 1,7 \div 2,7$
OGINK (1975)	W	Sperimentale	$i = 7$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	-	Sabbia uniforme	$O_{90}/D_{90} \leq 1$ O_{90} Setacciatura a secco
OGINK (1975)	NW	Sperimentale	$i = 7$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	-	Sabbia uniforme	$O_{90}/D_{90} \leq 1,8$ O_{90} Setacciatura a secco
MC KEANDE (1977)	NW	-	-	-	-	Terreno granulare	$O_{50} \leq D_{85}$
U.S.C.E. (1977)	-	-	-	-	-	$D_{50} > 0,074 \text{ mm}$	$0,149 \text{ mm} \leq O_{95} \leq 0,211 \text{ mm}$
SWEETLAND (1977)	NW	-	-	-	-	Terreno granulare $U \leq 1,5$	$O_{15}/D_{85} \leq 1$
SCHOBBER AND TEINDL (1979)	W; NW sottile	Sperimentale	$i_{max} = 10$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	No dati	Sabbia di quarzo	$O_{90}/D_{50} \leq 1,7 \div 3$ (funzione di U)
SCHOBBER AND TEINDL (1979)	NW spesso	Sperimentale	$i_{max} = 10$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	No dati	Limo e sabbia $1 < U < 5$	$O_{90}/D_{50} \leq 3 \div 5$ (funzione di U)
RANKILOR (1981)	NW	-	-	-	-	Terreno con $D_{85} > 0,25 \text{ mm}$	$O_{15}/D_{15} \leq 1$
HEERTEN (1982)	W; NW	-	-	-	-	Terreno granulare con $U < 5$	$O_{90} < 2,5 D_{50}$ $O_{90} \leq D_{50}$
GIROUD (1982)	NP-NW	Teorico	-	-	-	Terreno granulare $1 < U' < 3$	$O_{95}/D_{50} < U'$
GIROUD (1982)	NP-NW	Teorico	-	-	$DR\% < 35\%$	Terreno granulare $1 < U' < 3$	$O_{95}/D_{50} < 2U'$
GIROUD (1982)	NP-NW	Teorico	-	-	$DR\% > 65\%$	Terreno granulare $1 < U' < 3$	$O_{95}/D_{50} < 1,5U'$
GIROUD (1982)	W; HB-NW	Teorico	-	-	-	Terreno granulare $1 < U' < 3$	$O_{95}/D_{50} < U'$
LOUDIERE (1983)	W; NW	-	-	-	-	Terreno granulare $U < 4$	$O_{95}/D_{50} < 0,8$
FAURE ET AL. (1986)	W; NW ($O_F = 90 \div 110 \mu\text{m}$)	Sperimentale	$i = 1$	$\sigma = 100 \text{ kPa}$	-	Sabbia e limo uniformi ($D_{85} = 95 \div 240 \text{ mm}$) $1,4 < U < 1,5$	$O_F/D_{85} < 1,5 \div 2$
FAURE ET AL. (1986)	W; NW ($O_F = 83 \div 115 \mu\text{m}$)	Sperimentale	$i = 10$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	-	Sabbia e limo uniformi ($D_{85} = 51 \div 140 \mu\text{m}$) $1,2 < U < 3,6$	$O_F/D_{85} < 1 \div 1,2$
CFGG (1986)	W; NW	-	$I < 5$; $C_3 = 1$ $5 < I < 20$; $C_3 = 0,8$ $20 < I < 40$; $C_3 = 0,6$	Confinato $C_2 = 1,25$ Non confinato $C = 0,8$	Denso $C_2 = 1,25$	Uniforme $C_1 = 0,8$	$O_F/D_{85} < C$ $C = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4$ C_4 funzione del geotessile $C_4 = 1$ (funzione solo del filtro); $C_4 = 0,3$ (funzione del dreno)
CFEM (1992)	-	-	-	-	-	Terreno uniforme	$O_F/D_{85} < 1,5$
MURRAY AND MCGOWN (1992)	W; NW	-	-	-	-	Terreno con $1 \leq U \leq 5$	$O_{90}/D_{90} = 1 \div 3$
FANNIN ET AL. (1994)	NW	Sperimentale con prova GR	$i = 1 - 2,5 - 5 - 7$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	$DR\% \leq 70\%$	$1 < U < 2$	$O_F/D_{85} < 1,5$ e $O_F/D_{50} < 1,8$
BHATIA AND HUANG (1995)	NW	-	Fino a $i = 20$	-	-	$C_c < 7$	$O_{95}/D_{85} < 2,71 \div 0,36 C_c$ ($n_{GT} < 60$)
LAFLEUR (1999)	NP-NW	-	-	-	-	$U \leq 6$ e $D_i = D_{85}$	$O_F/D_{85} < 1$

W= Geotessile tessuto; NW=Geotessile non tessuto; NP-NW= Geotessile non tessuto agugliato; HB-NW= Geotessile non tessuto termolegato

Tabella 1.10 Principali criteri di ritenzione per terreni granulari ben distribuiti (Moraci, Mandaglio, Cazzuffi, 2010)

AUTORE	TIPO DI GEOTESSILE	APPROCCIO PROGETTUALE	CONDIZIONI AL CONTOURNO		CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI BASE		CRITERIO DI RITENZIONE
			GRADIENTE IDRAULICO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE	DENSITÀ RELATIVA	DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA	
OGINK (1975)	W	Sperimentale	$i = 7$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	-	Sabbia ben gradata	$O_{90}/D_{90} \leq 1$ O_{90} setacciatura a secco
OGINK (1975)	NW	Sperimentale	$i = 7$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	-	Sabbia ben gradata	$O_{90}/D_{90} \leq 1,8$ O_{90} setacciatura a secco
MC KEANDE (1977)	NW	-	-	-	-	Terreno granulare	$O_{50} \leq D_{85}$
U.S.C.E. (1977)	-	-	-	-	-	$D_{50} > 0,074 \text{ mm}$	$0,149 \text{ mm} \leq O_{95} \leq 0,211 \text{ mm}$
SWEETLAND (1977)	NW	-	-	-	-	Terreno granulare $U > 4$	$O_{15}/D_{15} \leq 1$
HEERTEN (1982)	W; NW	Sperimentale	-	-	-	Terreno granulare con $U < 5$	$O_{90} < 10D_{50}$ $O_{90} \leq D_{90}$
GIROUD (1982)	NP-NW	Teorico	-	-	$DR\% < 35\%$ $DR\% > 65\%$	Terreno granulare $U' > 3$ Terreno granulare $U' > 3$ Assume che il fine migri per alti U	$O_{95}/D_{50} < 9/U$ $O_{95}/D_{50} < 18/U$
GIROUD (1982)	NP-NW	Teorico	-	-	$35\% \leq DR\% \leq 65\%$	Terreno granulare $U' > 3$ Assume che il fine migri per alti U	$O_{95}/D_{50} < 13,5/U$
GIROUD (1982)	W; HB-NW	Teorico	-	-	-	Terreno granulare $U' > 3$ Assume che il fine migri per alti U	$O_{95}/D_{50} < 9/U$
LOUIDERE (1983)	W; NW	-	-	-	-	Terreno granulare $U > 4$	$O_{95} < D_{85}$
FAURE ET AL. (1986)	W, NW ($O_F = 90 \div 110 \mu\text{m}$)	Sperimentale	$i = 1$	$\sigma = 100 \text{ kPa}$	-	Terreno a granulometria estesa ($D_{85} = 95 \div 240 \text{ mm}$)	$O_F/D_{85} < 1,5 \div 2$
ROLLIN ET AL. (1990)	NP-NW	Sperimentale	-	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	-	Terreno sabbioso fine	$O_{95} < 1 \div 1,5 D_{85}$
CFEM (1992)	-	-	-	-	-	Terreno a granulometria estesa $U > 6$ Se passante al N°200 > 10% $FOS < \min(0,3 \text{ mm} \div 3D_{85})$	$O_F/D_{85} < 3$ $FOS < \min(0,3 \text{ mm} \div 3D_{85})$
MURRAY AND MCGOWN (1992)	W; NW sottile ($t_{GT} < 2 \text{ mm}$)	-	-	-	-	Terreno con $5 < U < 10$	$O_{90}/D_{90} = 1 \div 3$
	NW sottile ($t_{GT} > 2 \text{ mm}$)	-	-	-	-	Terreno con $5 < U < 10$	$O_{90}/D_{90} = 1,8 \div 6$
OMT (1992)	NW ($t_{GT} > 1 \text{ mm}$)	-	-	-	-	-	$O_F/D_{85} < 1$
	HB-NW	-	-	-	-	-	$O_F < 0,5D_{85}$ o 40 mm
FANNIN ET AL. (1994)	NW	Sperimentale con prova GR	$i = 1 - 2,5 - 5 - 7$	$\sigma = 0 \text{ kPa}$	$DR\% \leq 70\%$	$3 < U < 7$	$O_F/D_{85} < 2,5$ e $O_F/D_{50} < 2$
BHATIA AND HUANG (1995)	NW	-	Fino a $i = 20$	-	-	$C_c < 7$	$O_{95}/D_{85} < 0,65 \div 0,05 C_c$ ($n_{GT} < 60$)
LAFLEUR (1999)	NP-NW	-	-	-	-	$U > 6$ ma a granulometria lineare ($D_I = D_{50}$)	$O_F/D_{50} < 1$
						Gap graded $U > 6$ ($D_I = D_G$)	$O_F/D_G < 1$
						$U > 6$ con granulometria concava verso l'alto ($D_I = D_{30}$)	$O_F/D_{30} < 1$

W= Geotessile tessuto; NW=Geotessile non tessuto; NP-NW= Geotessile non tessuto agugliato; HB-NW= Geotessile non tessuto termolegato; GR= Rapporto tra gradienti.

Tabella 1.11 Principali criteri di ritenzione per terreni granulari internamente instabili (Moraci, Mandaglio, Cazzuffi, 2010)

AUTORE	TIPO DI GEOTESSILE	APPROCCIO PROGETTUALE	CONDIZIONI AL CONTOURNO	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI BASE		CRITERIO DI RITENZIONE
			GRADIENTE IDRAULICO	DENSITÀ RELATIVA	DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA	
CFEM (1992)	-	Sperimentale	-	-	Terreno con granulometria estesa $U > 6$ Terreno gap-graded	$O_F/D_{85} < 3$ Se passante al N°200 > 10% $FOS < \min(0,3 \text{ mm} \div 3D_{85})$ $FOS < \text{diametro minimo del gap}$
MORACI (1992)	W; NW	Sperimentale	Fino a $i = 11$	Sciolto-medio	Sabbia con $U \leq 2$ $D_{50} = 0,1 \div 1,2 \text{ mm}$	$O_{50}/D_{50} \leq 1,7 \div 2,7$
BHATIA AND HUANG (1995)	NW	Sperimentale	Fino a $i = 20$	-	$C_c > 7$ $C_c < 7$	$O_{95}/D_{85} < 0,65 \div 0,05 C_c$ ($n_{GT} > 60$) $O_{95}/D_{85} < 0,271 \div 0,36 C_c$ ($n_{GT} > 60$) $O_{95} < D_{85}(n_{GT} > 60)$
LAFLEUR (1999)	NP-NW	Sperimentale	Fino a $i = 18$	Sciolto	$D_I = D_{30}$ per terreno gap-graded	$1 < O_F/D_{30} < 5$
					Terreno con granulometria concava verso l'alto (rischio di erosione)	$1 < O_F/D_{30} < 5$

W= Geotessile tessuto; NW=Geotessile non tessuto; NP-NW= Geotessile non tessuto agugliato; HB-NW= Geotessile non tessuto termolegato

Tabella 1.12 Principali criteri di ritenzione per terreni granulari in condizioni di flusso ciclico (Moraci, Mandaglio, Cazzuffi, 2010)

AUTORE	TIPO DI GEOTESSILE	APPROCCIO PROGETTUALE	CONDIZIONI AL CONTORNO		CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI BASE		CRITERIO DI RITENZIONE
			GRADIENTE IDRAULICO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE	DENSITÀ RELATIVA	DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA	
RAGUTZKI (1973)	W; NW	-	-	Terreno non confinato	-	-	$O_F \leq 0,5D_{50} \div 0,7D_{50}$
RAGUTZKI (1973)	W	-	-	Terreno confinato	-	-	$O_F \leq 0,5D_{50} \div 1,3D_{50}$
RAGUTZKI (1973)	NW	-	-	Terreno confinato	-	-	$O_F \leq 0,5D_{50} \div 1,5D_{50}$
OGINK (1975)	W	Sperimentale	$i = 7$	-	-	Sabbia	$O_{98} \leq D_{85}$ Formazione di un filtro naturale
OGINK (1975)	NW	Sperimentale	$i = 7$	-	-	Sabbia	$O_{98} \leq D_{15}$ Formazione di un filtro naturale
SCHOBER AND TEINDL (1979)	W; NW	-	-	-	-	Sabbia $1 < U < 3$	$O_{90}/D_{85} \leq 1 \div 2,2$ $O_{90}/D_{50} \leq 1$
HEERTEN (1982)	W; NW	-	-	-	-	Terreno granulare	Limite superiore: $O_{90} \leq D_{50}$ Limite inferiore: $O_{90} \geq D_{15}$
LAWSON (1982)	-	-	-	-	-	-	Limite superiore: $O_{90} \leq D_{50}$ Limite inferiore: $O_{90} \geq D_{15}$
CHRISTOPHER AND HOLTZ (1985)	-	-	-	-	-	Funzione del tipo di terreno e di U	$O_{95}/D_{85} \leq 1 \div 2$ $O_{95}/D_{15} \leq 1$ oppure $O_{50}/D_{85} \leq 0,5$
C.F.G.G. (1986)	W; NW	-	-	-	$DR\% < 35\%$	-	$O_{50}/D_{85} \leq 0,5$
C.F.G.G. (1986)	-	-	-	-	$DR\% > 65\%$	-	$O_{50}/D_{85} \leq 0,75$
MOUW ET AL. (1986)	-	-	-	-	-	Sabbia	$O_{95}/D_{85} = 2$
FAURE (1988)	W; NW	-	-	-	Sciolta	Terreno granulare	$O_F/D_{85} \leq 0,5$
FAURE (1988)	-	-	-	-	Densa	Terreno granulare	$O_F/D_{85} \leq 0,75$
BRETELIER (1994)	Geotessile aperto geometricamente $O_{95}/D_{b90} > 1$ $100 \mu m < O_{90} < 300 \mu m$	-	-	-	-	Sabbia fine $D_{550} = 90 \mu m$ $D_{b90} = 130 \mu m$	$v_{f,cr} > 0,05 m/s$ $i_{f,cr} > \frac{0,01}{n^2 D_{f15}}$ $n = \text{Porosità}$ $D_{f15} = \text{Diametro corrispondente al 15\% in peso del passante del materiale filtrante che copre il geotessile}$

W= Geotessile tessuto; NW=Geotessile non tessuto; NP-NW= Geotessile non tessuto agulgiato; HB-NW= Geotessile non tessuto termolegato

1.6.3 Validazione dei differenti criteri di ritenzione terreni granulari stabili

Alcuni dei criteri di ritenzione riportati nelle tabelle precedenti sono stati opportunamente validati mediante l'esecuzione di prove sperimentali e, in particolare, di prove di filtrazione di lunga durata, condotte da numerosi ricercatori mediante apparecchiatura prototipo.

In relazione al valore del rapporto di ritenzione, definito come:

$$R_R = \frac{O_F}{d_I}$$

In cui O_F è l'apertura caratteristica di filtrazione e d_I la dimensione indicativa del terreno di base (Lafleur et al., 1989), possono verificarsi tre differenti situazioni (mostrate in Figura 1.7)

:

- Se $R_R \gg 1$ si può manifestare uno stato limite di erosione del terreno di base o piping;
- Se $R_R \cong 1$ si può generare una transizione filtrante stabile o bridging nel terreno di base;
- Se $R_R \ll 1$ può insorgere uno stato limite di occlusione all'interfaccia o d'intasamento del filtro nel caso di terreni di base internamente instabili.

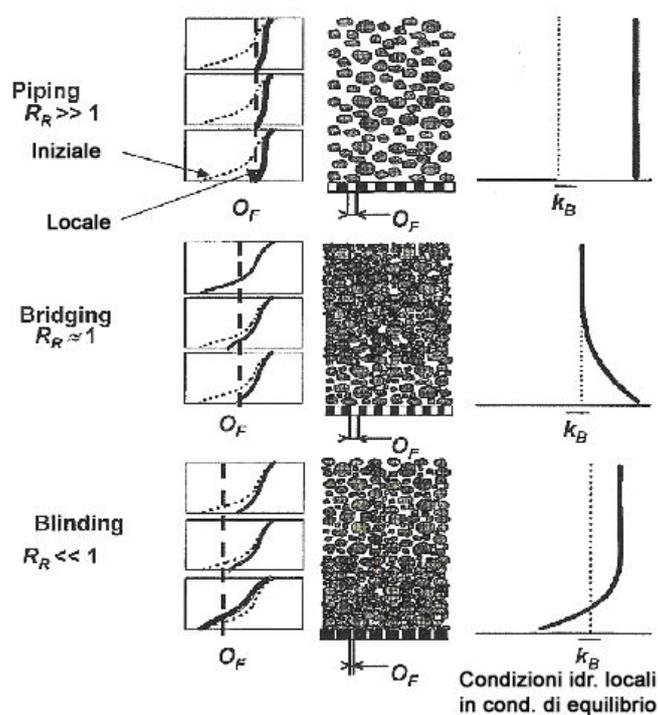


Figura 1.7 Variazione della struttura dei pori, granulometria e permeabilità durante la filtrazione nei terreni granulari a granulometria estesa (Ielo 2011, modificata da Lafleur 1999)

Sono riportati in *Figura 1.8*, *Figura 1.9* e *Figura 1.10*, i grafici relativi alla validazione dei diversi criteri di ritenzione riportati nelle tabelle precedenti.

I grafici riportano il confronto tra i risultati sperimentali e i criteri rispettivamente per:

- Terreni granulari uniformi;
- Terreni a granulometria ben distribuita;
- Terreni granulari internamente instabili.

Le zone tratteggiate rappresentano il campo di variazione dei limiti dei criteri di ritenzione; i simboli pieni rappresentano un sistema filtrante stabile; quelli bianchi, invece, un sistema filtrante internamente instabile ovvero indicano il raggiungimento degli stati limite di erosione del terreno di base o di blinding/clogging del filtro.

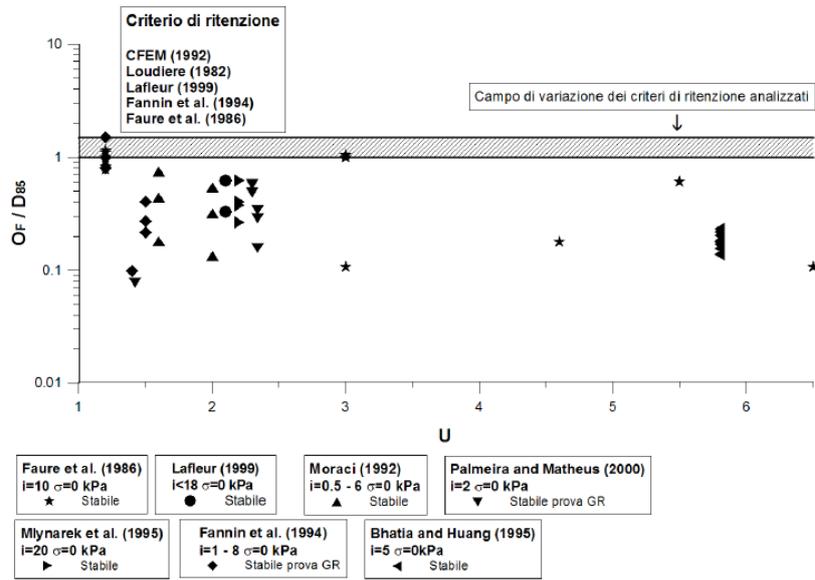


Figura 1.8 Confronto tra risultati sperimentali e criteri di ritenzione per terreni granulari uniformi (Ielo, 2011)

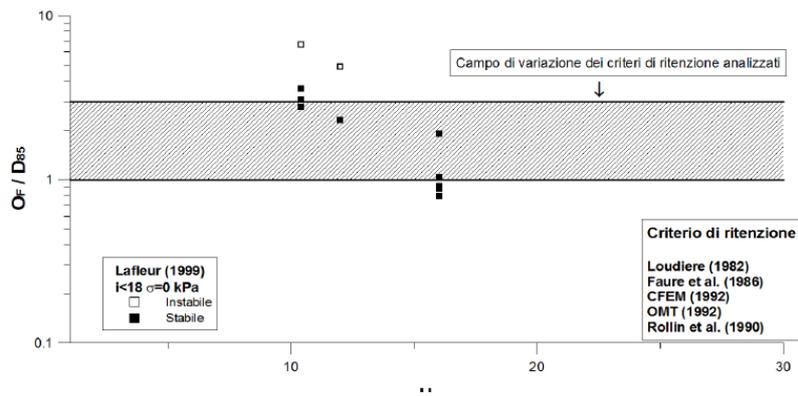


Figura 1.9 Confronto tra risultati sperimentali e criteri di ritenzione per terreni a granulometria ben distribuita (Ielo, 2011)

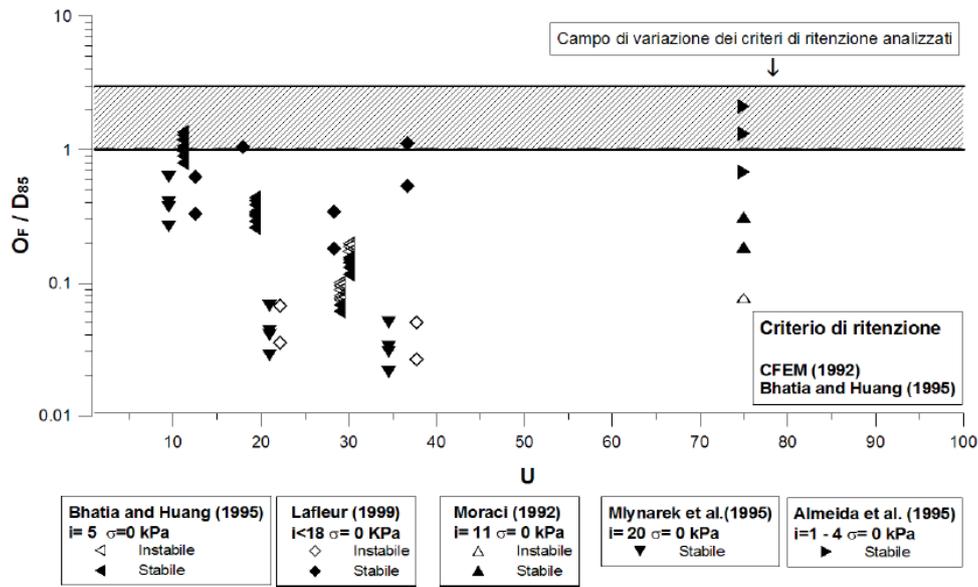


Figura 1.10 Confronto tra risultati sperimentali e criteri di ritenzione per terreni granulari internamente instabili (Ielo, 2011)

In Figura 1.11, Figura 1.12 è riportato, inoltre, un confronto fra i risultati sperimentali e il limite inferiore del criterio di ritenzione per terreni granulari internamente.

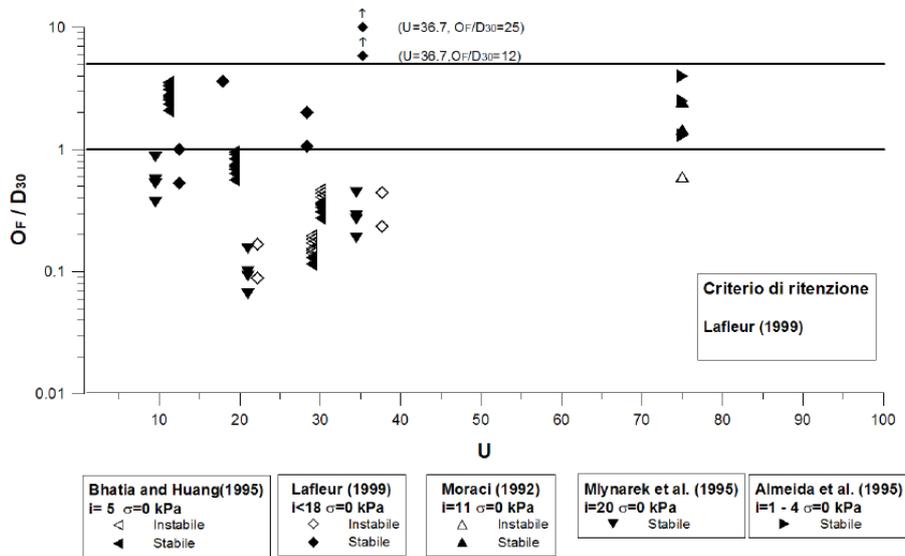


Figura 1.11 Confronto tra risultati sperimentali e limite inferiore del criterio di ritenzione di Lafleur (1999) per terreni granulari internamente instabili

Analizzando tale diagramma è possibile osservare come per valori di rapporto di ritenzione minori di quello critico minimo $\left(\frac{O_F}{D_{30}}\right)$, il comportamento dei filtri sia in alcuni casi stabile e in altri instabile. Tale circostanza porta a concludere che il diametro critico D_{30} usato da Lafleur (1999) non sia sempre rappresentativo dei terreni granulari internamente instabili.

L'analisi del criterio di progetto proposto da Moraci (1992) è stata condotta costruendo il grafico di *Figura 1.11* in cui i risultati delle prove di filtrazione di lungo termine, condotte dai differenti ricercatori, sono confrontati con i limiti inferiore e superiore di O_F proposti da Moraci (1992) (sempre in termini di rapporto critico di ritenzione) considerando la distribuzione granulometrica e il diametro critico di soffusione del terreno di base, D_C . (Ielo 2011)

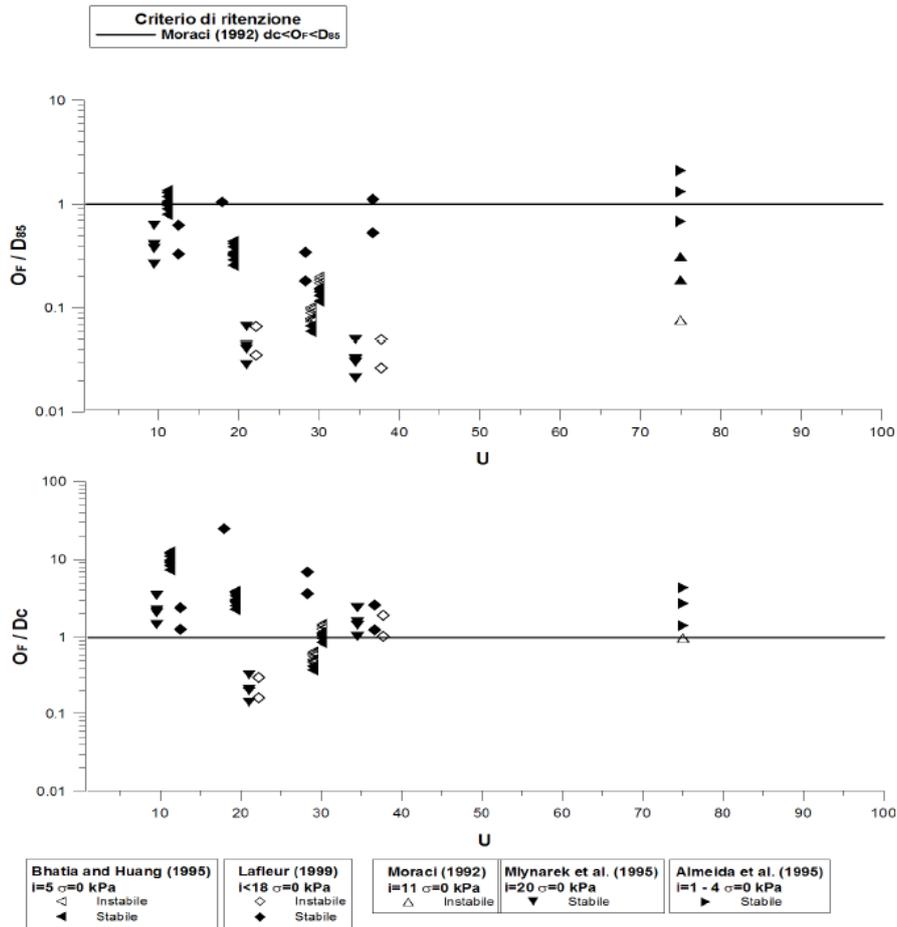


Figura 1.12 Confronto tra risultati sperimentali e limite inferiore del criterio di ritenzione di Moraci (1992) per terreni granulari internamente instabili

I risultati riportati nel grafico di *Figura 1.12* sembrano indicare come tale criterio di progetto ritenzione sia in genere affidabile, pur necessitando lo stesso di ulteriori approfondimenti.

2 Stabilità interna e metodi per la sua determinazione

Tutti i terreni possiedono uno scheletro solido di particelle che supportano i carichi e trasferiscono gli sforzi. Nei pori di tale scheletro solido possono esistere particelle sciolte libere di muoversi fra le costrizioni formate dallo scheletro solido.

Le costrizioni sono variabili in dimensioni e pertanto le particelle sciolte hanno una distanza di trasporto variabile.

I terreni privi di coesione che sotto l'influenza di flusso idraulico possono manifestare un comportamento in cui i grani della frazione fine migrano negli interstizi della matrice formata dalla frazione dello scheletro solido sono detti terreni internamente instabili.

Le transizioni filtranti costituite da tali terreni possono diventare inefficienti col passare del tempo per via della migrazione delle particelle fini, per tali ragioni, nell'ambito della progettazione delle transizioni filtranti, lo studio della stabilità interna riveste fondamentale importanza.

In questo capitolo si definisce la stabilità interna dei terreni e si descrivono i principali metodi per la sua determinazione disponibili in letteratura.

In particolare, con l'espressione "stabilità interna" si fa riferimento alla capacità di un terreno granulare di prevenire le perdite delle particelle fini per via degli agenti di disturbo quali, ad esempio, moto di filtrazione o vibrazioni. (Kenney e Lau, 1985).

Il problema della stabilità interna è legato, principalmente, ai problemi d'interfaccia che spesso si presentano nella meccanica dei terreni che riguardano i fenomeni di trasporto delle particelle al contatto fra mezzi di diversa composizione granulometrica o comunque di diversa porosità sotto l'azione di un fluido filtrante.

Un sistema filtrante può ritenersi idraulicamente *stabile* quando, dopo un periodo transitorio iniziale corrispondente alla formazione del filtro naturale, la permeabilità del sistema si mantiene costante nel tempo senza che, contemporaneamente, si verifichino perdite apprezzabili del materiale da proteggere (Moraci, 1992).

Al contrario, un terreno è definito *internamente instabile* quando esiste una frazione granulometrica del terreno stesso libera di muoversi all'interno dei pori generati dallo scheletro solido.

Tale fenomeno di movimento delle particelle fini all'interno del terreno di base è definito in letteratura con il termine di soffusione ("suffusion"). (Moraci, 1992).

Affinché si manifesti il fenomeno della soffusione, devono essere soddisfatti i seguenti criteri:

- La dimensione delle particelle fini deve essere più piccola delle dimensioni delle costrizioni tra le particelle più grosse, che formano lo scheletro solido del terreno;

- La quantità di particelle fini deve essere più piccola di quella necessaria a riempire i vuoti dello scheletro solido (se ci sono troppe particelle fini che riempiono i vuoti, le particelle più grandi saranno “flottanti” nella matrice di particelle fini, e quindi non esisterà uno scheletro solido formato da particelle di terreno grandi);
- La velocità del flusso dentro la matrice di terreno deve essere abbastanza grande da spostare le particelle libere di terreno fine attraverso le costrizioni generate dalle particelle più grandi.

I primi due criteri sono correlati alla curva granulometrica di un terreno (criteri geometrici), mentre il terzo criterio è correlato alla forza di trascinamento esercitata dal flusso che produce il movimento delle particelle fini (criterio idraulico).

In un terreno internamente instabile, il diametro più grande della frazione di terreno libera di muoversi all'interno dei pori generati dalle particelle costituenti lo scheletro solido è definito diametro critico di soffusione D_c .

Tale diametro, può essere determinato utilizzando differenti metodi semi empirici, teorici e grafici [Kézdi 1969; Sherard 1979; Kenney e Lau 1985, Chapuis 1992, Moraci et al. 2012a].

I metodi disponibili in letteratura analizzano il problema della stabilità interna dal punto di vista geometrico prescindendo, cautelativamente, dalle condizioni idrauliche e possono condurre a differenti valutazioni della stabilità interna.

L'instabilità interna produce segregazione delle particelle fini, modifica le proprietà di drenaggio e fa incrementare la pressione dei pori e la ritenzione capillare e potrebbe creare problemi di danneggiamento.

Per tal motivo i metodi di progettazione devono tener in considerazione il rischio che la permeabilità dei terreni naturali e delle fondazioni potrebbe modificarsi per via della migrazione delle particelle fini che, quindi, deve essere evitata.

Premesso che un filtro deve soddisfare i criteri prima detti, la scelta dei diversi criteri è fondamentale per l'analisi della stabilità interna.

Infatti, il meccanismo di filtrazione dei terreni a granulometria estesa e quelli a granulometria uniforme è diverso.

Fra i fattori d'influenza della stabilità interna vi sono:

- L'importanza delle forze di distribuzione dovute alla vibrazione o alla filtrazione;
- Gli effetti della stabilizzazione o della destabilizzazione delle forze di disturbo;
- Il rapporto dei vuoti;
- La segregazione iniziale dei terreni. (Chapuis, 1992);

E, ancora:

- La dimensione e la distribuzione delle particelle;
- La porosità e la densità relativa;
- L'intensità delle forze di disturbo.

Alcuni autori hanno ipotizzato che l'instabilità è correlata alla forma della curva

granulometrica e che essa si verifichi nel caso di curve cosiddette gap-graded. Tuttavia alcuni studi dimostrano che terreni che presentano tale andamento non debbano essere necessariamente instabili (Kenney e Lau, 1985).

La stabilità interna di un terreno dipende principalmente dalla sua distribuzione granulometrica, dallo stato di addensamento e dai gradienti idraulici applicati. La potenziale instabilità aumenta generalmente all'aumentare del coefficiente di uniformità del terreno, al diminuire della densità relativa e all'aumentare del gradiente idraulico applicato (Moraci et al., 2010, Moffat e Fannin, 2011, Chang e Zhang, 2012).

Ai fini dello studio della stabilità interna dei terreni di base sono stati sviluppati diversi criteri di progettazione; essi seguono:

- Approccio teorico;
- Approccio geometrico-probabilistico, che applica un modello probabilistico a uno schema geometrico di natura fondamentalmente deterministica;
- Approccio sperimentale.

Nella pratica è uso comune assumere che gli strati adiacenti ai filtri hanno conduttività idraulica e distribuzione granulometrica costante. Tali strati sono considerati omogenei e stabili nelle soluzioni di progettazione teorica, sebbene ciò non corrisponda sempre alla realtà. Tali strati possono divenire eterogenei o modificare le loro caratteristiche per vicissitudini diverse.

Per terreni granulari internamente stabili esistono anche metodi di progetto teorici basati sulla curva granulometrica del terreno di base e sull'apertura caratteristica di filtrazione del geotessile. Le regole pratiche per prevenire fenomeni d'instabilità fra strati adiacenti sono conosciuti come *Filter Criteria*.

Esistono in letteratura diversi criteri di progettazione delle transizioni filtranti e per definire la stabilità. Per lo studio della stabilità interna dei terreni si può ricorrere a:

- Metodi teorici;
- Metodi semi-empirici;
- Metodi empirici.

In particolare si è deciso di analizzare il comportamento di otto terreni mediante:

- Metodo teorico:
 - Con il metodo di SimulFiltr;
- Metodo semi-empirico:
 - Con il metodo di Kézdi;
 - Con il metodo di Sherard;
 - Con il metodo di Kenney & Lau;
 - Metodo del Butterfly Wings Chart
- Metodo empirico:
 - Con le prove di filtrazione di lunga durata.

Se i criteri semi-empirici presenti in letteratura hanno il limite di non aver un campo di applicabilità adeguato a tutti i tipi di terreni portando, a volte, persino a risultati contrastanti, il Butterfly Wings Chart e SimulFiltr necessitano di ulteriori approfondimenti.

Nella tesi è stato analizzato il comportamento in termini di stabilità interna di otto terreni mediante un metodo teorico (SimulFiltr), metodi semi-empirici (Metodi di Kézdi; di Sherard; di Kenney & Lau), metodo grafico (Butterfly Wings Chart). Infine, la stabilità interna di tali terreni è stata verificata in laboratorio mediante prove di filtrazione di lunga durata.

2.1 Metodi semi-empirici per l'analisi della stabilità interna

I metodi semi-empirici per l'analisi della stabilità interna derivano da studi teorici e/o risultati sperimentali e si basano, inoltre, su considerazioni geometriche.

In particolare, i criteri di progettazione disponibili si riferiscono, principalmente, alle dimensioni delle particelle del filtro (generalmente il D_{15}, D_{50}, D_{85}) e alle dimensioni del terreno di base (generalmente il d_{15}, d_{50}, d_{85}) per il quale occorre prevenire la migrazione delle particelle fini (Chapuis, 1992).

Tali criteri sono stati sviluppati per gli strati dei filtri nelle dighe e negli argini e si basano generalmente su risultati sperimentali e su studi sulla dimensione dei pori e delle costrizioni.

I primi studi (Lubochoy 1965, 1969) correlano il rischio di soffusione al rapporto fra i vuoti e relazioni fra le dimensioni dei diametri dei grani consecutive della curva granulometrica.

Altri criteri sono stati sviluppati anche sulle basi del criterio di Terzaghi secondo il quale è necessario si abbia:

$$\frac{D_{15} (coarse)}{D_{85} (fine)} < 4 < \frac{D_{15} (coarse)}{D_{15} (fine)}$$

Esistono, in letteratura, diversi criteri semi empirici per l'analisi della stabilità interna dei terreni.

Molti di essi sono stati sviluppati in seguito a test di laboratorio e sulla base di considerazioni geometriche.

Fra questi, il criterio di Kézdi (1969), il criterio di Sherard (1979) e il criterio di Kenney e Lau (1985) sono fra i più utilizzati per l'analisi della stabilità interna dei terreni granulari, necessaria ai fini della progettazione.

Tali criteri possono essere enunciati mediante espressioni matematiche simili in cui la pendenza della curva secante la distribuzione granulometrica indica il rischio d'instabilità interna (Chapuis, 1992).

Sebbene ben approssimano i risultati di modelli fisici di laboratorio, è importante ricordare che essi vanno comunque utilizzati con cautela.

Si ribadisce che sebbene i criteri semi-empirici, l'esperienza e le normative offrano buoni spunti per una corretta progettazione, non si devono trascurare le modifiche delle condizioni di sicurezza che conseguono alle variazioni di composizione granulometrica del materiale di

base e del filtro causate dalla variabilità naturale dei terreni delle cave di prestito, o da non corrette modalità di posa in opera.

Per via della complessa interazione fra il terreno di base-filtro è preferibile applicare criteri per la progettazione dei filtri che siano stati sviluppati a seguito di prove di filtrazione.

2.1.1 Metodo di Kézdi

Le basi del criterio di Kézdi, atto a valutare la stabilità interna dei terreni granulari, si fondano sul criterio di filtrazione di Terzaghi (1939) verificato sperimentalmente da Bertram (1940).

L'autore mise in relazione il pericolo dell'erosione del materiale granulare con la capacità di autofiltrante di un terreno, definita in funzione della compatibilità granulometrica di una porzione di terreno che funge idealmente da scheletro solido di comportarsi da filtro rispetto alla restante parte del terreno.

Secondo tale metodo, ideato nel 1969, un terreno è considerato internamente instabile qualora sia verificata la seguente disuguaglianza:

$$D_{15}^c/D_{85}^f \geq 4$$

Essendo:

- D_{15}^c = Diametro della curva granulometrica costituita dalla frazione grossa in corrispondenza del 15% del passante in peso;
- D_{85}^f = Diametro della curva granulometrica costituita dalla frazione fine in corrispondenza dell'85% del passante in peso.

2.1.2 Metodo di Sherard

Sherard, nel 1979, sviluppò un criterio analogo al criterio di Kézdi.

L'autore definisce inoltre l'indice d'instabilità, I_r .

Tale indice definisce la condizione d'instabilità ed è definito come:

$$I_r = D_{15}^c/D_{85}^f$$

Essendo:

- D_{15}^c = Diametro della curva granulometrica costruita costituita dalla frazione grossa in corrispondenza del 15% del passante in peso;
- D_{85}^f = Diametro della curva granulometrica costruita costituita dalla frazione fine in corrispondenza dell'85% del passante in peso.

Secondo il metodo di Sherard del 1979 un terreno è considerato internamente instabile qualora sia verificata la seguente disuguaglianza:

$$I_r \geq 5$$

2.1.3 Metodo di Kenney & Lau

Il metodo di Kenney e Lau è un metodo grafico in cui la valutazione dell'evolvente instabilità potenziale di un terreno dipende dalla cosiddetta *Shape Curve*, la cui rappresentazione grafica è rappresentata in Figura 2.1.

Il metodo si basa su considerazioni di carattere geometrico e deriva dalla valutazione della stabilità interna di terreni granulari a partire dall'interpretazione di prove di filtrazione in condizioni di carico idraulico costante e di flusso monodirezionale diretto dall'alto verso il basso.

Gli autori, per riprodurre condizioni più gravose, associarono leggere vibrazioni al campione durante la prova, al fine di favorire lo spostamento delle particelle.

Inoltre, a fine prova, gli autori separarono i vari strati del campione eseguendo per ognuno di essi l'analisi granulometrica identificando, così, tre zone:

1. La *Top Transition Zone*, caratterizzata da una granulometria maggiore di quella di partenza che conferma l'esistenza di particelle sciolte che sotto l'azione di un flusso idraulico possono migrare negli strati inferiori del campione;
2. La *Central Homogeneous Zone*, caratterizzata da una granulometria uguale a quella del terreno iniziale o, in alcuni casi, una granulometria leggermente maggiore, per via di una perdita di particelle al suo interno;
3. La *Bottom Transition Zone*, caratterizzata da una granulometria minore di quella di partenza, per via della migrazione del fine dagli strati superiori.

Essi affermano, sulla base di considerazioni di carattere geometrico, che le particelle di diametro D possono passare attraverso le costrizioni formate da particelle di diametro $D \geq 4D$ e che per prevenire il trasporto è necessario che la quantità di pori costituiti da particelle di diametro di dimensioni comprese nell'intervallo $(D \div 4D)$, definita dal valore H , sia più grande della quantità di particelle con diametro minore o uguale a D , definita dal valore F .

Pertanto, secondo il criterio di Kenney & Lau un terreno si considera internamente instabile se, in corrispondenza di un determinato diametro D , è soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H < \alpha F$$

Ovvero:

$$P(D \div 4D) < \alpha P(\leq D)$$

Essendo:

- H = Quantità di pori costituiti da particelle di diametro compreso nell'intervallo $(D \div 4D)$;
- F = Quantità di particelle minore o uguale a D ;
- α = coefficiente pari a 1 per $F \in [0 \div 30]\%$.

Kenney e Lau, inoltre, hanno evidenziato che la possibilità di movimento del fine non è una condizione sufficiente a definire instabile un terreno, perciò hanno definito dei campi di validità della linea di confine.

Secondo gli autori, infatti, le particelle sciolte libere di migrare all'interno dei pori sono al massimo il 20% in peso per i terreni a granulometria estesa e il 30% per i terreni uniformi, e quindi la validità della linea limite si avrà fino alle percentuali in peso F indicate nei due casi.

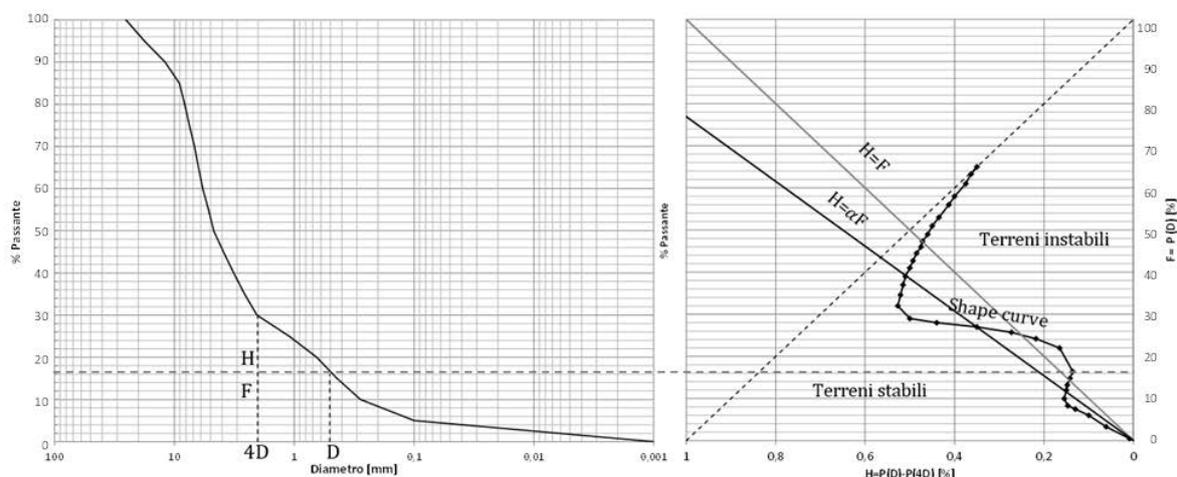
COSTRUZIONE DELLA "SHAPE CURVE" SECONDO IL CRITERIO DI KENNEY E LAU


Figura 2.1 Esempio di costruzione della "Shape Curve" secondo il criterio di Kenney e Lau (1985) per un terreno internamente instabile

2.1.4 Metodo di Chapuis

Chapuis (1992) ha dimostrato che i criteri semi-empirici prima illustrati possono essere espressi mediante espressioni matematiche simili che definiscono il valore della pendenza limite della retta secante la curva granulometrica del terreno in esame per il quale si ha il rischio d'instabilità interna.

Alla luce di tale considerazione, i precedenti criteri possono essere modificati come segue:

- **Criterio di Kézdi**

Un terreno è considerato internamente instabile se lungo la sua curva granulometrica si ha una pendenza secante inferiore al valore di $S=24,9\%$.

- **Criterio di Sherard**

Un terreno è considerato internamente instabile se lungo la sua curva granulometrica si ha una pendenza secante inferiore al valore di $S=21,5\%$.

- **Criterio di Kenney e Lau**

Un terreno è considerato internamente instabile se, per un diametro particellare $D \leq D_F$ ($F \leq 30\%$), la pendenza secante della granulometria è inferiore al valore $S = 1,66F$. La pendenza limite di Kenney e Lau, pertanto, aumenta all'aumentare della percentuale in peso considerata lungo la curva granulometrica analizzata.

2.2 Modelli teorici per l'analisi della stabilità interna

I primi modelli teorici per l'analisi della soffusione sono stati formulati da ricercatori dell'Est. Tali metodi sfruttano il modello dei tubi capillari ipotizzando che il fenomeno della soffusione non si manifesta ovvero che il terreno sia internamente stabile qualora risulti:

$$d_o < D_{min}$$

In cui d_o è il diametro medio dei pori e D_{min} è il diametro minimo del terreno di base.

In particolare, il diametro medio dei pori può essere ottenuto, mediante il modello analogico suddetto, utilizzando la relazione:

$$d_o = 4 \cdot \frac{n}{1-n} \cdot \frac{D_h}{\alpha}$$

Essendo n la porosità, α il coefficiente di forma dei grani e D_h il diametro equivalente del mezzo granulare calcolato, a sua volta come:

$$D_h = \frac{1}{\sum_i \frac{\Delta S_i}{D_i}}$$

In cui ΔS_i è la percentuale in peso delle particelle appartenenti all'intervallo i -esimo ed aventi diametro medio D_i .

Utilizzando tale modello, Istomina nel 1957 fornì delle relazioni limite correlate al coefficiente di uniformità del terreno di base, C_u . Tali relazioni rappresentano il limite superiore della stabilità e quello inferiore dell'instabilità:

- $C_u \leq 10$ Terreno stabile;
- $C_u \geq 20$ Terreno instabile.

Sulla base di un'ampia indagine sperimentale, Lobotchkov (1965) ha criticato l'espressione $d_o < D_{min}$ asserendo che la stessa non assicura la stabilità interna dello strato.

Durante gli esperimenti effettuati, l'autore ha osservato, infatti, movimenti elevati di particelle anche nel caso in cui $d_o < D_{min}$, correlabili, a suo parere, alla forma della curva granulometrica.

Tale risultato si spiega col fatto che il modello del tubo capillare determina d_o a partire dalla granulometria di tutto il materiale mentre, nel caso di terreni instabili, tale diametro andrebbe valutato utilizzando soltanto la parte di curva costituente lo scheletro solido, non nota a priori. (Moraci, 1992).

Lobotchkov propone, pertanto di analizzare la forma della curva granulometrica e in particolare i valori di alcuni rapporti dipendenti dal coefficiente di sicurezza, B , considerato.

Secondo l'autore, un terreno non è suscettibile alla soffusione quando la pendenza della curva di distribuzione granulometrica è minore o uguale a un determinato limite, fissato per ogni intervallo di granulometria.

Il metodo, la cui rappresentazione grafica è indicata in Figura 2.2, può essere espresso analiticamente mediante le seguenti relazioni:

- Se $\frac{D_{n-1}}{D_n} = \frac{D_n}{D_{n+1}} = 10$ e $B = 1$

$$\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{4} \leq 1$$

- Se $\frac{D_{n-1}}{D_n} = \frac{D_n}{D_{n+1}} = 5$ e $B = 1,5$

$$\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{2,6} \leq 1$$

- Se $\frac{D_{n-1}}{D_n} = \frac{D_n}{D_{n+1}} = 2,5$ e $B = 2,3$

$$\frac{\Delta S_1 / \Delta S_2}{1,7} \leq 1$$

In cui:

- D_n è il diametro arbitrariamente scelto sulla curva granulometrica;
- D_{n+1} e D_{n-1} sono i diametri ottenuti moltiplicando o dividendo per 10, 5 o 2,5 D_n a seconda del coefficiente di sicurezza utilizzato;
- $\Delta S_1, \Delta S_2$ sono la differenza tra le percentuali in peso corrispondenti ai diametri D_{n-1} e D_n e D_n e D_{n+1} , rispettivamente.

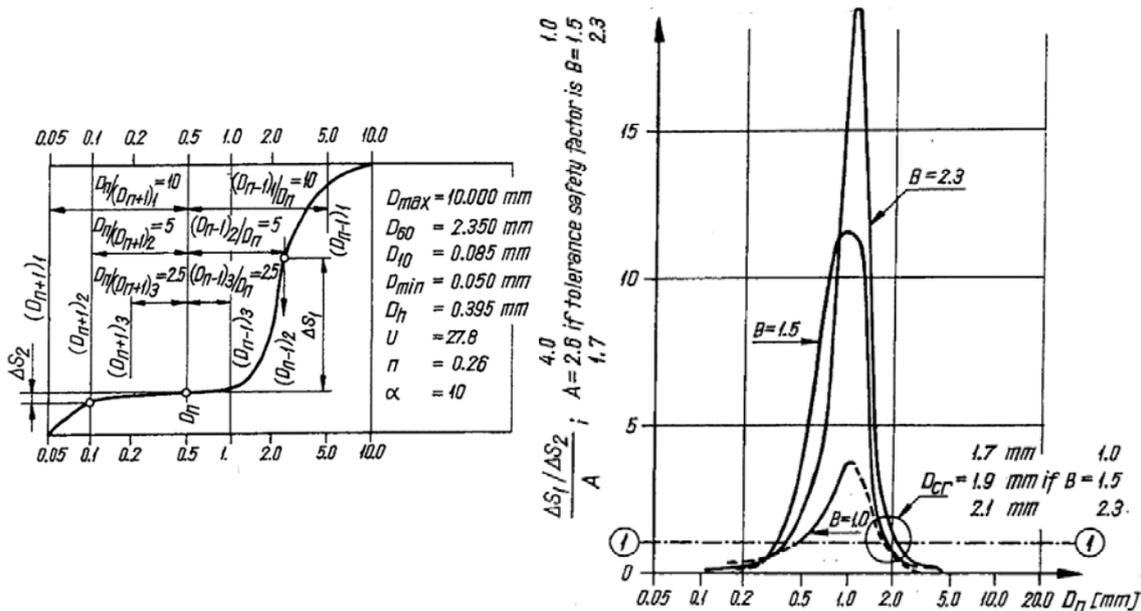


Figura 2.2 Metodo analitico per la determinazione delle dimensioni dei grani suscettibili alla soffiatura (Lubochkov 1965)

Altri metodi teorici sono stati sviluppati da: Fuller e Thompson (1907), US Army Corps of Engineers (1953), De Mello (1975), Kenney, Lau e Clute (1983), Kenney, Lau e Clute (1984), Kenney, Chahal, Ofoegbu, Omange e Ume (1985), Sun (1989), Lafleur, Mlynarek e Rollin (1989, 1993), Burenkova (1993), Skempton e Brogan (1994), Chapuis, Constant e Baass (1996), Schuler (1995), Foster e Fell (1999, 2001).

Si sottolinea che i modelli matematico-teorici sono strumenti molto potenti che rivestono, oggi, un ruolo fondamentale durante le fasi di progettazione delle transizioni filtranti.

Alcuni di essi permettono di simulare il movimento delle particelle del terreno di base attraverso i pori dello scheletro solido o del filtro, movimento che è dovuto alla forza di trascinamento del fluido e alla geometria del sistema, predicendo la stabilità del terreno di base o l'interazione fra terreno di base-filtro.

Negli ultimi anni sono stati sviluppati molti modelli matematici per esaminare l'erosione interna e il moto di filtrazione dei terreni.

Le basi dell'analisi numerica sono:

- 1- Rappresentare il filtro attraverso una formulazione di un modello dei pori,

generalmente basato sulla distribuzione delle dimensioni delle particelle del filtro. Ciò comporta che solo le particelle più larghe delle costrizioni dei pori non possono muoversi attraverso il filtro.

- 2- Per simulare il movimento delle particelle del terreno di base, generalmente, si esegue un'analisi del movimento delle singole particelle attraverso i pori del filtro. Le particelle si muovono per via dell'influenza delle forze di trascinamento finché non sono eventualmente bloccate dalle costrizioni dei pori o se la forza di trascinamento non è sufficiente affinché si muovano.

I modelli matematici si basano su diverse d'ipotesi semplificative che potrebbero limitarne l'applicabilità e ridurre la loro accuratezza.

Questi modelli, infatti, non considerano la forza interparticellare e la resistenza all'erosione e, ancora, sono conservativi per i terreni di base coesivi. I modelli dovrebbero essere calibrati mediante prove di laboratorio.

Ma questi sono molto utili durante la fase di progettazione per determinare, per esempio, lo spessore del filtro.

Ci si concentra ora sul metodo geometrico-probabilistico di Moraci (1992) sulle cui basi è stato sviluppato il metodo teorico di SimulFiltr.

Se i criteri semi-empirici spesso sono limitanti poiché derivano da ipotesi troppo semplificative sull'assetto strutturale di un filtro e non permettono di evidenziare il ruolo svolto dalla porosità del sistema, il metodo di SimulFiltr si basa sulla considerazione che la distribuzione dei pori si modifichi nel corso del processo di diffusione particellare.

Infatti, SimulFiltr è stato realizzato in modo che ogni confronto, dal quale risulta che il diametro del poro è maggiore di quello della generica particella, modifica la distribuzione dei vuoti disponibili per i confronti successivi.

2.2.1 Metodo teorico di Moraci (1992)

Il metodo teorico di Moraci (1992) per l'analisi della stabilità interna dei terreni granulari a contatto con geotessili si basa su un approccio di tipo geometrico-probabilistico.

Secondo tale metodo, si riporta in un grafico semilogaritmico la curva granulometrica del terreno di base e l'apertura caratteristica di filtrazione del geosintetico ($O_F = O_{95}$), quest'ultima rappresentata da una retta (Figura 2.3).

Tale retta, intersecando la curva granulometrica del terreno di base in un punto, divide quest'ultima in due parti identificando, così, due classi di particelle (Figura 2.3):

- Classe 1: classe costituita dalle particelle più grandi dell'apertura di filtrazione del geotessile;
- Classe 2: composta dalle particelle più piccole dell'apertura di filtrazione del geotessile.

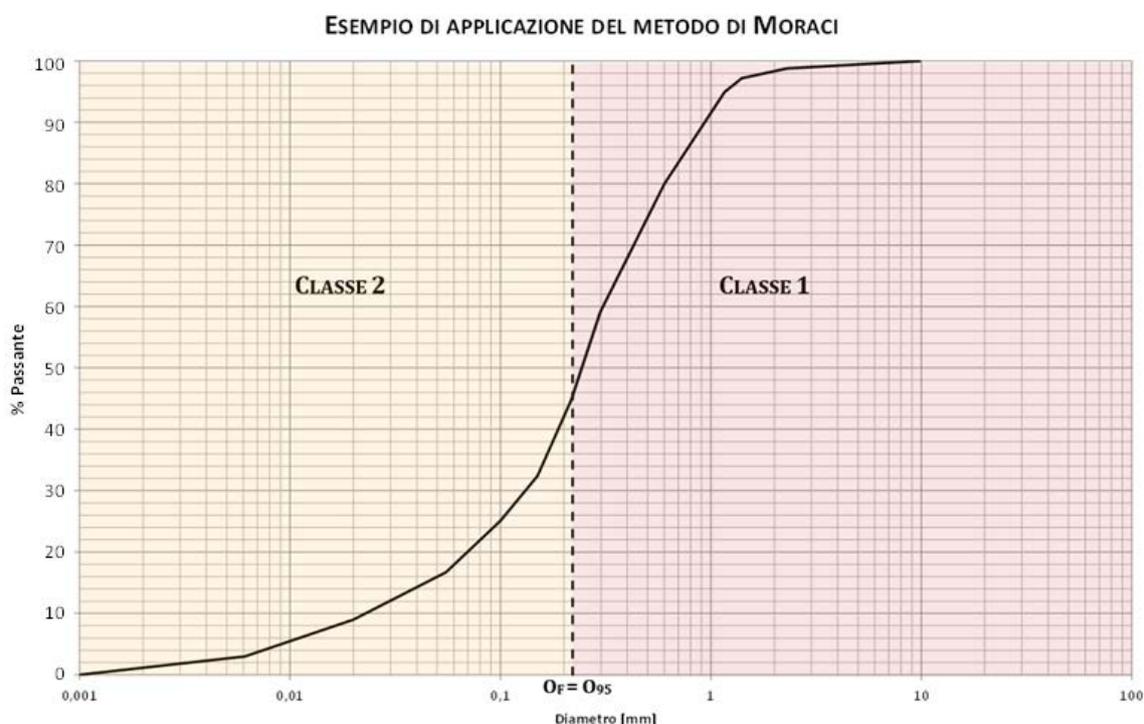


Figura 2.3 Esempio di rappresentazione grafica della suddivisione della curva granulometrica in classi secondo il metodo di Moraci

Le particelle di classe 1 non possono attraversare il geotessile per motivi puramente geometrici, a causa delle loro dimensioni e rimarranno nella zona di contatto (interfaccia) in prossimità del filtro in geotessile.

Assumendo, cautelativamente, che tutte le particelle di diametro più piccolo di O_{95} (particelle di classe 2), che si trovano nella zona di contatto, passino attraverso il filtro, la zona di contatto risulterà costituita solo dalle particelle di classe 1.

Nota la distribuzione granulometrica delle particelle di classe 1 può essere determinata, ipotizzando uno stato di addensamento del terreno denso o sciolto, anche la distribuzione dei pori della zona di contatto [Silveira 1965].

La capacità di ritenzione della zona di contatto relativamente alle particelle di classe 2 poste a monte di tale zona è poi studiata per mezzo di un metodo geometrico-probabilistico [Musso e Federico 1983] per determinare il percorso massimo compiuto dalle particelle più fini all'interno dello strato filtrante.

Quando si raggiungono le condizioni di equilibrio, tutte le particelle del terreno di base saranno bloccate nella zona di contatto, ovvero dalla zona di transizione che si genera a monte del filtro.

Possono nascere due differenti situazioni:

1. Nessuna delle particelle di classe 2 attraversa i pori della zona di contatto;
2. Alcune particelle di classe 2 saranno intrappolate nei pori della zona di contatto mentre altre passeranno attraverso il geotessile.

In quest'ultimo caso, la zona di contatto sarà composta da particelle di classe 1 e 2 e ci sarà, così, una modifica della distribuzione granulometrica e porometrica della zona di contatto.

Nel primo caso, invece, la zona di contatto sarà composta solo da particelle di classe 1.

La corretta scelta di O_{95} dovrebbe dividere la curva granulometrica del terreno di base in modo tale che la zona di contatto costituita dalle sole particelle di classe 1 abbia una distribuzione dei pori in grado di trattenere tutte le particelle del terreno di base di classe 2. L'affidabilità di tale metodo per la progettazione dei filtri di geotessile a contatto con terreni granulari stabili è stata illustrata in precedenti lavori [Moraci 1992, 1996].

2.2.2 Metodo teorico di SimulFiltr (Ielo, 2011)

SimulFiltr è un potente strumento di simulazione della stabilità interna dei terreni di base che consente di descrivere il possibile processo di filtrazione del sistema. Esso permette, inoltre, la valutazione della massa passante di particelle attraverso gli strati costituenti il terreno, a partire dall'assetto iniziale che è di volta in volta modificato per via dell'accumularsi o della perdita delle particelle.

Tali informazioni possono essere estremamente importanti allorquando si progettano le transizioni filtranti poiché permettono di avere un quadro del probabile comportamento delle stesse e, nota che sia la massa passante attraverso lo scheletro solido è possibile studiare l'interazione terreno di base-filtro.

SimulFiltr rappresenta, pertanto, un ulteriore strumento per valutare la stabilità interna dei terreni granulari.

Si tratta di un metodo teorico sviluppato recentemente che riproduce le caratteristiche del terreno per mezzo di un elaborato algoritmo utilizzando il programma di calcolo Matlab.

In breve, SimulFiltr simula il meccanismo di filtrazione delle particelle attraverso le costrizioni presenti nei k strati che schematizzano il terreno base confrontando le dimensioni del fine di uno strato con quelle dei vuoti dello strato successivo.

In dettaglio, a partire dal primo strato, si confrontano le dimensioni delle particelle di uno strato con quelle delle costrizioni dello strato successivo (Figura 2.4).

Se le particelle del terreno di base sono più piccole delle costrizioni dello strato successivo, esse passano attraverso tali costrizioni, altrimenti restano incastrate nello scheletro solido.

Tale algoritmo si basa, essenzialmente, sull'applicazione del Metodo teorico di Moraci [1996] e sul metodo geometrico probabilistico di Silveira (1965) ed è stato validato e opportunamente calibrato mediante precedenti prove di laboratorio (Ielo, 2011).

Alla base di tale metodo teorico vi è, perciò, un metodo geometrico-probabilistico che simula matematicamente il processo di filtrazione modellando il terreno attraverso una serie di strati formati da costrizioni e particelle e che determina statisticamente l'attraversamento delle particelle fini del terreno di base attraverso le costrizioni dello scheletro solido.

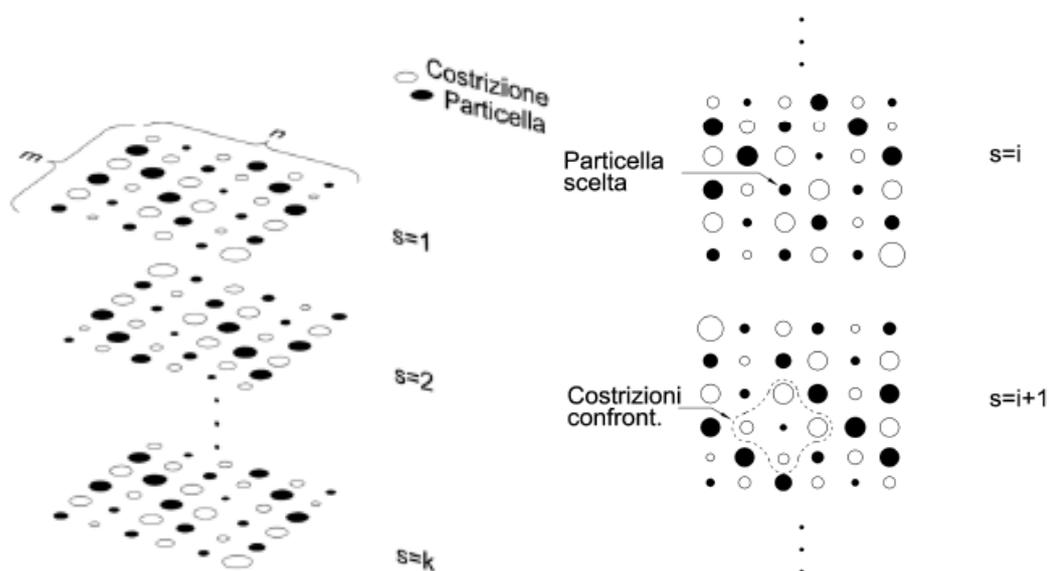


Figura 2.4 Schematizzazione del terreno in strati secondo il metodo di SimulFiltr e simulazione del confronto della particella dello strato i -esimo con le costrizioni dello strato successivo (Ielo, 2011)

SimulFiltr è utile anche per determinare il diametro critico di soffusione, D_c , e rappresenta un'interessante alternativa ai metodi semi-empirici generalmente utilizzati per valutare la stabilità interna di un terreno granulare.

A tal fine si considera l'intera curva granulometrica del terreno da analizzare e la si discretizza, utilizzando il programma di calcolo Matlab, in 10/12 diametri.

Questi diametri saranno presi in considerazione uno alla volta, dal più piccolo al più grande.

Per tante volte quanti sono i diametri scelti, la curva di partenza risulterà suddivisa in due parti ovvero in due curve granulometriche secondarie riferibili a:

- Terreno 1: costituito dalle particelle più grandi del diametro di divisione, che idealmente costituiscono lo scheletro solido;
- Terreno 2: costituito dalle particelle più piccole del diametro di divisione e che rappresentano le particelle libere di muoversi attraverso le costrizioni dello scheletro solido;

Se le particelle che compongono lo scheletro solido sono fisse, anche le costrizioni da esse formate sono considerate immobili. Il terreno può quindi essere schematizzato attraverso una serie di strati paralleli composti da un'alternanza di costrizioni dello scheletro solido e di particelle di terreno fine.

In particolare, dalla granulometria del Terreno 1 si ottiene la distribuzione numerica delle costrizioni con il metodo geometrico probabilistico di Silveira (1965-75) tenendo conto anche di stati di addensamento intermedi tra lo stato sciolto e quello denso.

Occorre sottolineare che il modello di Silveira su cui si basa *SimulFiltr* fornisce risultati abbastanza accettabili solo per materiali molto uniformi per i quali le distribuzioni in percentuale del peso e numerica tendono a identificarsi. *SimulFiltr*, come si dimostrerà di

seguito, rappresenta un valido strumento anche laddove si è in presenza di materiali con distribuzione granulometrica ampia e assortita, come dimostrato dai risultati sperimentali.

Una volta ottenuta la distribuzione numerica delle costrizioni formate dallo scheletro solido, si va a simulare il meccanismo di filtrazione delle particelle attraverso le costrizioni presenti negli N strati che schematizzano il terreno base confrontando le dimensioni del fine di uno strato con quelle dei vuoti dello strato successivo.

Occorre tener presente che:

- La distanza tra i vari strati dipende dalla densità relativa del terreno iniziale e dal diametro medio della curva granulometrica.
- Le dimensioni delle costrizioni sono legate alla densità relativa del terreno
- Se le dimensioni delle costrizioni e delle particelle fini sono generate casualmente applicando un procedimento statistico per un campionamento casuale della distribuzione numerica delle costrizioni e della distribuzione numerica delle particelle fini, le dimensioni del campione che rappresenta il terreno di base sono fornite come input al programma di calcolo e sono legate alla forma e all'estensione della curva granulometrica del terreno iniziale. In particolare, più la curva granulometrica del terreno è estesa, maggiore sarà la dimensione rappresentativa del campione.

Il meccanismo di filtrazione delle particelle fini che costituiscono il Terreno 2 attraverso le costrizioni formate all'interno del Terreno 1, attraverso gli strati che schematizzano il terreno, è simulato scegliendo la generica particella contenuta nel primo dei k strati e confrontando le sue dimensioni con quelle delle costrizioni corrispondenti contenute nello strato successivo.

Qualora il diametro della particella sia minore di quello delle costrizioni, si considera che essa possa essere trasportata nello strato successivo.

Per ognuno di tali diametri, si compiono una serie di possibili simulazioni mediante il metodo Monte Carlo, metodo che ben rappresenta i fenomeni random.

La procedura si ripete per ogni diametro di divisione della curva granulometrica e, per ognuno di essi, si ottiene il rapporto $M_{f/s}$, fra la massa delle particelle di terreno filtrate e la massa media degli strati.

In accordo con il metodo teorico utilizzato, il terreno granulare è considerato instabile se il rapporto fra le masse risulta essere $M_{f/s} \geq 0,6$ (Moraci et al. 2012a, 2012b).

Tale valore si è ottenuto, effettivamente, in quei terreni che sono risultati sperimentalmente instabili avvalorando la bontà del metodo SimulFiltr.

Inoltre, SimulFiltr riporta il corrispondente diametro di soffusione, D_c , importante poiché fornisce informazioni sulle caratteristiche e sul comportamento del terreno granulare e sul design dei filtri in geotessile.

Fasi del metodo

In SimulFiltr il processo di filtrazione è simulato considerando il terreno granulare come una serie di particelle sferiche con differenti impaccamenti (corrispondenti a differenti densità relative).

Una serie di strati paralleli, contenenti particelle e costrizioni, collocati uno sopra l'altro a una certa distanza e in direzione del flusso idraulico, rappresentano il terreno.

In particolare, SimulFiltr si basa su un theoretical packing model secondo il quale esistono due tipi d'impaccamento per sfere uniformi: uno relativo allo stato denso e uno relativo allo stato sciolto Figura 2.5.

Per lo stato denso e lo stato sciolto si ha, rispettivamente:

$$\begin{array}{ll}
 d = D/6,5 & d = D/2,4 \\
 d = \left(\frac{2}{3} \cdot \sqrt{3} - 1\right) D = 0,154 D & d = (\sqrt{2} - 1) D = 0,4142 D \\
 n = 0,2595 & n = 0,4764
 \end{array}$$

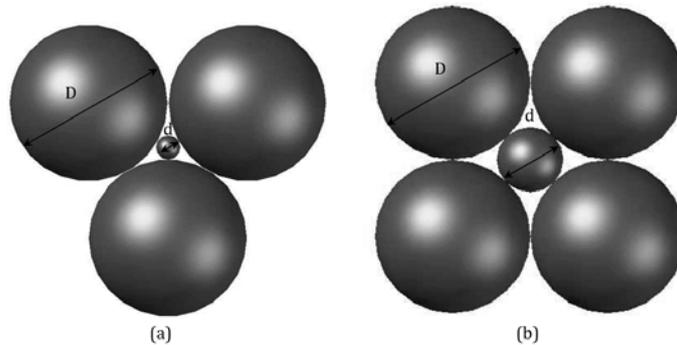


Figura 2.5 Costrizioni teoriche in una configurazione densa (a) e sciolta (b)

Sebbene la forma sferica e l'impaccamento regolare siano lontani dalla realtà, e ulteriori necessarie semplificazioni, questo modello offre una buona base per la schematizzazione della geometria e offre, come si può osservare nei risultati, un ottimo quadro del funzionamento di un sistema filtrante.

SimulFiltr è stato sviluppato in modo da prendere in considerazione tutti gli stati di densità intermedia fra lo stato denso e sciolto introducendo la possibilità di far variare gli angoli interni, $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ (Figura 2.6).

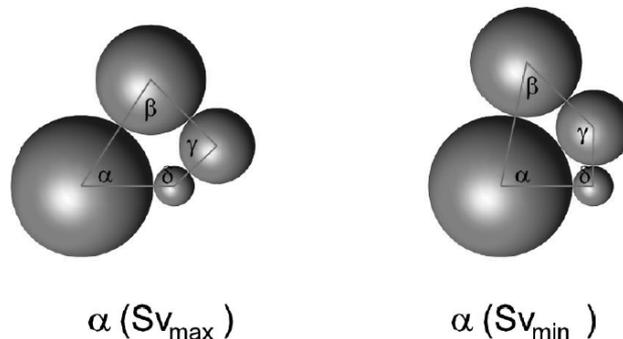


Figura 2.6 Diverse configurazioni degli angoli $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ per diversi stati di addensamento. (Ielo, 2011)

Si osservi che l'algoritmo di SimulFiltr permette di inserire un cosiddetto Indice di densità. Tale indice calibra il sistema alla realtà facendo variare la configurazione delle particelle, ipotizzate di forma sferica, fra lo stato denso e lo stato sciolto.

Per i terreni analizzati, tale indice è stato applicato relativamente al valore della porosità alla quale i terreni sono stati assoggettati durante le prove di filtrazione.

Si osservi che le dimensioni del campione rappresentativo del terreno di base sono fornite come input al programma di calcolo, mentre le dimensioni delle costrizioni e delle particelle fini sono generate casualmente applicando un procedimento statistico alle rispettive curve di distribuzione in numero.

L'algoritmo di SimulFiltr, per prima cosa, acquisisce i dati della distribuzione granulometrica del terreno da analizzare e, a partire dai diametri più piccoli, in senso ordinatamente crescente, divide la curva granulometrica in due parti, come mostrato in Figura 2.7.

Per ogni diametro di divisione, crea due nuove curve granulometriche di cui una è rappresentata dalla frazione più grossa rispetto al diametro di divisione e una più fine sempre rispetto allo stesso diametro.

Dalla granulometria del terreno 1, ovvero quello della granulometria più grossa, si ottiene la distribuzione delle costrizioni in numero con il metodo geometrici-probabilistico di Silveira (1965-1975) opportunamente modificato in modo da tener conto di stati di addensamento intermedi facendo variare gli angoli interni del quadrilatero che unisce i centri delle particelle sferiche che, generalmente, hanno diametri diversi tra esse.

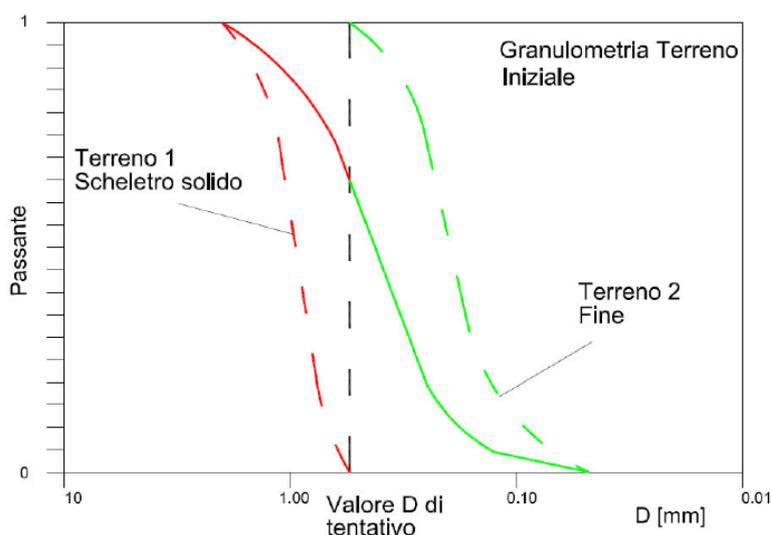


Figura 2.7 Divisione di tentativo della granulometria iniziale come da SimulFiltr (Ielo, 2011)

Nota la granulometria in massa del terreno 1 si discretizza la curva granulometrica secondo una spezzata costituita da N segmenti verticali.

Ogni segmento verticale, come mostrato in Figura 2.8 è caratterizzato da un diametro D_i e dalla corrispondente percentuale in peso ΔP_{mi} .

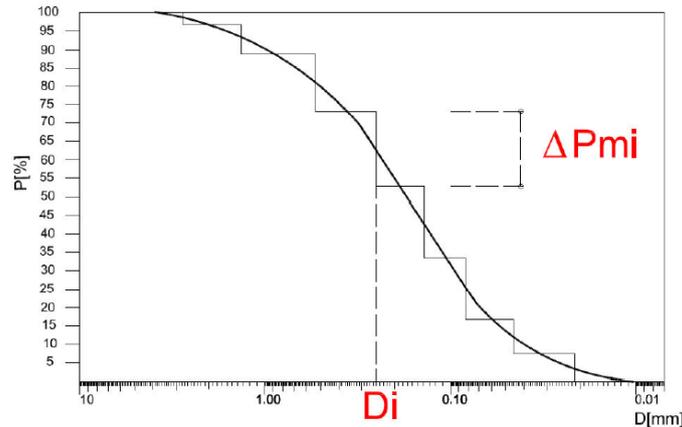


Figura 2.8 Discretizzazione della granulometria come da SimulFiltr (Ielo, 2011)

Dalla distribuzione in percentuale del peso si deduce la composizione in percentuale numerica come:

$$\Delta P_{ni}(D_i) = \frac{\frac{\Delta P_{mi}}{D_i^3}}{\sum_{i=1}^N \frac{\Delta P_{mi}}{D_i^3}}$$

Il numero totale delle possibili quaterne delle particelle è pari al numero delle combinazioni con ripetizione degli N diametri presi quattro alla volta, ovvero:

$$C_{N,4}^r = \frac{(N + 3)!}{4!(N - 1)!}$$

La dimensione delle costrizioni per ogni $C_{N,4}^r$ si assume pari al diametro del cerchio avente il rapporto fra il perimetro, P_v , e l'area, S_v , (funzioni dell'angolo α) equivalente al vuoto reale.

È possibile, poi, determinare la curva che rappresenta la distribuzione numerica delle frequenze cumulate dei diametri delle costrizioni per schematizzare il terreno.

Applicando un procedimento statistico per un campionamento casuale della distribuzione cumulativa numerica delle costrizioni e della distribuzione cumulativa numerica delle particelle fini, si stabiliscono le dimensioni delle costrizioni e delle particelle fini in ogni strato.

Si traccia il grafico della distribuzione numerica cumulativa delle particelle e, poi, il grafico della distribuzione numerica cumulativa delle costrizioni.

Si genera un numero pseudocasuale a distribuzione uniforme tra 0 e 1 (ad esempio con il generatore "Cristoforo Colombo" di Matlab).

Il numero così trovato è riportato sull'asse delle ordinate, e proiettato orizzontalmente sulla curva e, da questa, si proietta verticalmente sull'asse delle ascisse.

Si assume il valore dell'ascissa così trovato come uno dei valori del diametro della particella o della costrizione da inserire nello strato.

La dimensione del campione che schematizza il terreno è legata alla forma e all'estensione della curva granulometrica del terreno iniziale. Più la curva granulometrica del terreno è estesa maggiore sarà la dimensione rappresentativa del campione (Ielo, 2011).

È possibile, quindi, simulare il meccanismo di filtrazione delle particelle fini che formano il terreno 2 attraverso le costrizioni del terreno 1 contenute lungo gli n strati che schematizzano il terreno attraverso successivi confronti come specificato precedentemente.

Le fasi dell'algoritmo di simulazione è il seguente:

- 1- Scelta del generico diametro della particella, D_p , dell' i -esimo strato;
- 2- Confronto della dimensione della particella di diametro D_p con la dimensione delle quattro costrizioni D_v , corrispondente allo strato $i+1$;
- 3- Se la particella è più piccola di una delle 4 costrizioni, essa lei va nello strato successivo;
- 4- Ripetizione delle fasi precedenti per tutte le particelle contenute nell' i -esimo strato;
- 5- Passaggio allo strato successivo $i+1$ e ripetizione delle fasi 1-4;
- 6- "Raccolta" nell'ultimo strato delle particelle che sono filtrate attraverso le costrizioni e valutazione del terreno passante in distribuzione numerica percentuale cumulata;
- 7- Valutazione della distribuzione in percentuale in peso delle particelle movimentate e valutazione del diametro critico, D_{95} , (dimensione del diametro delle particelle per il quale il 95% delle particelle raccolte sono fine), di questa distribuzione della dimensione dei grani si considera uguale al diametro critico di soffiatura, D_c ;
- 8- Valutazione del rapporto $M_{f/s}$, fra la massa delle particelle di terreno filtrate e la massa media di ogni strato costituita dalle particelle fini del terreno 2;

Il processo di simulazione è ripetuto per un numero di possibili simulazioni, M , (simulazione di Monte Carlo), che casualmente varia le dimensioni delle costrizioni e delle particelle fini di ogni strato. Il valore del diametro critico, D_c , del terreno passante è ottenuto per ogni strato.

La procedura si illustrata è ripetuta per ogni diametro di divisione della distribuzione granulometrica del terreno analizzato e si ottengono, così, le coppie $D_c, M_{f/s}$, del diametro critico passante D_c , e del rapporto delle masse, $M_{f/s}$ utili a stabilire se il terreno sia o meno internamente stabile.

2.3 Metodo sperimentale per l'analisi della stabilità interna

Lo studio sperimentale, a differenza dei metodi semi-empirici, grafici e teorici considera le reali condizioni geometriche, fisiche, idrauliche del sistema filtrante.

La procedura sperimentale si basa sulla considerazione che se un terreno è internamente instabile esiste una frazione di particelle fini libere di muoversi all'interno dei pori dello scheletro solido costituito dalle particelle che sopportano i carichi e trasferiscono le tensioni (Ielo et al. 2011).

Allorquando tale terreno sia sottoposto a un flusso idraulico, una significativa quantità di particelle fini migrerà attraverso i pori dello scheletro solido sotto l'azione della forza di trascinamento; qualora le aperture del filtro non siano sufficientemente grandi, molte particelle fini si accumulerebbero al di sopra dell'interfaccia filtro/terreno con la conseguente riduzione della permeabilità del sistema filtrante e l'incremento della pressione neutrale all'interfaccia.

Ciò provoca il verificarsi di uno stato limite di blinding (accecamiento all'interfaccia).

Si ricordi che il raggiungimento dello stato limite di blinding si verifica quando all'interno del terreno di base è permessa la migrazione di particelle fini che hanno dimensione tale da non poter attraversare i pori del filtro in geotessile e che si accumulano in prossimità dell'interfaccia creando una zona a bassa permeabilità; lo stato limite di clogging avviene per intasamento dei pori del filtro con riduzione di permeabilità del filtro stesso.

Diversi autori hanno realizzato apparecchiature sperimentali atte alla verifica della stabilità interna dei terreni granulari.

Di seguito si descrive l'apparecchiatura e la procedura sperimentale applicata nell'ambito della presente ricerca.

2.3.1 Descrizione dell'apparecchiatura

L'apparecchiatura utilizzata per la fase sperimentale di cui si dispone in laboratorio (Moraci, 1992; Ielo, 2011) e atta a verificare l'affidabilità dei differenti metodi di verifica della stabilità interna dei terreni granulari, si compone di tre parti fondamentali (Figura 2.9):

- Un sistema di alimentazione dotato di sistema di disaerazione;
- Un permeometro;
- Un apparato per la misura delle perdite di carico del sistema filtrante.

La stessa strumentazione, in precedenza utilizzata dagli autori (Ielo, 2011), è stata perfezionata:

- 1) Inserendo due prese per l'uscita verticale di eventuale aria presente nell'acqua di mandata;
- 2) Aggiungendo un ulteriore disaeratore per la separazione e l'eliminazione dell'aria per rimuovere più efficacemente l'aria presente all'interno dei tubi che forniscono l'acqua all'apparecchiatura;
- 3) Inserendo una vaschetta a valle dello scarico con la funzione di mantenere costante il dislivello fra il carico di monte e quello di valle.



Figura 2.9 Strumentazione per le prove di filtrazione di lunga durata

Sistema di alimentazione

Il sistema di alimentazione è composto da una vaschetta di dimensioni $40\text{ cm} \times 25\text{ cm} \times 25\text{ cm}$ in cui è stato posto del terreno a granulometria estesa utilizzato quale filtro per trattenere l'aria presente nei tubi di alimentazione.

Tale filtro è stato realizzato a strati, posizionando i terreni in ordine di granulometria crescente dal basso verso l'alto.

Il sistema di alimentazione è tale da far variare il carico idraulico di modo che, durante la fase di saturazione del campione esso sia minimo e massimo, invece, durante la prova vera e propria. Per evitare la presenza di bolle d'aria dell'acquedotto, che potrebbero falsare i risultati delle prove, sono presenti due separatori aria/acqua marca ZEPARO a completamento della strumentazione.

L'acqua utilizzata nella prova proviene dall'acquedotto è fatta passare inizialmente attraverso i due separatori aria/acqua, quindi attraverso il filtro granulare presente nella vaschetta per diminuirne la presenza d'aria interna.

Permeametro

Il permeametro è di forma cilindrica ed è stato realizzato in plexiglass; di altezza pari a 164 mm e di diametro pari a 150 mm, esso è dotato di prese piezometriche collegate all'apparato per la misura delle perdite di carico idraulico.

Il permeametro è formato a sua volta da tre diverse parti:

1. Un corpo superiore in alluminio dotato di un pistone di carico per l'eventuale applicazione di carichi verticali sul provino di terreno;
2. Un corpo centrale costituito da un cilindro cavo in plexiglass lungo il quale sono disposte, verticalmente, le prese piezometriche;
3. Un corpo inferiore in alluminio dotato di un fondo per consentire la raccolta del terreno che ha attraversato il filtro.

Tali parti sono tenute insieme da un sistema di quattro tiranti in acciaio di diametro $\Phi_{tiranti} = 10 \text{ mm}$ stretti mediante i bulloni posti inferiormente al corpo inferiore e superiormente al corpo superiore, allo scopo di mantenere ben fissate le varie parti della strumentazione mettendo in pressione gli o-ring alloggiati tra le pareti del cilindro in plexiglass e del cilindro in alluminio per una perfetta tenuta idraulica.

Il corpo superiore e quello inferiore sono costituiti da un piatto circolare in alluminio di spessore di $s = 15 \text{ mm}$ con quattro fori per il passaggio di quattro tiranti in Sempre sul corpo superiore vi è un foro centrale ($\Phi_{foro} = 21,5 \text{ mm}$) per il passaggio dello stelo del pistone di carico.

Vi sono, inoltre, una valvola che favorisce la fuoriuscita di eventuale aria all'interno della strumentazione e, lateralmente, due valvole di drenaggio per l'ingresso/uscita del fluido a seconda che si è in fase di saturazione o di esecuzione della prova.

Queste ultime sono state modificate con l'aggiunta di due ulteriori valvole (una per ogni valvola) per la fuoriuscita di eventuale aria all'interno della strumentazione direttamente dal tubo di mandata/uscita del fluido.

Inferiormente, il piatto circolare è provvisto di un incavo all'interno del quale è posizionato un o-ring che permette la tenuta con il cilindro in alluminio. Tale cilindro è provvisto lateralmente di una prima presa piezometrica in corrispondenza dello strato drenante di ghiaia. Il pistone di carico, anch'esso in alluminio, è costituito da uno stelo di diametro $\Phi = 20 \text{ mm}$ e da un piatto forato avente diametro $\Phi = 151 \text{ mm}$ e spessore $s = 15 \text{ mm}$.

Al di sotto del cilindro in alluminio è posizionato il cilindro in plexiglass di diametro interno $\Phi_{interno} = 155 \text{ mm}$ e spessore $s = 15 \text{ mm}$.

Le sue estremità sono sagomate per ospitare due o-ring che rendono impermeabile il collegamento con il cilindro di alluminio superiore e con il contenitore cilindrico inferiore.

Lungo le pareti del cilindro in plexiglass vi sono quattro prese piezometriche collegate all'apparato per la misura delle perdite di carico idraulico attraverso dei tubi di diametro $\Phi_{piezometri} = 6 \text{ mm}$.

La parte inferiore dello strumento è costituita da un pezzo in alluminio di forma tronco conica all'interno del quale si posiziona una piastra di base forata in acciaio per sostenere lo strato di

ghiaia utilizzato come dreno nelle prove di filtrazione. La perfetta tenuta idraulica tra cilindro in plexiglas e contenitore cilindrico inferiore in alluminio è garantita mettendo in pressione gli o-ring presenti tra le pareti di tali componenti mediante i tiranti prima descritti.

Nella parte conica, che costituisce il contenitore per la raccolta dell'eventuale terreno passante attraverso il geotessile durante la prova, sono presenti finestre in plexiglass per l'ispezione visiva.

Apparato per la misura delle perdite di carico idraulico

L'apparato per la misura delle perdite di carico idraulico è costituito da sei piezometri fissati a un pannello rigido rivestito di carta millimetrata per facilitare la lettura dei valori.

2.3.2 Procedura sperimentale

La procedura sperimentale proposta si basa sulla considerazione che se un terreno è internamente instabile, esiste una frazione di particelle fini libere di muoversi all'interno dei pori dello scheletro solido costituito dalle particelle che sopportano i carichi e trasferiscono le tensioni.

Pertanto, se un terreno internamente instabile è sottoposto a un flusso idraulico, una significativa quantità di particelle fini migrerà attraverso i pori dello scheletro solido sotto l'azione della forza di trascinamento e, se le aperture del filtro sono più piccole delle dimensioni di tali particelle, le stesse si accumuleranno all'interfaccia terreno/filtro, come risultato, la permeabilità all'interfaccia terreno/filtro diminuirà e la pressione neutrale, di conseguenza, aumenterà provocando così uno stato limite di blinding o accecamento all'interfaccia. (Ielo, 2011).

Tale principio è stato alla base delle prove di filtrazione condotte in cui non sempre si è utilizzato un filtro con aperture dei pori più piccole delle dimensioni delle particelle fini del terreno di base essendo i terreni da studiare caratterizzati da una curva granulometrica estesa con una "coda di fine" tale da non disporre di geotessili aventi aperture caratteristiche sufficientemente piccole.

L'insorgere di uno stato limite di blinding denota l'instabilità interna del terreno granulare analizzato. Sono state eseguite prove di filtrazione a lungo termine attraverso l'uso di un'attrezzatura appositamente progettata di seguito descritta.

I terreni sono stati considerati instabili quando il fattore di blinding BF, definito come il rapporto tra il gradiente idraulico all'interfaccia terreno/filtro e il gradiente idraulico all'interno del terreno (Moraci 1992), superava il valore 3.

Questo valore non include l'effetto del clogging ma solamente l'effetto del blinding che è stato, comunque, valutato calcolando il Clogging Factor CF.

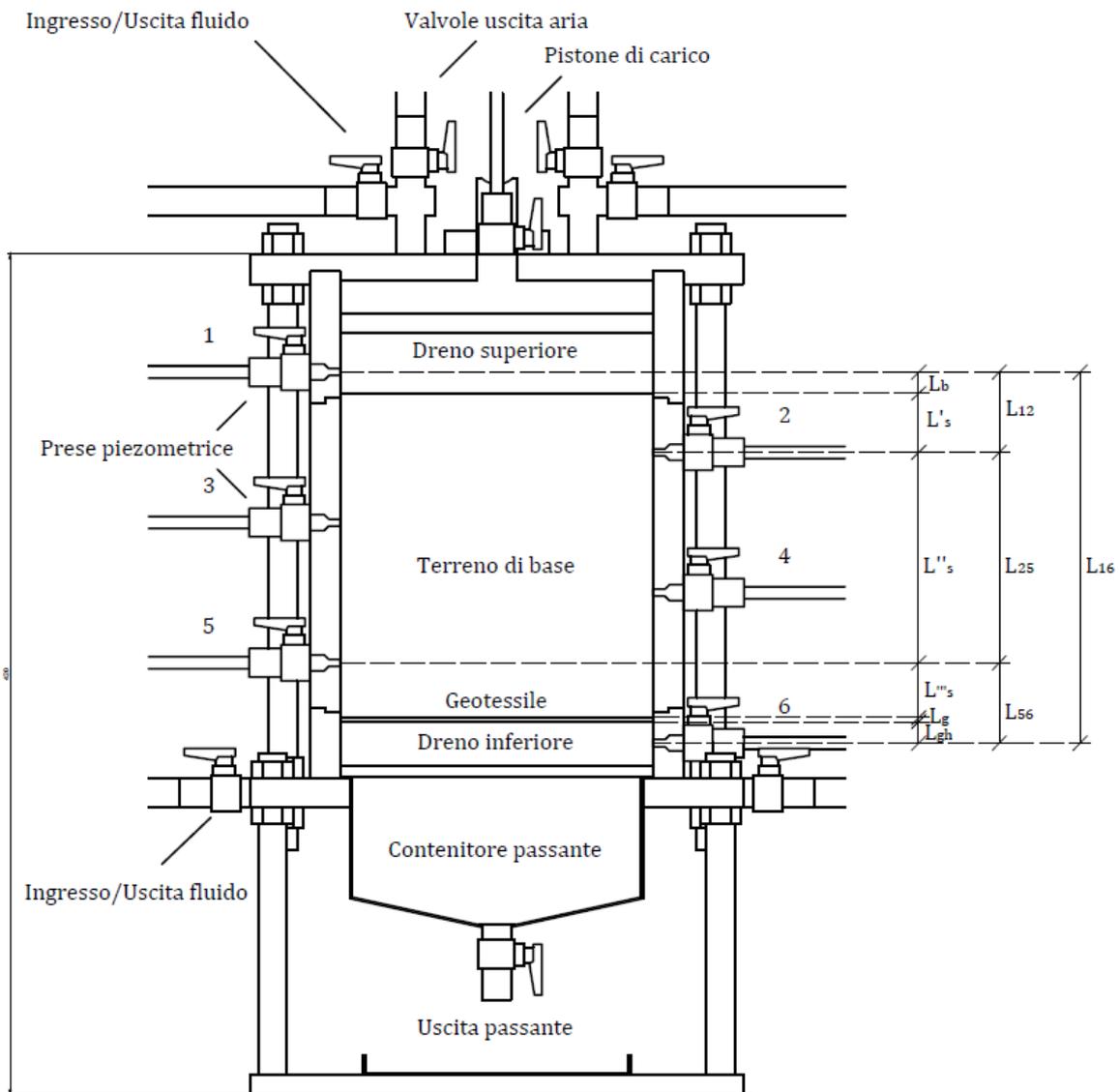


Figura 2.10 Schematizzazione del permeametro

In Figura 2.10 è illustrata una sezione schematica dell'apparecchiatura con la rappresentazione del dreno superiore, utilizzato per distribuire il flusso dell'acqua nelle prove con flusso diretto dall'alto verso il basso; del provino di terreno; del geotessile e del dreno inferiore di ghiaia, utilizzato per distribuire il flusso dell'acqua diretto dal basso verso l'alto.

Durante la prova sono eseguite le seguenti operazioni:

- Misura del volume di acqua effluente dal sistema filtrante nell'unità di tempo con simultaneo rilevamento della temperatura del fluido;
- Misura delle altezze piezometriche in corrispondenza dei piezometri.

Dopo la prova si determinano le seguenti grandezze:

- Permeabilità trasversale del geotessile;
- Grado di occlusione superficiale.

Il volume di acqua effluente, V_T , è necessario per la determinazione della portata fluita, Q_T . Dalla prova però non si ottiene il valore del volume dell'acqua ma quello del suo peso che, diviso per il peso specifico del fluido, dà il volume. Si va perciò a raccogliere, in un contenitore di peso noto, la quantità di acqua fluita in un determinato intervallo di tempo e si pesa il contenitore riempito ottenendo così, dopo aver sottratto il peso del contenitore, il peso dell'acqua. Una volta ricavato il valore del volume lo si divide per l'intervallo di tempo considerato (un minuto) e si ottiene la portata fluita.

In contemporanea alla misurazione del peso si effettua la lettura della temperatura, T , del fluido in quanto la portata varia al variare della viscosità dell'acqua, la quale è funzione della temperatura. Dalle letture si nota che la temperatura varia durante la prova perciò occorre riferire la portata alla temperatura standard di 20°C. Per farlo si deve moltiplicare la portata Q_T per un coefficiente di correzione α_T , pari al rapporto tra la viscosità dell'acqua alla temperatura T , μ_T , e la viscosità dell'acqua alla temperatura di 20°C, μ_{20} (valore noto e pari a 10,09 N·s/m²).

Per il calcolo di μ_T si utilizza la seguente relazione:

$$\mu_T = \frac{0,000181}{1 + 0,0337 \cdot T + 0,00022 \cdot T^2} [N \cdot s/m^2]$$

Dopo aver calcolato μ_T si possono determinare α_T e Q_{20} :

$$\alpha_T = \frac{\mu_T}{\mu_{20}} Q_{20} = \alpha_T \cdot Q_T [m^3/h]$$

La lettura delle altezze piezometriche permette di determinare il gradiente medio del sistema, i gradienti medi all'interno dei vari strati del provino e la percentuale cumulata di carico idraulico in corrispondenza di ogni presa piezometrica.

Il gradiente medio del sistema può essere espresso tramite la relazione:

$$\bar{i}_s = \frac{h_1 - h_6}{L_{eq}}$$

Dove h_1 e h_6 sono le altezze lette rispettivamente nel piezometro in corrispondenza dello strato diffusore e in quello in corrispondenza del dreno inferiore ed L_{eq} è l'altezza equivalente del sistema filtrante.

Tale altezza è data dalla seguente formula:

$$L_{eq} = K_s \cdot \left(\frac{L_b}{K_b} + \frac{L_g}{K_g} + \frac{L_{gh}}{K_{gh}} \right) + L_s [cm]$$

Dove L_b e K_b sono rispettivamente lo spessore e la permeabilità dello strato diffusore; L_s e K_s sono rispettivamente lo spessore e la permeabilità del terreno di base; L_g e K_g sono rispettivamente lo spessore e la permeabilità del geotessile; L_{gh} e K_{gh} sono rispettivamente lo spessore e la permeabilità del dreno inferiore.

Noto il gradiente medio si può ricavare il coefficiente di permeabilità medio del sistema, \bar{K}_s , dalla seguente formula, valida solo in condizioni di moto laminare:

$$\bar{K}_s = \frac{Q_{20}}{A \cdot \bar{i}_s \cdot 60} [cm/s]$$

Dove A è l'area del provino.

I gradienti medi all'interno dei vari strati del provino vengono espressi tramite la relazione:

$$i_{i,i+1} = \frac{\Delta h_{i,i+1}}{L_{i,i+1}} = \frac{h_i - h_{i+1}}{L_{i,i+1}}$$

Dove $h_i - h_{i+1}$ è la perdita di carico nel tratto $L_{i,i+1}$.

La percentuale cumulata di carico idraulico, persa in corrispondenza di ogni presa piezometrica, è invece espressa dalla relazione:

$$\beta_i = \frac{h_1 - h_i}{h_1 - h_6} \cdot 100$$

Dopo la prova la permeabilità trasversale del geotessile può essere ricavata attraverso prove di permeabilità, mentre il grado d'intasamento è dato dalla seguente relazione:

$$CF = 100 - \frac{K'_g}{K_g} \cdot 100 [\%]$$

Dove CF è il fattore d'intasamento (clogging) e K_g e K'_g sono la permeabilità del geotessile rispettivamente prima e dopo la prova.

Con i dati raccolti durante la prova si va infine a definire il fattore di blinding, BF, per stabilire se il terreno è stabile o instabile. Tale fattore si ricava dalla seguente relazione:

$$BF = \frac{i_{cz}}{i_s}$$

Dove i_{cz} è il gradiente idraulico nella zona di contatto terreno/geotessile ed i_s è il gradiente idraulico all'interno del provino.

Il gradiente idraulico i_{cz} è dato da:

$$i_{cz} = \frac{\Delta h_s'''}{L_s'''}$$

Dove il denominatore coincide con la distanza tra il piezometro 5 e il geotessile, mentre il numeratore si ricava con la seguente espressione:

$$\Delta h_s''' = \frac{h_5 - h_6}{\left[\left(\frac{L_g}{L_s'''} \cdot \frac{K_s}{K_g} \right) + \left(\frac{L_{gh}}{L_s'''} \cdot \frac{K_s}{K_{gh}} \right) + 1 \right]}$$

Sostituendo sopra si ha:

$$i_{cz} = \frac{\Delta h_s'''}{L_s'''} = \frac{h_5 - h_6}{L_s''' \cdot \left[\left(\frac{L_g}{L_s'''} \cdot \frac{K_s}{K_g} \right) + \left(\frac{L_{gh}}{L_s'''} \cdot \frac{K_s}{K_{gh}} \right) + 1 \right]}$$

Il gradiente idraulico all'interno del provino è invece pari a:

$$i_s = \frac{h_4 - h_5}{L_{4,5}}$$

Dove h_4 e h_5 sono le altezze lette rispettivamente nel piezometro 4 e nel piezometro 5, mentre $L_{4,5}$ è la distanza verticale tra i collegamenti ai piezometri 4 e 5 nell'apparecchiatura.

Tutte le lunghezze e le altezze citate sono rappresentate in Figura 2.10.

Una volta determinati entrambi i gradienti si calcola il Blinding Factor.

Se tale valore risulta minore di 3 allora il terreno può essere considerato internamente stabile, altrimenti è internamente instabile.

2.4 Butterfly Wings Chart per l'analisi della stabilità interna

Sulla base anche dei criteri semi-empirici prima descritti, è stato proposto un metodo grafico, denominato "Butterfly Wings Chart" data la sua forma ad "ali di farfalla", che potrebbe essere utilizzato per verificare la stabilità interna di un terreno (Moraci et al., 2015) in quanto dal confronto tra le pendenze secanti minime delle curve granulometriche dei diversi terreni e i valori limite delle pendenze secanti dei diversi criteri è possibile avere una prima indicazione della possibile instabilità del terreno di base.

Esso riunisce tutti e tre i metodi semi empirici prima detti (metodo di Kézdi, metodo di Sherard, metodo di Kenney & Lau) generalmente utilizzati per la valutazione della stabilità interna dei terreni granulari.

Tale grafico permette di valutare la stabilità interna dei terreni in base alla zona nella quale ricade il punto rappresentativo del suolo, espresso in termini di:

- F, percentuale di passante della curva granulometrica;
- S, pendenza della retta secante la curva granulometrica.

In particolare, F è valutato come il valor medio fra F_1 , valutato mediante il metodo di Kenney e Lau, e F_2 , valutato utilizzando il metodo di Sherard.

Il valore di F_1 , determinato nel range di una percentuale di fine in un range compreso fra 0 e 35%, è determinato come il valore che corrisponde al minimo valore di H/F determinato nel grafico di H/F e F.

Il valore di F_2 , invece, corrisponde al massimo assoluto o relativo del valore di I_r , vicino al valore limite teorico della frazione fine erodibile come da Skempton e Brogan (1994).

Una volta valutati F_1 e F_2 , il valore di S è valutato come il valor medio fra S_1 e S_2 , determinati sulla curva S/F, rispettivamente secondo il metodo di Kenney e Lau e quello di Sherard come segue:

$$S = \frac{(S_1 + S_2)}{2}$$

Per valutare S secondo Kenney e Lau, si costruisce la curva S/F, e per ogni diametro (D_a) della curva granulometrica, si valuta S come la pendenza secante nel range [$D_a \div D_e = 4D_a$]:

$$S(F_a) = \frac{F_e - F_a}{\log 4}$$

Per valutare S secondo Sherard, si costruisce la curva S/F, e per ogni diametro (D_a) della curva granulometrica, si valuta S come la pendenza secante data da:

$$S(F_a) = \frac{0,15}{\log \frac{D_c}{D_b}}$$

In cui:

- Il punto A corrisponde a $Y_a = F_a$ e $X_a = \log D_a$;
- Il punto B corrisponde a $Y_b = F_b = 0,85F_a$ e $X_b = \log D_b$;

- Il punto C corrisponde a $Y_c = F_c = Y_b + 0,15 = 0,85 F_a + 0,15$ e $X_c = \log D_c$;
- Il punto E corrisponde a $Y_e = F_e$ e $X_e = \log X_e = \log D_e = \log(4D_a)$. (Moraci et al., 2015)

Nel Butterfly Wings Chart, raffigurato in Figura 2.11 sono rappresentate le pendenze limite (Chapuis, 1992) secondo i criteri di Kézdi (1969), Sherard (1979) e Kenney e Lau (1985). È interessante osservare che, dal confronto dei tre metodi, il metodo di Kézdi (1969) sia più conservativo del metodo di Sherard (1979) essendo quest'ultimo più conservativo del metodo di Kenney e Lau (1985) per $F < 12,95\%$ e meno conservativo per $F > 12,95\%$ (Ielo et al. 2011).

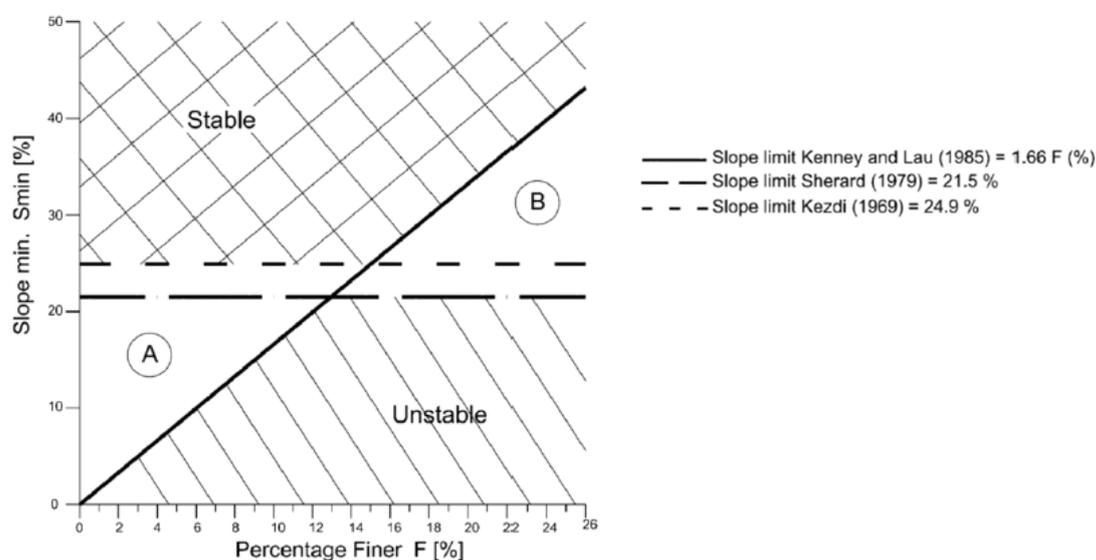


Figura 2.11 Grafico "Butterfly Wings Chart" per l'analisi della stabilità interna dei terreni granulari

Le suddette pendenze limite permettono di identificare una zona in cui i terreni sono univocamente definiti instabili e una in cui, invece, sono univocamente definiti stabili. Infatti all'interno della zona tratteggiata del diagramma le previsioni dei tre metodi coincidono.

La zona A e la zona B del grafico Butterfly Wings rappresentano le aree in cui i risultati dell'analisi dei terreni non sono univoci in termini di stabilità.

In particolare:

- La zona A è la zona stabile secondo il metodo di Kenney e Lau e instabile per quelli di Kézdi e Sherard;
- La zona B è instabile secondo il metodo di Kenney e Lau e stabile per quelli di Kézdi e Sherard.

Per valutare con maggior precisione le condizioni di stabilità dei terreni che ricadono nelle zone A e B del Butterfly Wings Chart e dei terreni che, sebbene ricadono in zona univocamente instabile, sono risultati, secondo altri autori, sperimentalmente stabili (Moraci et al., 2012b) sono state eseguite ulteriori analisi teoriche e sperimentali.

Queste ultime consistono in prove di filtrazione di lungo termine utilizzando l'attrezzatura appositamente progettata e realizzata (Ielo et al. 2011) descritta in precedenza.

Si osservi che nel grafico di Figura 2.12 non è stato riportato il criterio di Kézdi essendo questo simile ma più conservativo del criterio di Sherard.

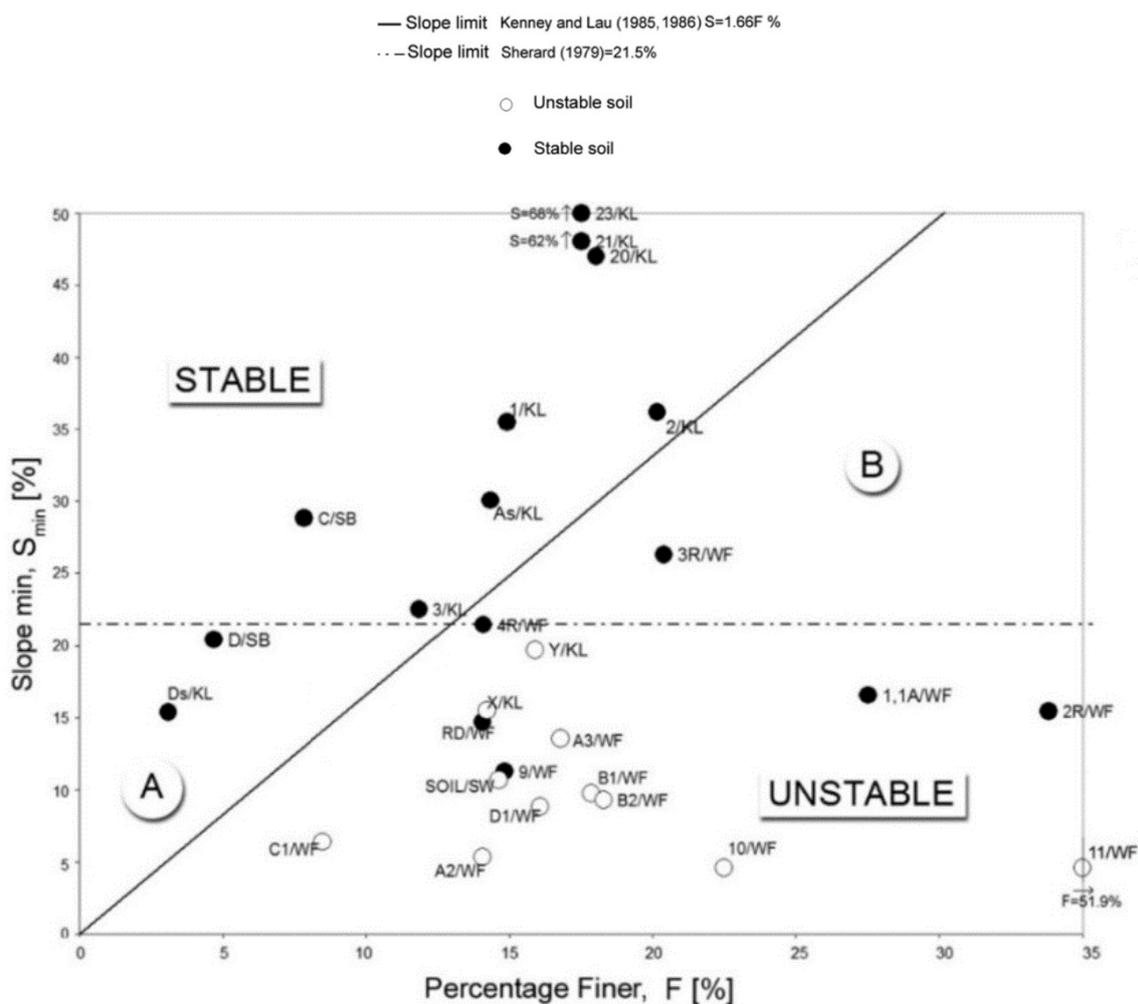


Figura 2.12 Applicazione del "Butterfly Wings Chart" su alcuni terreni (Moraci et al. 2012)

I terreni oggetto di studio della ricerca sono (Figura 2.12): 1,1 A/WF, 2R/WF, 9/WF, RD/WF, Ds/KL, D/SB, 4R/WF, 3R/WF.

Di questi:

- Quattro (1,1 A/WF, 2R/WF, 9/WF, RD/WF) ricadono nella zona instabile risultando, invece, secondo alcuni risultati sperimentali, stabili;
- Due (D/SB, Ds/KL) ricadono nella zona incerta A e risultano sperimentalmente stabili;
- Uno (4R/WF) ricade nella zona incerta B, quasi al confine della curva limite di Sherard, e risulta sperimentalmente stabile, in contrasto con quanto valutato secondo il Butterfly Wings Method;
- Uno (3R/WF) ricade nella zona incerta B e risulta sperimentalmente stabile.

3 Valutazione della stabilità interna dei terreni mediante metodi semi empirici

Per i terreni denominati come 1,1 A/WF, 2R/WF, 9/WF, RD/WF, Ds/KL, D/SB, 4R/WF, 3R/WF, la cui curva granulometrica è riportata in Figura 3.1, è stata condotta l'analisi della stabilità interna mediante i metodi semi-empirici di Kézdi (1969), Sherard (1979) e Kenney e Lau (1985).

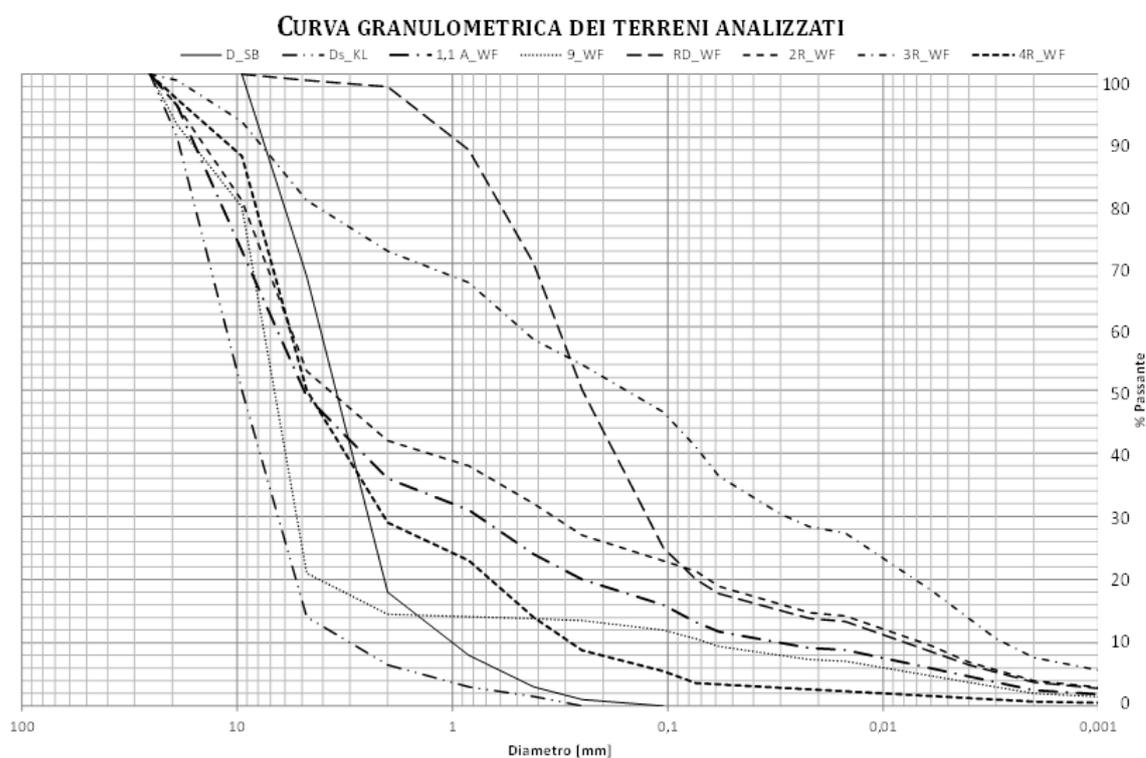


Figura 3.1 Curva granulometrica dei terreni su cui è stata condotta l'analisi di stabilità interna
La percentuale di fine, il coefficiente di uniformità, C_u , e il peso specifico, G_s , dei terreni sono riportati in Tabella 3.1.

Tabella 3.1 Percentuale di fine, C_u e G_s dei terreni oggetto di studio.

Terreno	Fine	C_u	G_s
DS/KL	0 %	3,7	2,64
D/SB	0%	4,2	2,70
1,1 A/WF	16%	212,5	2,67
9/WF	12%	116,9	2,64
RD/WF	25%	45,7	2,71
2R/WF	23%	876,9	2,67
3R/WF	46,5%	177,8	2,69
4R/WF	5,5%	20,7	2,68

Si ricordi che l'U.S. Army Corps of Engineers impone quale limite di stabilità, e quindi quale coefficiente di progetto, un coefficiente di uniformità pari a 20.

Sebbene la percentuale di fine per alcuni terreni sia molto alta (3R/WF) e il Cu dei terreni superi tale valore, tali terreni sono stati sottoposti a studio di stabilità sia per definire meglio l'estensione delle zone A e B del Butterfly Wings Chart, sia per valutare la stabilità degli stessi, considerato che alcuni terreni erano considerati per alcuni autori, per altri stabili.

A titolo di esempio si riporta lo studio della stabilità interna del terreno DS/KL eseguito mediante i tre metodi semi-empirici prima detti.

Analogamente al terreno DS/KL sono stati analizzati tutti i terreni.

3.1 Valutazione della stabilità interna con il metodo di Kézdi (1969)

Secondo tale metodo un terreno è considerato internamente instabile qualora sia verificata la seguente disuguaglianza:

$$D_{15}^c/D_{85}^f \geq 4$$

Per valutare la stabilità interna dei terreni secondo il metodo di Kézdi (1969), si è proceduto nel seguente modo:

- a) Si è suddivisa la curva granulometrica del terreno in esame in 20 diametri D_n .
- b) Si è divisa, in corrispondenza di ogni diametro di divisione, D_n , la curva granulometrica in due parti ottenendo, così, due nuove curve granulometriche:
 - La prima costituita dalle particelle con diametro $D^c > D_n$;
 - La seconda costituita dalle particelle con diametro $D^f < D_n$.
- c) Delle nuove curve granulometriche si sono valutati il $D_{15}^f, D_{85}^f, D_{15}^c$ che rappresentano, rispettivamente, i diametri corrispondenti al 15% e all'85% del passante in peso della frazione di terreno avente $D^f < D_n$ e al 15% del passante in peso della frazione di terreno avente $D^c > D_n$ come mostrato per $D_n = 19 \text{ mm}$, in Figura 3.2

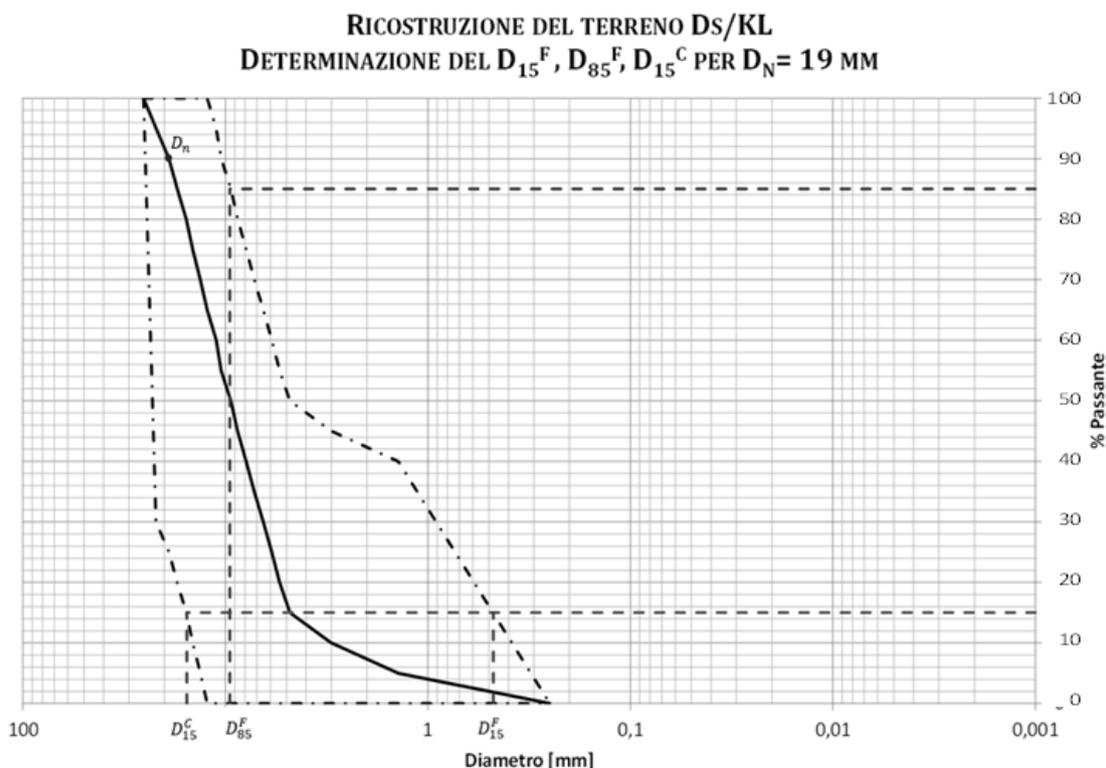


Figura 3.2 Valutazione della stabilità interna del terreno D_s/KL secondo il metodo di Kézdi, punto c: suddivisione della curva granulometrica in corrispondenza di un diametro di divisione $D_n = 19$ mm e determinazione di $D_{15}^f, D_{85}^f, D_{15}^c$

d) Per ogni diametro di divisione si è verificato che:

$$\frac{D_{15}^c}{D_{85}^f} \geq 4 \text{ INSTABILE}$$

In generale, qualora tale relazione sia soddisfatta, il terreno si considera, secondo il metodo di Kézdi, internamente instabile (Tabella 3.2).

Tabella 3.2 Verifica della disuguaglianza del criterio di Kézdi per la ricostruzione del terreno D_s/KL .

D_n [mm]	D_{15}^c / D_{85}^f	Se $D_{15}^c / D_{85}^f \geq 4 =$ Instabile
25,4	1,45	Stabile
22	1,55	Stabile
19	1,68	Stabile
17,3	1,83	Stabile
15,6	1,70	Stabile
14,5	1,67	Stabile
13,3	1,63	Stabile
12,3	1,66	Stabile
11,1	1,70	Stabile
10,5	1,72	Stabile
9,4	1,71	Stabile
8,7	1,75	Stabile
7,9	1,76	Stabile

7,2	1,81	Stabile
6,5	2,67	Stabile
5,9	5,14	Instabile
5,4	5,12	Instabile
4,8	5,08	Instabile
3	5,00	Instabile
1,4	4,44	Instabile

- e) Per ogni diametro di divisione, una volta valutati D_{85}^f , D_{15}^c , D_{15}^f , si sono calcolati anche i $4D_{85}^f$ e $4D_{15}^f$ (Tabella 3.3); si è verificata la capacità di ritenzione e di permeabilità applicando il criterio:

$$4D_{85}^f > D_{15}^c > 4D_{15}^f$$

Allorquando le disuguaglianze non sono verificate e le curve $4D_{85}^f(D_n)$, $D_{15}^c(D_n)$, $4D_{15}^f(D_n)$ ammettono intersezione, il terreno risulterà internamente instabile.

Tabella 3.3 Diametri di suddivisione della curva granulometrica e per il terreno DS/KL e diametri utili per la verifica del diametro critico.

Passante	D_n [mm]	D_{15}^c [mm]	D_{85}^f [mm]	$4D_{85}^f$ [mm]	D_{15}^f [mm]	$4D_{15}^f$ [mm]
1	25,4	22,4	15,5	62	3	12
0,95	22	22,45	14,5	58	1,4	5,6
0,9	19	22,5	13,4	53,6	0,9	3,6
0,85	17,3	22,51	12,3	49,2	0,7	2,8
0,8	15,6	19	11,2	44,8	0,6	2,4
0,75	14,5	17,5	10,5	42	0,52	2,08
0,7	13,3	15,5	9,5	38	0,475	1,9
0,65	12,3	14,35	8,65	34,6	0,45	1,8
0,6	11,1	13,6	8	32	0,42	1,68
0,55	10,5	12,4	7,2	28,8	0,4	1,6
0,5	9,4	11,1	6,5	26	0,39	1,56
0,45	8,7	10,5	6	24	0,37	1,48
0,4	7,9	9,5	5,4	21,6	0,36	1,44
0,35	7,2	8,7	4,8	19,2	0,35	1,4
0,3	6,5	8	3	12	0,34	1,36
0,25	5,9	7,2	1,4	5,6	0,338	1,352
0,2	5,4	6,5	1,27	5,08	0,335	1,34
0,15	4,8	6	1,18	4,72	0,33	1,32
0,1	3	5,4	1,08	4,32	0,325	1,3
0,05	1,4	4,8	1,08	4,32	0,325	1,3
0	0,25	0	0	0	0	0

A partire da tale intersezione (Figura 3.3), è possibile valutare il diametro critico, D_c , in corrispondenza del quale le particelle con $D \leq D_c$, potranno migrare all'interno della rete di pori del terreno e, successivamente, la percentuale di passante in peso corrispondente al diametro critico.

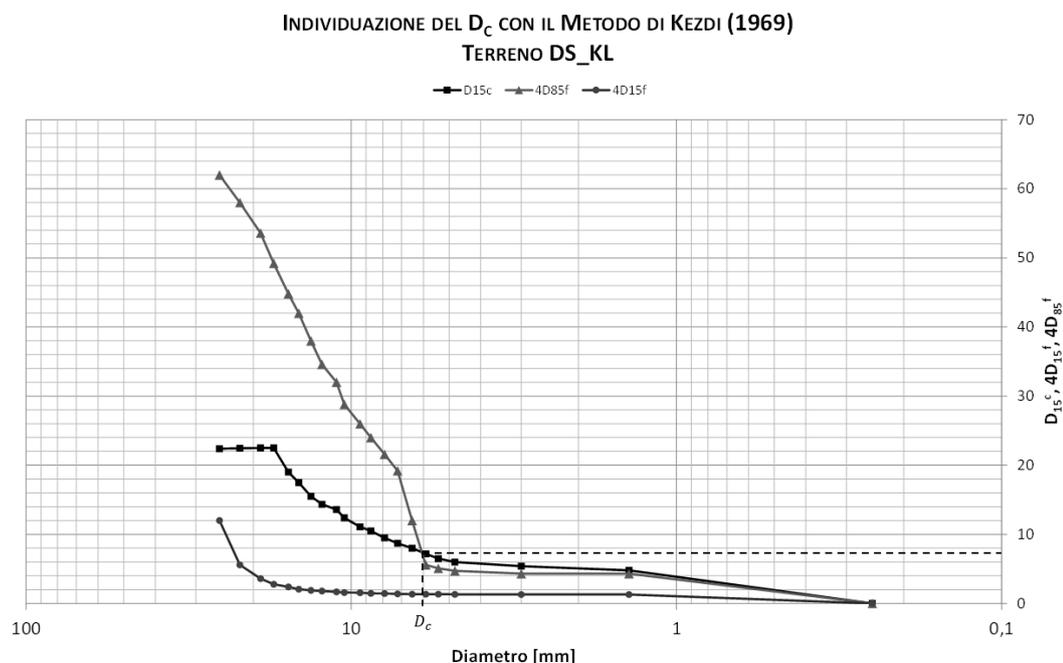


Figura 3.3 Valutazione del diametro critico del terreno D_s/KL secondo il metodo di Kézdi mediante intersezione delle curve $4D_{85}^f$, D_{15}^c , $4D_{15}^f$ realizzate dai valori ricavati per ogni diametro di divisione. Il terreno DS/KL è risultato internamente instabile. In riferimento alla Figura 3.3 si ha:

$$D_{intersezione} = D_c = 6,1 \text{ mm}$$

Applicando il criterio di Kézdi a tutti i terreni analizzati si sono ottenuti i risultati riportati in Tabella 3.4.

Tabella 3.4 Risultati dell'analisi di stabilità interna condotta mediante il criterio di Kézdi e diametri critici per il terreno DS/KL . Allorquando si sono individuate più intersezioni si è considerato quale D_c il più grande.

Terreno	Criterio di Kézdi	D_c [mm]	Passante in corrispondenza del D_c [%]
DS/KL	Instabile	6,10	26,5
D/SB	Instabile	2,33	26,0
1,1 A/WF	Instabile	6,20	58,0
9/WF	Instabile	5,46	34,0
RD/WF	Instabile	1,05	91,0
2R/WF	Instabile	6,10	63,0
3R/WF	Instabile	14,5	46,0
4R/WF	Instabile	5,46	34,0

3.2 Valutazione della stabilità interna con il metodo di Sherard (1979)

Secondo il metodo di Sherard (1979) un terreno è considerato internamente instabile qualora sia verificata la seguente disuguaglianza:

$$I_r \geq 5$$

Per valutare la stabilità interna del terreno Ds/KL secondo tale metodo, analogamente a quanto fatto per l'applicazione del criterio di Kézdi, si è proceduto nel seguente modo:

- a) Si è suddivisa la curva granulometrica in 20 diametri D_n .
- b) Si è divisa, in corrispondenza di ogni D_n , la curva granulometrica in due parti ottenendo, così, due nuove curve granulometriche:
 - La prima costituita dalle particelle con diametro $D^c > D_n$
 - La seconda costituita dalle particelle con diametro $D^f < D_n$
- f) Delle nuove curve granulometriche si sono valutati il D_{15}^c e il D_{85}^f che rappresentano, rispettivamente, i diametri corrispondenti al 15% del passante in peso della frazione di terreno avente $D^c > D_n$ e all'85% del passante in peso della frazione di terreno avente $D^f < D_n$.
- g) Per ognuno di essi si è verificata la capacità di ritenzione applicando il criterio:

$$I_r = D_{15}^c / D_{85}^f \geq 5$$

Graficamente è possibile individuare il diametro critico secondo il metodo di Sherard valutando la percentuale di passante in peso corrispondente al valore per cui $I_r = D_{15}^c / D_{85}^f \geq 5$, rappresentando l'andamento dell'indice d'instabilità in funzione della percentuale di passante in peso e, quindi, il diametro corrispondente alla percentuale di passante in peso precedentemente determinata (Figura 3.4).

Ovvero, sempre graficamente, è possibile individuare direttamente il diametro critico attraverso un grafico in cui si rappresenta l'andamento dell'indice d'instabilità definito da Sherard in funzione dei diametri di divisione della curva granulometrica.

Si osservi che tutti i diametri per cui $I_r \geq 5$, ovvero tutti i valori dei diametri in corrispondenza dei quali la curva dell'indice d'instabilità ricade sopra il valore dell'indice d'instabilità limite pari a 5, sono tali per cui si ha instabilità interna (Figura 3.4).

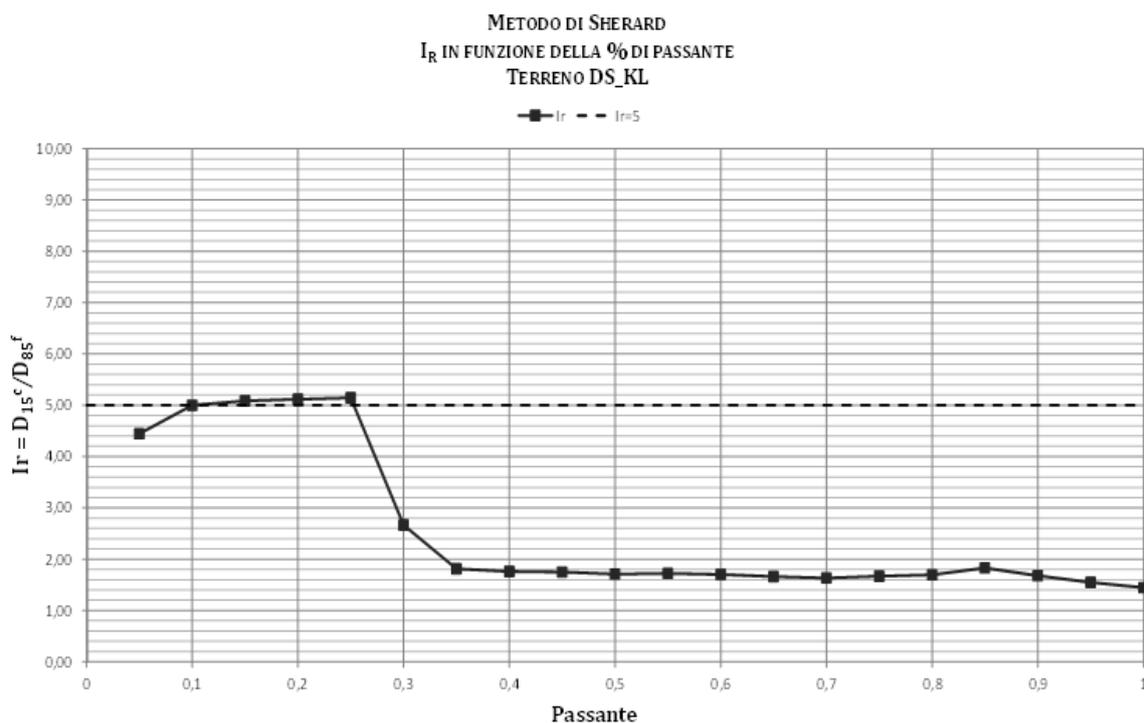


Figura 3.4 Applicazione del metodo di Sherard per il terreno DS/KL e individuazione della percentuale di passante in corrispondenza dell'indice d'instabilità limite.

Al fine di individuare il diametro critico, per ogni diametro di divisione della curva granulometrica si è proceduto con la verifica della disuguaglianza (Tabella 3.5):

$$D_{15}^c / D_{85}^f \geq 5$$

Tabella 3.5 Diametri di suddivisione della curva granulometrica e per il terreno DS/KL e diametri utili per la verifica del diametro critico.

D_n [mm]	D_{15}^c / D_{85}^f	Se $D_{15}^c / D_{85}^f < 5$ =Stabile
25,4	1,45	Stabile
22	1,55	Stabile
19	1,68	Stabile
17,3	1,83	Stabile
15,6	1,70	Stabile
14,5	1,67	Stabile
13,3	1,63	Stabile
12,3	1,66	Stabile
11,1	1,70	Stabile
10,5	1,72	Stabile
9,4	1,71	Stabile
8,7	1,75	Stabile
7,9	1,76	Stabile
7,2	1,81	Stabile
6,5	2,67	Stabile

5,9	5,14	Instabile
5,4	5,12	Instabile
4,8	5,08	Instabile
3	5,00	Instabile
1,4	4,44	Stabile

La Tabella 3.6 riporta l'analisi di stabilità condotta in accordo a Sherard di tutti i terreni analizzati.

Tabella 3.6 Risultati dell'analisi di stabilità interna condotta mediante il criterio di Sherard e diametri critici per il terreno DS/KL. Allorquando si sono individuate più intersezioni si è considerato quale D_c il più grande.

Terreno	Criterio di Sherard	D_c [mm]	Passante in corrispondenza del D_c [%]
DS/KL	Instabile	5,9	25,0
D/SB	Instabile	2,28	25,2
1,1 A/WF	Instabile	5,6	54,7
9/WF	Instabile	5,6	35,0
RD/WF	Instabile	0,16	37,5
2R/WF	Instabile	5,9	61,5
3R/WF	Instabile	12,5	95,0
4R/WF	Instabile	3,8	44,5

3.3 Valutazione della stabilità interna con il metodo di Kenney e Lau (1985)

Il metodo di Kenney e Lau è un metodo grafico in cui la valutazione dell'instabilità potenziale di un terreno dipende dalla cosiddetta Shape Curve.

Pertanto, per applicare il metodo di Kenney e Lau si è proceduto come descritto di seguito:

- a) Si valuta, a partire dal diametro massimo della curva granulometrica, il $D_{max}/4$ e, a partire da tale valore, si suddivide la curva granulometrica in tanti diametri (almeno 30), distanti fra loro di un passo sufficientemente piccolo, ognuno caratterizzato da una percentuale di passante in peso. Ovvero: per ogni punto della curva granulometrica con percentuale di passante F e diametro D , si calcola il valore di H che rappresenta la percentuale di particelle di diametro $4D$ in grado di ritenere quelle di diametro generico D .

In particolare, H è dato dalla differenza fra la percentuale in peso passante in corrispondenza al diametro $4D$ e quella in corrispondenza del diametro D .

- b) Si rappresenta l'andamento della *Shape Curve*, ovvero del valore di H in funzione di F .

Tabella 3.7 Calcolo di F e di H per l'analisi della stabilità interna secondo il criterio di Kenney e Lau

Dmax [mm]	D [mm]	F= P (D)	4D [mm]	P (4D)	H	H=1,3 F	H/F
25,4	6,35	0,29	25,4	0,997	0,707	0,377	2,4
Dmax/4 [mm]	6,15	0,275	24,6	0,985	0,71	0,3575	2,6
6,35	5,95	0,255	23,8	0,98	0,725	0,3315	2,8
	5,75	0,242	23	0,97	0,728	0,3146	3,0
	5,55	0,22	22,2	0,955	0,735	0,286	3,3
	5,35	0,2	21,4	0,94	0,74	0,26	3,7
	5,15	0,18	20,6	0,925	0,745	0,234	4,1
	4,95	0,155	19,8	0,91	0,755	0,2015	4,9
	4,75	0,136	19	0,9	0,764	0,1768	5,6
	4,55	0,131	18,2	0,88	0,749	0,1703	5,7
	4,35	0,1235	17,4	0,85	0,7265	0,16055	5,9
	4,15	0,12	16,6	0,825	0,705	0,156	5,9
	3,95	0,117	15,8	0,81	0,693	0,1521	5,9
	3,75	0,112	15	0,77	0,658	0,1456	5,9
	3,55	0,107	14,2	0,74	0,633	0,1391	5,9
	3,35	0,104	13,4	0,7	0,596	0,1352	5,7
	3,15	0,099	12,6	0,66	0,561	0,1287	5,7
	2,95	0,094	11,8	0,63	0,536	0,1222	5,7
	2,75	0,092	11	0,6	0,508	0,1196	5,5
	2,55	0,086	10,2	0,54	0,454	0,1118	5,3
	2,35	0,078	9,4	0,5	0,422	0,1014	5,4
	2,15	0,07	8,6	0,45	0,38	0,091	5,4
	1,95	0,0655	7,8	0,4	0,3345	0,08515	5,1
	1,75	0,0585	7	0,327	0,2685	0,07605	4,6
	1,55	0,052	6,2	0,275	0,223	0,0676	4,3
	1,35	0,047	5,4	0,2	0,153	0,0611	3,3
	1,15	0,0435	4,6	0,145	0,1015	0,05655	2,3
	0,95	0,0355	3,8	0,125	0,0895	0,04615	2,5
	0,75	0,026	3	0,1	0,074	0,0338	2,8
	0,55	0,02	2,2	0,08	0,06	0,026	3,0
	0,35	0,0085	1,4	0,05	0,0415	0,01105	4,9

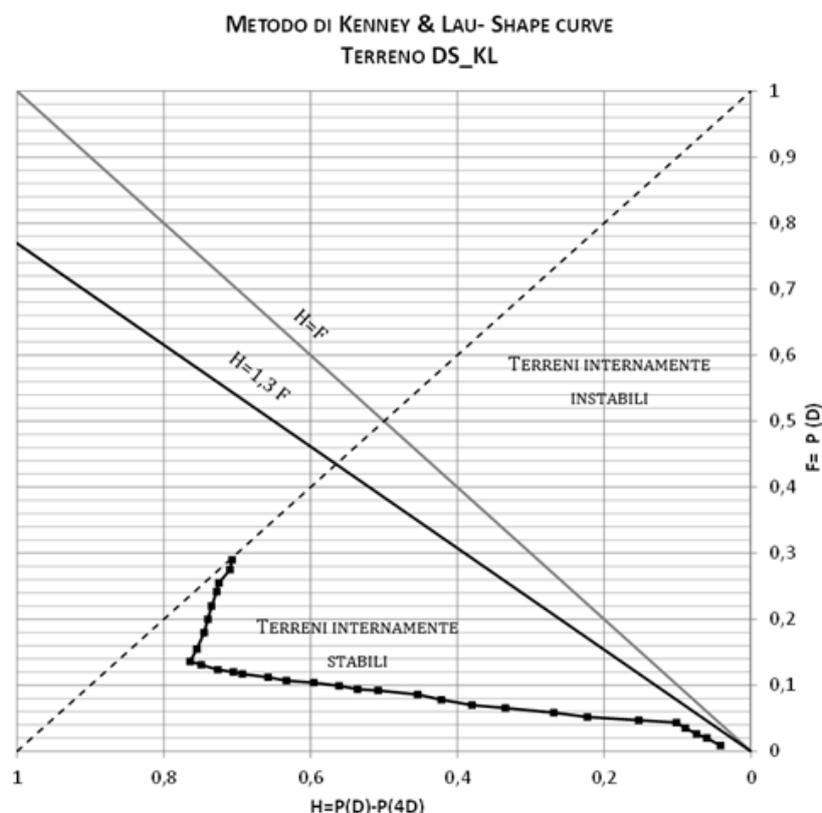


Figura 3.5 Applicazione del metodo di Kenney & Lau (1985) per il terreno DS/KL- Shape Curve

- c) Il terreno è considerato stabile o instabile a seconda dell'andamento della Shape Curve (Figura 3.5). Infatti, la retta $H=F$ e la retta $H=1,3 F$ rappresentano la linea di confine che dividono i terreni stabili (in alto alle rette) da quelli instabili (in basso). Tale linea è stata definita da Loebotsjkov nel 1968 nel suo valore di $H=1,3 F$, modificata nel 1986 nell'espressione $H=F$.

Nello specifico, il terreno DS/KL ha una Shape curve che ricade nella zona dei terreni considerati, secondo Kenney & Lau, internamente stabile.

La Tabella 3.8 riporta l'analisi di stabilità condotta in accordo a Kenney & Lau di tutti i terreni analizzati.

Tabella 3.8 Risultati dell'analisi di stabilità interna mediante il criterio di Kenney & Lau.

Terreno	Criterio di Kenney e Lau
DS/KL	Stabile
D/SB	Stabile
1,1 A/WF	Instabile
9/WF	Instabile
RD/WF	Instabile
2R/WF	Instabile
3R/WF	Instabile
4R/WF	Instabile

3.4 Risultati della stabilità interna secondo i metodi semi-empirici

In Tabella 3.9 sono riportati i risultati dell'analisi della stabilità interna dei terreni secondo i metodi semi-empirici di Kézdi (1969), Sherard (1979) e Kenney & Lau (1985).

Tabella 3.9 Risultati della verifica della stabilità interna dei terreni secondo i metodi semi-empirici di Kézdi, Sherard e Kenney & Lau.

Terreno	Criterio di Kézdi	Criterio di Sherard	Criterio di Kenney e Lau
DS/KL	Instabile	Instabile	Stabile
D/SB	Instabile	Instabile	Stabile
1,1 A/WF	Instabile	Instabile	Instabile
9/WF	Instabile	Instabile	Instabile
RD/WF	Instabile	Instabile	Instabile
2R/WF	Instabile	Instabile	Instabile
3R/WF	Instabile	Instabile	Instabile
4R/WF	Instabile	Instabile	Instabile

Si osservi che i tre criteri sono in accordo fra loro tranne che per la valutazione della stabilità interna dei terreni DS/KL e D/SB, ovvero per quei terreni la cui percentuale di fine è pari allo 0%.

4 Caratterizzazione dei geotessili vergini e della ghiaia utilizzati per le prove di filtrazione di lunga durata

Per eseguire le prove di filtrazione di lunga durata atte a valutare la stabilità interna del terreno di base è necessario, preventivamente, caratterizzare i geotessili e la ghiaia che si utilizzeranno durante le prove.

Della ghiaia, utilizzata quale dreno superiore e dreno inferiore all'interno del permeametro, si è valutata la permeabilità.

Del geotessile, oltre alla permeabilità trasversale e alla permittività si è determinata anche l'apertura caratteristica di filtrazione mediante filtrazione idrodinamica e la distribuzione dei pori mediante il Capillary Flow Porometry Test.

Sui geotessili, la permeabilità trasversale e la distribuzione dei pori sono state eseguite sia prima sia a fine prova.

Si sono utilizzati due tipi di geotessili, nel seguito denominati geotessile spesso e geotessile sottile, le cui caratteristiche principali riportate nelle schede tecniche (Viganò Pavitex S.p.A) sono riassunte in Tabella 4.1.

Tabella 4.1 Caratteristiche principali dei geotessili utilizzati.

	GEOTESSILE SPESSO	GEOTESSILE SOTTILE
Denominazione	GEOTEX R/RC	TECNOGEO TP
Descrizione	Geotessile nontessuto agugliato (GTX-N)	Geotessile nontessuto agugliato e termofissato (GTX-N)
Composizione	Poliestere bianco	Polipropilene alta tenacità bianco
CARATTERISTICHE FISICHE		
Massa areica [gr/m^2]	600	80
Spessore a 2 kPa	2,8	0,7
CARATTERISTICHE MECCANICHE		
Resistenza a trazione longitudinale MD [kN/m]	3,4	6,0
Resistenza a trazione trasversale CMD [kN/m]	3,4	6,0
Allungamento a carico max longitudinale MD [%]	70	50
Allungamento a carico max trasversale CMD [%]	70	55
Resistenza al punzonamento statico CBR [kN]	0,7	0,6
Perforazione al cone drop test [mm]	16	42
CARATTERISTICHE IDRAULICHE		
Apertura caratteristica O_{90} [μm]	70	90
Permeabilità normale al piano $V_{iH}50 \left[\frac{l}{s \times m^2} \right]$	35	100

Inoltre, mediante microscopia elettronica a scansione e spettrometria a dispersione di energia (microscopio elettronico a scansione tipo SEM-EDS), è stato possibile analizzare i due

tipi di geotessili utilizzati durante le prove di filtrazione di lunga durata, sia vergini che a fine prova, in modo da ottenere una loro caratterizzazione morfologica e composizionale.

4.1 Permeabilità trasversale e permittività dei geotessili

Quando un geotessile è utilizzato come filtro, il flusso dell'acqua avviene, generalmente, in direzione ortogonale al piano del prodotto; in tali circostanze le caratteristiche idrauliche del filtro che intervengono nell'interazione terreno-geotessile sono:

- La permeabilità trasversale (o la permittività);
- L'apertura caratteristica di filtrazione (o la porometria);
- La resistenza alla penetrazione dell'acqua ("wettability").

In questo paragrafo si descrive il metodo seguito per il calcolo della permeabilità trasversale dei geotessili vergini e a fine prova, caratteristica utile per lo studio sperimentale della stabilità idraulica dei filtri di geotessile.

Le prove di caratterizzazione idraulica per la valutazione della permeabilità trasversale sono state eseguite mediante l'apparecchiatura utilizzata per le prove di filtrazione di lunga durata per lo studio sperimentale della stabilità interna dei terreni precedentemente descritta.



Figura 4.1 Prove di permeabilità

4.1.1 Calcolo della permeabilità trasversale e della permittività

La permittività di un filtro, Ψ , ne indica la resistenza al flusso ed è definita come il rapporto tra la velocità apparente di filtrazione e la conseguente perdita di carico attraverso il filtro:

$$\Psi = \frac{v}{\Delta h} = \frac{Q/S}{\Delta h} [s^{-1}]$$

In cui:

- Q è la portata effluente attraverso il filtro, valutata in $[m^3/s]$;
- S è la superficie del filtro, espressa in $[m^2]$;
- Δh è la perdita di carico attraverso il filtro, espressa in $[m]$.

Poiché il filtro, durante le prove di filtrazione è posto a contatto con il terreno, in genere, si ha un flusso in regime laminare come dimostrato e riportato successivamente.

Pertanto, poiché $v = K_n i$, è possibile esprimere la permittività mediante la:

$$\Psi = \frac{K_n \cdot \Delta h}{\Delta h \cdot T_g} = \frac{k_n}{T_g} [s^{-1}]$$

In cui:

- K_n è la permeabilità ortogonale del filtro, espressa in $[m/s]$;
- T_g è lo spessore del filtro, in $[m]$.

In particolare, si definisce *coefficiente di permeabilità trasversale*, K_n , la portata per unità di superficie che attraversa il geotessile, o di prodotto affine, ortogonalmente al suo piano sotto un gradiente idraulico unitario.

Tale coefficiente ha le dimensioni di una velocità e si esprime, generalmente, in $[m/s]$.

Alla luce di tali considerazioni, si definisce *permittività idraulica*, Ψ , il rapporto tra il coefficiente di permeabilità trasversale e lo spessore del geotessile.

La permeabilità e la permittività dei filtri si possono determinare in maniera teorica o attraverso metodi indiretti di laboratorio.

In particolare, la determinazione della permeabilità o della permittività è condotta, generalmente, eseguendo prove di permeabilità in condizioni di moto laminare (Legge di Darcy).

Il vantaggio di tale approccio consiste nel fatto che in tal modo è possibile confrontare il valore ottenuto con quello del terreno di base posto a contatto con il filtro.

Fra i metodi sperimentali per valutare la permeabilità i più utilizzati sono:

- Il metodo utilizzato dal Franzius Institut Hannover (FIH);
- Le prove a carico costante o a carico variabile utilizzati dall'ASTM;
- Il metodo proposto dal Comité Francais des Geotextiles et Geomembranes (CFGG);
- Il metodo proposto dal Delf Hydraulics Laboratory (DHL);
- Il metodo proposto dal Bundesanstalt fur Wasserbau (BAW);
- Il metodo proposto dall'Enel-Cris (Milano).

Va specificato che i modelli teorici non possono essere sempre applicati per descrivere il flusso attraverso i geotessili in quanto gli stessi non sono assimilabili a mezzi porosi (Van der Sluys- Dierickx, 1987).

Gli stessi modelli non sono di facile applicazione in quanto le caratteristiche strutturali non sono sempre note al progettista del sistema filtrante. L'applicabilità dei modelli teorici è stata, comunque, verificata sperimentalmente da vari ricercatori che ne definiscono anche i limiti di utilizzazione (Lombard, 1985).

Per contro, i metodi sperimentali sono da preferirsi per la loro semplicità ma possono fornire valori di permeabilità spesso sottostimati poiché quasi tutti i metodi tendono a determinare la permeabilità in condizioni di flusso laminare, situazione difficilmente ottenibile in laboratorio con prove su un singolo provino.

Una soluzione consiste nell'esprimere i risultati in termini di permittività, in modo da svincolarsi dal regime di flusso.

Altrimenti, il problema può essere superato, solo nel caso dei nontessuti, introducendo provini multistrato (Moraci, 1992), soluzione adottata nell'ambito di tali prove sperimentali.

4.1.2 Moto del fluido

Prima di procedere al calcolo del coefficiente di permeabilità occorre definire quale sia il regime di moto del fluido.

Il moto di un liquido può essere di tipo laminare o turbolento. Nel *moto laminare* ciascuna particella segue un percorso che non interferisce con quello delle altre. Nel *moto turbolento*, invece, avviene il contrario.

Per verificare la laminarità del moto è necessario misurare la portata effluente, Q , per diversi valori del carico idraulico, Δh . In tal modo può costruirsi il diagramma $v, \Delta h$ le cui deviazioni dall'andamento rettilineo indicano l'insorgere di un moto turbolento.

Il passaggio da un tipo di moto all'altro dipende dalla velocità di flusso e dalle dimensioni della corrente, come espresso da una grandezza adimensionale, nota come "*Numero di Reynolds*", parametro utilizzato per verificare il regime di flusso.

Il numero di Reynolds, introdotto nel 1883 da Osborne Reynolds per caratterizzare la transizione tra flusso laminare e flusso turbolento, è adimensionale ed è definito come:

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu}$$

In cui:

- ρ è la densità del liquido;
- v è la velocità di flusso;
- D è il diametro del condotto;
- μ è la viscosità dinamica del liquido.

In particolare:

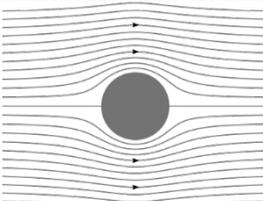
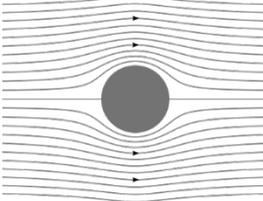
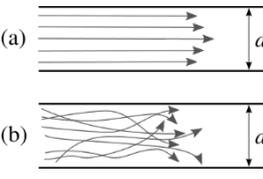
- **Se il numero di Reynold è basso allora il flusso è di tipo laminare;** ovvero un fluido si dice in moto laminare quando la velocità in un punto non cambia nel tempo né in direzione né in intensità come avviene, ad esempio nel moto dell'acqua al centro di un canale. Il flusso laminare può essere descritto come il moto di tanti strati sottili che si muovono parallelamente tra loro.
- **Se il numero di Reynold è alto allora il flusso è di tipo turbolento (vorticoso);** ovvero il moto del fluido avviene in modo caotico senza seguire traiettorie orientate come nel caso del moto laminare. Tale tipo di moto avviene quando le forze viscosi non sono sufficienti a contrastare la forza d'inerzia.

Il numero di Reynolds può, quindi, considerarsi come un indice del grado di turbolenza cui è assoggettato un fluido e, precisamente, si ha il moto viscoso per valori relativamente piccoli del numero di Reynolds, il moto puramente turbolento per valori molto elevati, mentre per valori intermedi ci si trova nella zona di transizione.

Esistono tabelle specifiche che, in funzione del sistema geometrico considerato, individuano i valori del numero di Reynolds.

In Tabella 4.2 sono raccolti alcuni valori limite del numero di Reynolds per diverse geometrie:

Tabella 4.2 Valori discriminanti del numero di Reynolds in funzione del sistema geometrico.

Geometria	Regime laminare	Regime di transizione	Regime turbolento	Rappresentazione della geometria
Flusso attorno a una lamina piana, in direzione parallela all'asse della lamina	$Re < 5 \times 10^5$	$5 \times 10^5 < Re < 10^7$	$Re > 10^7$	
Flusso attorno a un cilindro, in direzione perpendicolare all'asse del cilindro	$Re < 2 \times 10^5$	$Re \cong 2 \times 10^5$	$Re > 2 \times 10^5$	
Flusso attorno a una sfera	$Re < 2 \times 10^5$	$Re \cong 2 \times 10^5$	$Re > 2 \times 10^5$	
Flusso all'interno di un tubo cilindrico: (a) Regime laminare (b) Regime turbolento	$Re < 2300$	$2300 < Re < 4000$	$Re > 4000$	

Le prove condotte per determinare se il flusso sia o meno laminare possono essere schematizzate come il caso di tubature rettilinee di sezione circolare (Tabella 4.2, Flusso all'interno di un tubo cilindrico: (a) Regime laminare (b) Regime turbolento) in cui il flusso della corrente fluida sarà in:

- Regime laminare se $Re \leq 2300$;
- Regime di transizione se $2300 \leq Re \leq 4000$;
- Turbolento se $Re \geq 4000$.

Si osservi che, nel caso dei terreni, Taylor (1948) indica che il moto può considerarsi laminare quando $Re \leq 1$.

Pertanto, prima di procedere alla prova di permeabilità sui geotessili si verifica che il moto sia di tipo laminare attraverso la valutazione del numero di Reynolds (Tabella 4.3).

Per tale ragione si valuta la portata media fluita su tre misure e, da questa, si valuta la velocità.

Noto che sia il diametro del permeametro di forma cilindrica ($\Phi = 15,5 \text{ cm}$), la densità dell'acqua e la viscosità alla temperatura misurata ($\rho_{23^\circ\text{C}} = 0,9976 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3}$; $\mu_{23^\circ\text{C}} = 9,61 \times 10^{-3} \frac{\text{gr}}{\text{cm}\cdot\text{s}}$) si può valutare il numero di Reynolds per diverse altezze della vaschetta di carico riportando le grandezze in opportune unità di misura in modo da rendere il numero di Reynolds adimensionale. I calcoli sono riportati in Tabella 4.3.

Tabella 4.3 Verifica del regime laminare mediante il calcolo del numero di Reynolds

H vaschetta	$\rho_{23^\circ\text{C}}$	v	Diametro, Φ	$\mu_{23^\circ\text{C}}$	Re
[cm]	[gr/cm ³]	[cm/sec]	[cm]	[gr/(cm · s)]	[-]
80,00	0,9976	0,21	15,50	0,00961	341,71
70,00	0,9976	0,24	15,50	0,00961	381,79
60,00	0,9976	0,26	15,50	0,00961	423,06
50,00	0,9976	0,28	15,50	0,00961	452,33
40,00	0,9976	0,30	15,50	0,00961	479,69
30,00	0,9976	0,32	15,50	0,00961	512,27
20,00	0,9976	0,33	15,50	0,00961	538,67
10,00	0,9976	0,35	15,50	0,00961	565,64
0,00	0,9976	0,37	15,50	0,00961	593,27

N.B. In generale ($\rho_{20^\circ\text{C}} = 1 \times 10^3 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$; $\mu_{20^\circ\text{C}} = 1 \times 10^{-3} \frac{\text{N}\cdot\text{s}}{\text{m}^2}$)

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} < 2300$$

Pertanto ci si trova nel caso di regime laminare.

Volendo, ancora, verificare la laminarità del moto misurando la portata effluente, Q , per diversi valori del carico idraulico, Δh e costruendo il diagramma $v, \Delta h$ le cui deviazioni dall'andamento rettilineo indicano l'insorgere di un moto turbolento, come riportato in Figura 4.2, si osserva che non si ha l'insorgere di regime turbolento.

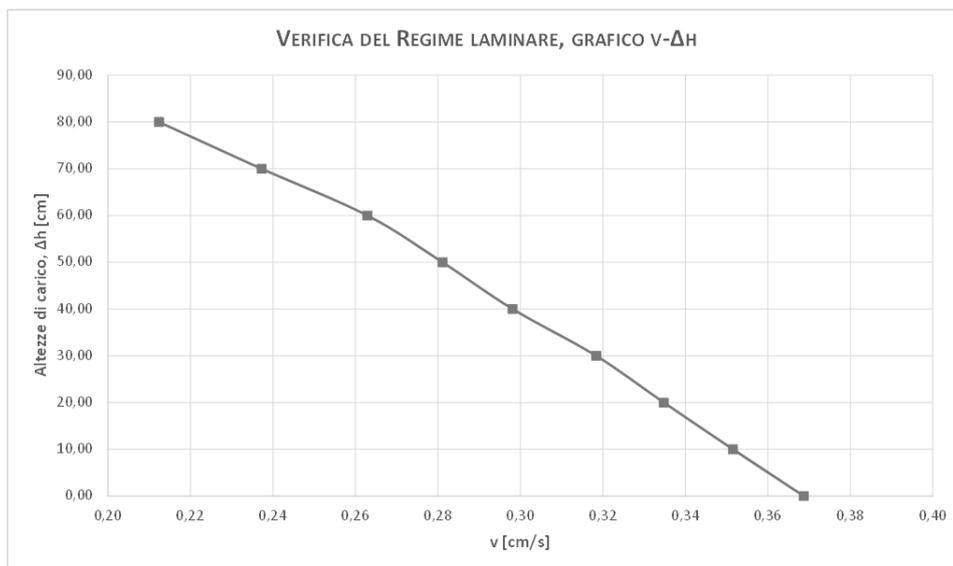


Figura 4.2 Verifica del regime laminare mediante il grafico $v-\Delta h$

4.1.3 Calcolo del coefficiente di permeabilità nella direzione perpendicolare alla stratificazione e della permittività

Per calcolare la permeabilità ortogonale di un geotessile sperimentalmente si effettua una prova di permeabilità in regime permanente misurando il volume che fluisce attraverso il geotessile in condizioni di carico idraulico costante (CNR, Dicembre 1986), nell'unità di tempo.

La misura è condotta rispettando le condizioni di moto laminare che rendono applicabile la legge di Darcy avviando, dal momento che si lavora con geotessili nontessuti, mediante l'introduzione di provini multistrato all'interno del permeametro.

Sotto tali condizioni e sotto opportune ipotesi si ottiene:

$$K_n = \frac{Q_{20} \cdot n \cdot T_g}{\Delta H \cdot A} [m/s]$$

In particolare:

- Q_{20} , misurata in $[m^3/s]$, è la portata effluita attraverso il geotessile, riportata alla temperatura di $20^\circ C$ per tenere in conto gli effetti della viscosità;
- n è il numero di provini di geotessile utilizzati;
- T_g , espresso in $[m]$, è lo spessore del singolo provino;
- ΔH , espresso in $[m]$, rappresenta il carico idraulico;
- A , misurata in $[m^2]$, è l'area della superficie del provino.

Per dimostrare che il metodo è adatto per valutare una permeabilità verticale equivalente dei geotessili sottili, si fa riferimento al calcolo della permeabilità trasversale di un deposito stratificato.

Se si considera un terreno stratificato, dal punto di vista idrogeologico, esso non può essere considerato omogeneo, in quanto ogni strato è caratterizzato da un valore di permeabilità che è proprio di quello strato stesso; tuttavia è possibile convertire il sistema non omogeneo in un sistema omogeneo equivalente con un coefficiente di permeabilità differente a seconda che il flusso dell'acqua sia in direzione parallela alla stratificazione o perpendicolare.

In questo caso si è interessati al calcolo della permeabilità equivalente nel caso di flusso ortogonale alla stratificazione.

Si consideri, pertanto, un terreno composto da un numero n di strati sovrapposti ognuno dei quali è caratterizzato da un valore di permeabilità K_n e da uno spessore T_n .

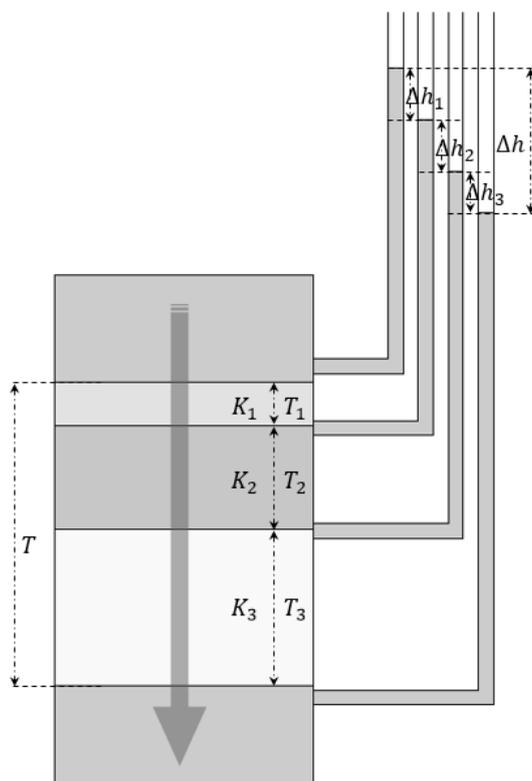


Figura 4.3 Schematizzazione del terreno stratificato

Facendo riferimento alla schematizzazione del terreno stratificato in Figura 4.3, s'immagina che il terreno sia attraversato da un flusso perpendicolare alla stratificazione.

Dal momento che si suppone che il flusso sia stazionario, la velocità di filtrazione deve essere uguale nei tre strati di terreno.

Se, infatti, la velocità di filtrazione nel primo strato fosse superiore alla velocità di filtrazione dello strato successivo, si avrebbe un accumulo di acqua nel secondo livello, il che è impossibile vista l'assunzione iniziale di moto stazionario.

Siano:

- $\Delta h_1, \Delta h_2, \Delta h_3$ le perdite di carico alle estremità degli strati 1, 2 e 3, rispettivamente, espressi in [m];
- T_1, T_2, T_3 , gli spessori dei diversi strati di terreno, anch'essi espressi in [m].

Si ha che:

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3$$

Il gradiente idraulico, per lo strato i-esimo, è definito come:

$$i_i = \frac{\Delta h_i}{T_i}$$

Pertanto, sostituendo all'espressione della perdita di carico totale le perdite di carico dei vari strati espressi in funzione del gradiente idraulico si ha:

$$\Delta h = \sum_{i=1}^3 T_i \cdot i_i$$

Per la continuità del flusso, la velocità di filtrazione deve essere uguale in tutti e tre gli strati:

$$v = v_1 = v_2 = v_3$$

In particolare, la velocità di filtrazione per lo strato i-esimo vale:

$$v_i = k_i \cdot i_i$$

Immaginando di sostituire il mezzo reale stratificato con un mezzo equivalente in cui il coefficiente di permeabilità in senso perpendicolare alla stratificazione, k_{\perp} , si ottiene:

$$i = \frac{\Delta h}{T}$$

$$v = k_{\perp} \cdot i$$

Combinando questa equazione con le tre equazioni delle velocità calcolate in precedenza si ricava:

$$k_{\perp} \cdot i = k_i \cdot i_i$$

Da cui:

$$i_i = \frac{k_{\perp} \cdot i}{k_i}$$

Sostituendo:

$$i = \frac{\Delta h}{T}$$

Si ottiene il gradiente idraulico per ogni strato:

$$i_i = \frac{\Delta h}{T} \cdot \frac{k_{\perp}}{k_i}$$

Inserendo i valori dei gradienti idraulici così calcolati nella $\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3$ si ottiene la perdita di carico totale alle estremità del modello:

$$\Delta h = \sum_{i=1}^3 T_i \cdot \frac{\Delta h}{T} \cdot \frac{k_{\perp}}{k_i}$$

Dividendo ambo i membri per Δh e raccogliendo i termini k_{\perp} e T si ottiene:

$$\frac{k_{\perp}}{D} \cdot \left(\sum_{i=1}^3 \frac{T_i}{k_i} \right) = 1$$

Da cui:

$$k_{\perp} = \frac{\sum_{i=1}^3 T_i}{\sum_{i=1}^3 \left(\frac{T_i}{k_i} \right)} = \frac{T}{\sum_{i=1}^3 \left(\frac{T_i}{k_i} \right)}$$

Si osservi che T_i e k_i sono, rispettivamente, lo spessore e il coefficiente di permeabilità dell' i -esimo strato di terreno.

In generale si ha:

$$k_{\perp} = \frac{T}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{T_i}{k_i} \right)}$$

In cui:

- T è lo spessore del deposito, misurato in $[m]$;
- T_i è lo spessore del singolo strato del deposito, misurato in $[m]$;
- k_i è il coefficiente di permeabilità dell' i -esimo stato di deposito.

Considerato che $\sum_{i=1}^3 T_i = T$ si ha, ammesso che lo spessore di geotessile di cui si vuole conoscere il coefficiente di permeabilità trasversale sia formato da strati di geotessile vergini sottili con eguale spessore T_i ed eguale coefficiente di permeabilità k_i :

$$k_{\perp} = \frac{T}{\sum_{i=1}^3 \left(\frac{T_i}{k_i} \right)} = \frac{T}{\frac{T}{k_i}} = k_i$$

Essendo k_i la permeabilità dell' i -esimo strato di geotessile.

Pertanto:

$$k_{\perp} = k_i$$

Essendo:

$$Q = v \cdot A = k \cdot i \cdot A$$

$$k_i = \frac{Q_{20}}{i \cdot A} = \frac{Q_{20} \cdot T_i}{\Delta H \cdot A} [m/s]$$

Perciò è valida la:

$$K_n = \frac{Q_{20} \cdot n \cdot T_g}{\Delta H \cdot A} [m/s]$$

Tale dimostrazione è valida anche nel caso in cui, al posto di una stratificazione di terreno, siamo di fronte a una stratificazione di geotessili e tali considerazioni si possono utilizzare come base per il calcolo del coefficiente di permeabilità del geotessile sottile, sia vergine sia a fine prova.

Nel caso del geotessile spesso il problema del calcolo del coefficiente di permeabilità non si pone; tuttavia, se si vuole valutare la permeabilità di un singolo strato di geotessile sottile,

visto l'esiguo spessore che non crea apprezzabili variazioni piezometriche, il calcolo della permeabilità risulta molto difficile.

Tuttavia, applicando la formula prima vista e realizzando un geotessile equivalente, la permeabilità del geotessile nontessuto sottile a fine prova, si può valutare conducendo una prova tramite permeametro, nota che sia la permeabilità k_i del geotessile vergine.

Per la caratterizzazione dei geotessili, dopo aver verificato il regime laminare del moto di filtrazione, si è applicata la:

$$K_n = \frac{Q_{20} \cdot n \cdot T_g}{\Delta H \cdot A} [m/s]$$

- Per il geotessile spesso, sia vergine sia a fine prova, si è utilizzato un unico geotessile.
- Per il geotessile vergine sottile si è realizzato un provino equivalente formato da 11 strati di geotessile sottile sovrapposti prelevati dal rotolo di geotessile, a una distanza di almeno 10 cm dal bordo e in zone prive di danneggiamenti visibili, in posizioni diverse.
- Nel caso di valutazione della permeabilità a fine prova del geotessile sottile, invece, si è realizzato un provino equivalente formato da 9 strati di geotessile sottile sovrapposti di cui quello inserito nella posizione centrale è quello che è stato a contatto con il terreno mentre gli altri sono vergini. In tal modo si valuta, sperimentalmente, senza provocare il lavaggio del geotessile a fine prova, la permeabilità finale.

4.2 Prove sperimentali per la valutazione della permeabilità

La determinazione della portata fluita è stata effettuata raccogliendo in un contenitore il volume di fluido fluito in un determinato intervallo di tempo Δt , noto perché misurato mediante cronometro (Figura 4.5). Del contenitore è noto anche il peso in modo da poter valutare il peso netto dell'acqua fluita. Dal momento che la densità dell'acqua varia con la temperatura ci si è avvalsi anche della lettura della stessa mediante termometro.

Noto il peso della massa d'acqua fluita e il peso del contenitore, si è valutato il peso netto della massa d'acqua fluita per differenza.

Ovvero è possibile, mediante bilancia, ottenere direttamente il peso netto.



Figura 4.4 Determinazione della portata fluiva- strumentazione (contenitore per la raccolta dell'acqua, bilancia di precisione, cronometro)

Nota la temperatura dell'acqua si è determinata la densità della stessa e, quindi, il volume dell'acqua fluuto.

$$V = \left(\frac{\rho(T)}{P_n} \right)^{-1}$$

- V = Volume d'acqua fluuto, [cm^3];
- $\rho(T)$ = Densità dell'acqua funzione della temperatura, T [$^{\circ}C$], [gr/cm^3].
- P_n = Peso netto della massa d'acqua fluuta, [gr];

La densità dell'acqua è riportata in Tabella 4.4.

Tabella 4.4 Peso specifico dell'acqua valutato in [gr/cm^3]

$^{\circ}C$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0,9999	0,9999	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,9999	0,9999	0,9998
10	0,9997	0,9996	0,9995	0,9994	0,9993	0,9991	0,9990	0,9988	0,9986	0,9984
20	0,9982	0,9980	0,9978	0,9976	0,9973	0,9971	0,9968	0,9965	0,9963	0,9960
30	0,9957	0,9954	0,9951	0,9947	0,9944	0,9941	0,9937	0,9934	0,9930	0,9926
40	0,9922	0,9919	0,9915	0,9911	0,9907	0,9902	0,9898	0,9894	0,9890	0,9885
50	0,9881	0,9876	0,9872	0,9867	0,9862	0,9857	0,9852	0,9848	0,9842	0,9838
60	0,9832	0,9827	0,9822	0,9817	0,9811	0,9806	0,9800	0,9795	0,9789	0,9784
70	0,9778	0,9772	0,9767	0,9761	0,9755	0,9749	0,9743	0,9737	0,9731	0,9724
80	0,9718	0,9712	0,9706	0,9699	0,9693	0,9686	0,9680	0,9673	0,9667	0,9660
90	0,9653	0,9647	0,9640	0,9633	0,9626	0,9619	0,9612	0,9605	0,9598	0,9591

Infine si è valutata la portata d'acqua dal rapporto fra il volume d'acqua fluuto e l'intervallo di tempo (valutato in secondi):

$$Q = \frac{V}{\Delta t}$$

Circa il gradiente idraulico, invece, si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{|h_5 - h_6|}{L}$$

Dove:

- h_5, h_6 = Altezze dei piezometri come da Figura 2.10, [cm];
- L = Spessore del geotessile o spessore del geotessile equivalente.

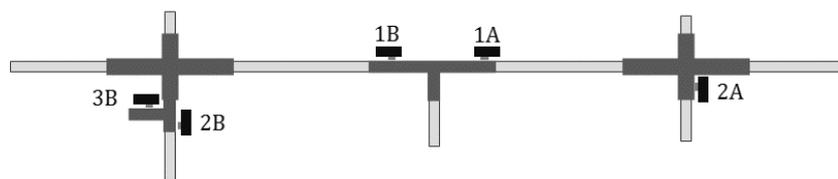


Figura 4.5 Schema dei rubinetti per dirigere il flusso dall'alto verso il basso o viceversa

Si è valutata:

- 1- La permeabilità del geotessile vergine spesso nontessuto su tre provini di geotessile, prelevati da zone del rotolo esenti da difetti visibili facendo attenzione a tagliarli senza sottoporli a sforzi di trazione che potrebbero deformarli valutando la permeabilità sui valori medi;
- 2- La permeabilità del geotessile spesso nontessuto a fine prova;
- 3- La permeabilità del geotessile vergine sottile nontessuto su tre combinazioni di 11 provini di geotessile vergini sottili sovrapposti;
- 4- La permeabilità del geotessile sottile a fine prova mediante realizzazione di un provino equivalente di 8 geotessili vergini e quello a fine prova (9 strati totali) in cui il geotessile usato era in posizione centrale rispetto agli altri.

I provini di geotessile sono di forma circolare di diametro esterno pari a $\Phi_{est} = 15,5 \text{ cm}$.

Prima della prova, per circa 18 ore, quelli vergini, sono stati immersi in acqua.

Le prove sono state condotte mediante la procedura di seguito descritta.

4.2.1 Protocollo di prova

Si specifica che nella strumentazione è stato passato del grasso al silicone nelle parti di giunzione. Le fasi di preparazione della prova sono le seguenti:

- 1- S'inserisce sul fondo della strumentazione una griglia di acciaio (Figura 4.7);



Figura 4.6 Inserimento della griglia

- 2- Sulla griglia di acciaio si pone un dreno di ghiaia di diametro tale da essere trattenuta al setaccio 3/8 ($19\text{mm} \leq \varphi \leq 25\text{mm}$); quindi un o-ring di gomma (Figura 4.8);



Figura 4.7 Inserimento del dreno di ghiaia e dell'o-ring di gomma

- 3- Si posiziona il campione di geotessile (o il campione di geotessile equivalente) da testare e si blocca mediante un o-ring in metallo (Figura 4.9);



Figura 4.8 Inserimento del geotessile e dell'o-ring in metallo

- 4- S'inseriscono gli altri due pezzi dell'apparecchiatura e si avvitano i bulloni al top mediante una chiave inglese (n°17); in particolare è suggerito avvitare questi ultimi in step successivi e a due a due, scegliendo i bulloni in modo che siano diametralmente opposti;
- 5- Una volta chiusa la strumentazione, si procede con la saturazione del geotessile mandando il flusso dal basso verso l'alto (seguendo la Figura 4.6) si aprono i rubinetti 1B e 2A, si tengono chiusi i rubinetti 1A, 2B e 3B) mantenendo la vaschetta in basso (Figura 4.10);
- 6- Allorquando non vi sono più bollicine che dal geotessile salgono verso l'alto, si alza la vaschetta e si aprono i piezometri (Figura 4.11) valutando la permeabilità a diverse altezze della vaschetta di carico;



Figura 4.9 Fase di saturazione, flusso dal basso verso l'alto

- 7- Quando il livello fra i piezometri raggiunge la stazionarietà, si procede con le misure del livello piezometrico del piezometro 1 e del piezometro 2, della massa d'acqua fluita, dell'intervallo di tempo e della temperatura (Figura 4.11) facendo variare l'altezza della vaschetta di carico.



Figura 4.10 Prova sperimentale per la valutazione della permeabilità

Tale procedimento è stato seguito:

- 1- Su tre campioni di geotessile vergine spesso, la cui permeabilità è stata ricavata mediante valori medi delle tre prove;
- 2- Su tre combinazioni di 11 geotessili vergini sottili, mediando poi i valori ricavati nel caso di valutazione di permeabilità su geotessile vergine;
- 3- Una volta per ogni geotessile spesso a fine prova;

- 4- Una volta per ogni provino equivalente realizzato con 8 geotessili vergini sottili e uno a fine prova.

4.2.2 Risultati

Applicando per il geotessile vergine spesso e sottile la relazione che segue:

$$K_n = \frac{Q_{20} \cdot n \cdot T_g}{\Delta H \cdot A} [m/s]$$

Si è ottenuto, mediando i valori:

Geotessile	K [cm/s]
Geotessile spesso vergine [s=0,228 cm]	0,062
Geotessile sottile vergine [s=0,046 cm]	0,13

Si riportano in Allegato 1 i risultati della prova di permeabilità.

4.3 Studio della permeabilità della ghiaia

Per valutare la permeabilità, K, della ghiaia utilizzata quale dreno inferiore e superiore per lo studio della stabilità interna dei terreni granulari, si è sottoposta la stessa a prove di caratterizzazione idraulica mediante l'apparecchiatura già utilizzata per valutare la permeabilità dei geotessili.

Prima di eseguire la prova, la ghiaia è stata opportunamente lavata, setacciata ed essiccata.

Si specifica che:

- La ghiaia che funge da dreno inferiore è ghiaia trattenuta al setaccio 3/8, quindi di pezzatura compresa fra [25 mm ÷ 19mm];
- La ghiaia che funge da dreno superiore è ghiaia trattenuta al setaccio 3/4, quindi di pezzatura compresa fra [19mm ÷ 9,5mm].

Per la valutazione della permeabilità si applica la Legge di Darcy:

$$Q = K \cdot i \cdot A$$

In cui:

- Q è la portata fluita, [cm³/sec];
- K è la permeabilità del geotessile, [cm/sec];
- i = Δh/L è il gradiente idraulico, [-];
- A è l'area del geotessile, [cm²]

Pertanto:

$$K = \frac{Q}{i \cdot A}$$

La determinazione della portata fluita è stata effettuata raccogliendo in un contenitore il volume di fluido fluito in un determinato intervallo di tempo Δt.

Del contenitore è noto anche il peso in modo da poter valutare il peso netto dell'acqua fluita.

Dal momento che la densità dell'acqua varia con la temperatura ci si è avvalsi anche della lettura della stessa mediante termometro.

Noto il peso della massa d'acqua fluita e il peso del contenitore, si è valutato il peso netto della massa d'acqua fluita mediante differenza.

Ovvero è possibile, mediante bilancia, ottenere direttamente il peso netto.

Nota la temperatura dell'acqua si è determinata la densità della stessa e, quindi, il volume dell'acqua fluito.

$$V = \left(\frac{\rho(T)}{P_n} \right)^{-1}$$

- V = Volume d'acqua fluito, [cm^3];
- $\rho(T)$ = Densità dell'acqua funzione della temperatura, T [$^{\circ}C$], [gr/cm^3].
- P_n = Peso netto della massa d'acqua fluita, [gr].

La densità dell'acqua è riportata in Tabella 4.4.

Infine si è valutata la portata d'acqua dal rapporto fra il volume d'acqua fluito e l'intervallo di tempo (valutato in secondi):

$$Q = \frac{V}{\Delta t}$$

Circa il gradiente idraulico, invece, si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{|h_1 - h_5|}{L}$$

Dove:

- h_1, h_5 sono le altezze dei piezometri 1 e 5, rispettivamente, [cm];
- L è la distanza fra i piezometri 1 e 5.

La procedura di prova è quella descritta in precedenza.

Tale procedimento è stato seguito sia per la valutazione della permeabilità della ghiaia trattenuta al setaccio $3/4$, sia per la valutazione della permeabilità della ghiaia trattenuta al setaccio $3/8$, misurando tre volte portata e temperatura, mediando poi i valori ricavati.

4.3.1 Risultati

Prese tre misure della portata tramite cronometro, noto il peso netto e la densità dell'acqua, valutato il gradiente idraulico nota la distanza fra i due piezometri e applicando la:

$$K = \frac{Q}{i \cdot A}$$

Tabella 4.5 Risultati prove per la determinazione della permeabilità della ghiaia trattenuta al setaccio $3/4$

Misura	Δt	P_n	$\rho_{H_{20}=17^{\circ}C}$	Q	Q_{media}	Δh	L1,5	i	A	$K_{ghiaia(3/4)}$
	[sec]	[gr]	[gr/cm^3]	[$\frac{cm^3}{s}$]	[$\frac{cm^3}{s}$]	[cm]	[cm]		[cm^2]	[cm/s]
1	10,09	687,70	0,99875	68,24						
2	10,06	690,1	0,99875	68,68	68,43	0,1	14,00	0,007	188,7	50,8
3	10,03	684,8	0,99875	68,36						

Tabella 4.6 Risultati prove per la determinazione della permeabilità della ghiaia trattenuta al setaccio 3/8

Misura	Δt	P_n	$\rho_{H_2O=17^\circ C}$	Q	Q_{media} [cm ³]	Δh [cm]	L1,5	i	A	$K_{ghiaia(3/8)}$
	[sec]	[gr]	[gr/cm ³]	$\frac{cm^3}{s}$	$\frac{cm^3}{s}$	[cm]	[cm]		[cm ²]	[cm/s]
1	10,22	676,10	0,99875	66,2						
2	10,06	667,6	0,99875	66,4	66,38	0,1	14,00	0,007	188,7	49,25
3	10,06	667,6	0,99875	66,4						

Si sono ottenuti, a partire dai dati riportati in Tabella 4.5 per la ghiaia trattenuta al setaccio $\frac{3}{4}$ e Tabella 4.6 per la ghiaia trattenuta al setaccio 3/8 i seguenti valori:

$$K_{ghiaia \frac{3}{4}} = 50,8 \text{ cm/s}$$

$$K_{ghiaia \frac{3}{8}} = 49,25 \text{ cm/s}$$

Tali dati sono utili per la determinazione del BF durante le prove di filtrazione per lo studio sperimentale della stabilità interna dei terreni granulari.

4.4 Determinazione sperimentale dell'apertura caratteristica di filtrazione mediante filtrazione idrodinamica

In un sistema filtrante costituito da terreno di base-geotessile, sotto l'azione di trascinarsi del flusso d'acqua, può verificarsi che le particelle del terreno di base migrino attraverso la rete dei pori dello scheletro solido; se le aperture del filtro sono tali da trattenere la maggior parte delle particelle trascinate, queste ultime si accumuleranno all'interfaccia terreno di base-geotessile facendo sì che la permeabilità del sistema filtrante si riduca sensibilmente.

Al contrario, se le aperture del geotessile sono troppo grandi e tali da permettere il passaggio delle particelle in movimento attraverso esso, si assisterà a un'eccessiva ridistribuzione granulometrica all'interno del terreno di base con possibili fenomeni di erosione.

Per tale motivo, soprattutto nel caso di terreni granulari internamente instabili, è necessario uno studio ad hoc dell'apertura caratteristica del sistema filtrante con la possibilità di inserire nella progettazione un limite minimo e un limite massimo di tale parametro.

I criteri di ritenzione e di permeabilità prima descritti dovrebbero assicurare la formazione a monte del filtro di una transizione naturale in maniera tale da impedire l'intasamento del geotessile (clogging) e l'accumulo di materiale all'interfaccia terreno-geotessile (blinding) per un periodo di tempo pari alla vita dell'opera.

Tuttavia in alcuni casi si è verificato che a lungo termine, soprattutto per terreni a granulometria estesa o discontinua (gap-graded), l'azione filtrante non si sia esplicata sebbene i criteri già indicati fossero verificati.

È pertanto fondamentale la verifica sperimentale della stabilità idraulica del filtro.

In questo paragrafo sono riportati i risultati ottenuti dalle prove di filtrazione idrodinamica eseguite su due tipi di geotessile, uno spesso e uno sottile, che saranno utilizzati per lo studio sperimentale della stabilità interna dei terreni oggetto della tesi.

Per filtrazione idrodinamica s'intende una filtrazione che si ha per sola azione di un flusso d'acqua che attraversa, in direzione normale, il piano del geotessile.

Grazie a un attuatore pneumatico a doppio effetto che consente di realizzare cicli d'immersione/emersione in acqua a cadenza prestabilita, il flusso d'acqua attraversa il geotessile e si verifica il trasporto delle particelle fini di terreno che, dopo aver attraversato il geotessile, si depositano sul fondo della vasca.



Figura 4.11 Apparecchiatura utilizzata per le prove di filtrazione idrodinamica

In Figura 4.12 è riportata la foto della strumentazione utilizzata per prova di filtrazione su geotessili per la determinazione del diametro massimo del materiale passante attraverso il geotessile onde stabilirne l'apertura massima dei pori, in Figura 4.13 la sua schematizzazione. Per diametro massimo del materiale passante s'intende il diametro massimo delle particelle di terreno che passano attraverso il geotessile nelle condizioni di prova. Tale diametro è convenzionalmente espresso dal diametro dei grani di terra corrispondente al 95% di passante (d_{95}) individuato sulla curva granulometrica di detta terra.

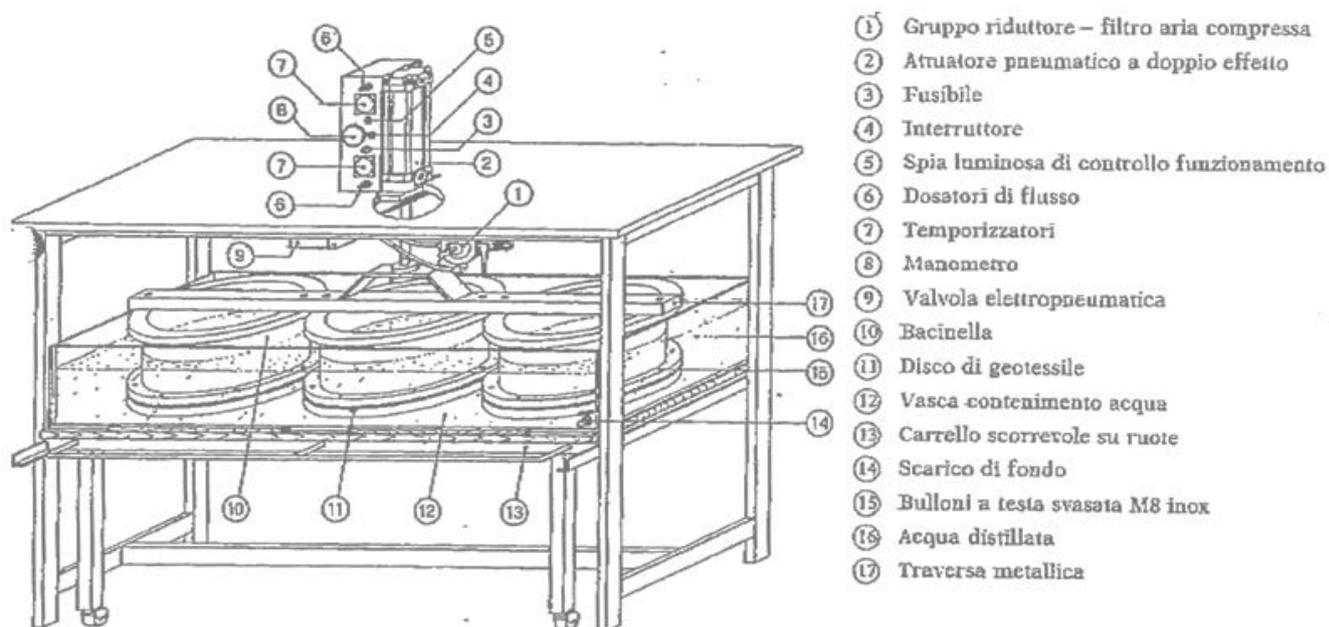


Figura 4.12 Schema dell'apparecchiatura per la determinazione del diametro massimo del materiale passante

Sono stati sottoposti a prova di filtrazione idrodinamica:

- Un geotessile non tessuto di spessore di 0,39 mm (“geotessile sottile”);
- Un geotessile non tessuto di spessore di 2,28 mm (“geotessile spesso”).

La prova, che ha una durata di 24 ore, è organizzata sulla base di un sistema di filtrazione in acqua di una terra a curva granulometrica continua prestabilita, disposta entro tre bacinelle sul cui fondo è disposto il geotessile in esame.

Le tre bacinelle sono alternatamente immerse ed estratte in acqua con un movimento verticale sali-scendi automatizzato, a cadenza determinata (fase d’immersione pari a 15 secondi, fase di emersione pari a 25 secondi) per un numero di cicli pari a 2160.

Durante la fase d’immersione l’acqua della vasca entra nelle tre bacinelle e defluisce, sempre attraverso il geotessile, con percorso inverso.

Durante quest’ultima fase le parti fini di terra filtrate sono trasportate nell’acqua della vasca.

Dopo le 24 ore di prova si recupera, tramite decantazione, la frazione di terra filtrata e se ne determina la curva granulometrica.

Il diametro dei grani di terra corrispondente al 95% di passante rilevato su detta curva rappresenta il diametro massimo del materiale passante attraverso il geotessile (d_{95}) o del diametro di filtrazione.

La terra di prova, avente curva granulometrica continua, soddisfa i due requisiti:

- Dimensione massima delle particelle pari a 2 mm, nella quantità di circa 1 kg, verificato in quanto la dimensione massima è pari a 0,84 mm:

$$d_{max} = 0,84 \text{ mm}$$

- Coefficiente di uniformità del terreno (d_{60}/d_{10}) superiore a 6, verificato in quanto:

$$d_{60} = 0,29 \text{ mm}; d_{10} = 0,004 \text{ mm}$$

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 72,5 > 6$$

In particolare per la prova si è utilizzato, come terreno il "Rosso Verona" di cui si riportano, in Figura 4.14 e in Figura 4.15 i risultati dell'analisi granulometrica.

$$G_s < 0.074 = 2,69 \text{ gr/cm}^3$$

Analisi con vagli				
VIA UMIDA				
Tempo di agitazione = 15 min				
Setaccio ASTM	Diametro grani D (mm)	Peso terreno trattenuto (g)	Trattenuto (%)	Passante (%)
3"	76,2			
2"	50,8			
1,5"	38,1			
1"	25,4			
3/4"	19			
3/8"	9,5			
4	4,76			
10	2			
20	0,84	0,0	0,00	100,00
40	0,42	42,2	28,24	71,76
60	0,25	23,4	15,69	56,07
140	0,105	30,9	20,71	35,36
200	0,074	6,6	4,42	30,94
	< 0.074	46,2		
Somma S	(g)	149,3	Percent. < 0.074	
Peso iniziale	(g)	150,9	30,9	
Perdita	(g)	1,6		



Aerometria				
Tempo min	Temper. °C	Lettura R	Diametro mm	Passante %
0,5	22	43	0,058	27,489
1	22	40	0,042	25,216
2	22	37	0,030	22,942
4	22	35	0,022	21,427
8	22	34	0,015	20,669
15	22	31	0,011	18,396
30	22	28	0,008	16,122
60	22	25	0,006	13,849
120	22	20	0,004	10,060
240	23	17	0,003	8,062
480	23	14	0,002	5,788
1440	23	12	0,001	4,273

Figura 4.13 Immagine e risultati dell'analisi granulometrica del terreno "Rosso Verona" utilizzato ai fini della prova di filtrazione idrodinamica

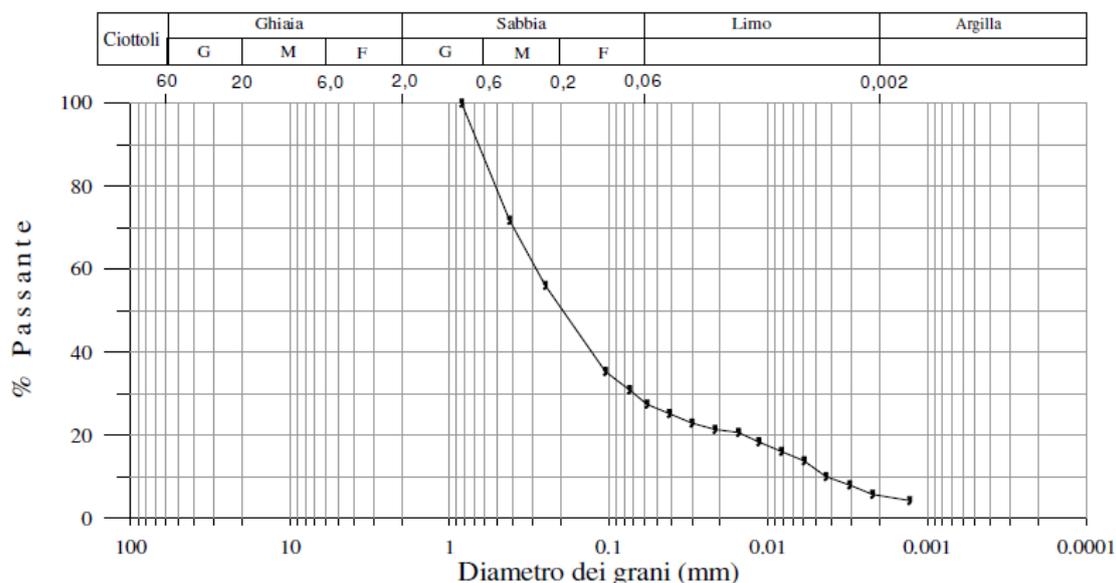


Figura 4.14 Curva granulometrica del terreno "Rosso Verona" utilizzato ai fini della prova di filtrazione idrodinamica

Tale terreno soddisfa i requisiti dettati dalla normativa seguita ai fini della prova (C.N.R. – Bollettino Ufficiale- (Norme tecniche)- Anno XXVI N°145) ed è di tipo granulare con frazione coesiva minima o nulla in modo da evitare aggregazioni tra particelle.

Si osservi, per precisione, l'esempio della curva granulometrica della terra utilizzabile per la prova riportata nella stessa normativa confrontata con la curva granulometrica del Rosso Verona (Figura 4.16).

CONFRONTO GRANULOMETRIE PER FILTRAZIONE IDRODINAMICA CNR N°145

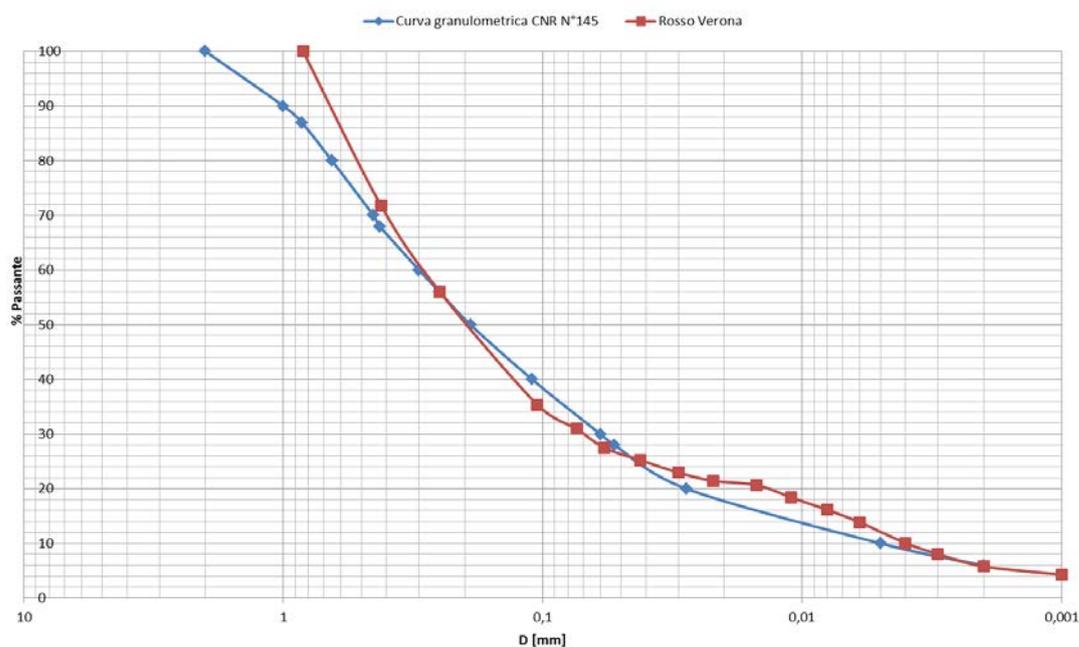


Figura 4.15 Esempio di curva granulometrica della terra utilizzabile per la prova secondo la normativa CNR N°145 e curva granulometrica del Rosso Verona- confronto

Circa la preparazione dei provini si è così proceduto:

- 1- Dal rotolo di geotessile, a una distanza di almeno 10 cm dal bordo e in zone esenti da danneggiamenti visibili, in posizioni diverse, si sono ricavati tre provini di forma quadrata di dimensione 40 cm × 40 cm;
- 2- Si sono pesati i provini;
- 3- Si è valutato lo spessore medio dei provini;
- 4- Dai provini quadrati si sono ricavati, successivamente, tre dischi di circa 38 cm di diametro;
- 5- Si sono forati i dischi di geotessile in modo da consentirne il fissaggio al fondo delle bacinelle della strumentazione e si sono pesati;
- 6- Si è determinata la massa totale iniziale dei tre provini circolari, M_t , e la massa areica (CNR-110/85);
- 7- I provini, infine, sono stati alloggiati sul fondo delle bacinelle (alla cui base è stata posta una griglia di contenimento forata), tra flangia e controflangia, e fissati alle bacinelle mediante viti (Figura 4.17).

Tale protocollo è stato applicato a entrambi i geotessili testati.



Figura 4.16 Alloggiamento di un provino di geotessile alla base della bacinella

Circa l'esecuzione della prova, si sono eseguite le seguenti operazioni:

- 1- Una volta alloggiati i provini alla base delle bacinelle, queste ultime sono state fissate alla traversa metallica dell'apparecchiatura saliscendi (Figura 4.18);



Figura 4.17 Fissaggio delle bacinelle alla traversa metallica dell'apparecchiatura

- 2- Si è immessa nella vasca acqua demineralizzata in modo da riempirla per circa $10 \div 12 \text{ cm}$ di battente;
- 3- Per ogni bacinella si è distribuito uniformemente $300 \mp 1 \text{ gr}$ di terra secca e si sono completamente immerse le bacinelle nella vasca (Figura 4.19);



Figura 4.18 Immersione delle bacinelle con distribuzione del terreno

- 4- Si è regolata l'apparecchiatura saliscendi fissando un ciclo completo (spostamento in basso, sosta in basso, spostamento in alto, sosta in alto) in $40 \mp 3 \text{ sec}$ (in particolare sono state fissate la fase d'immersione pari a 15 secondi e la fase di emersione pari a 25 secondi);
- 5- Si è avviata l'apparecchiatura di saliscendi e la si è mantenuta in moto per 24 ore (Figura 4.20);

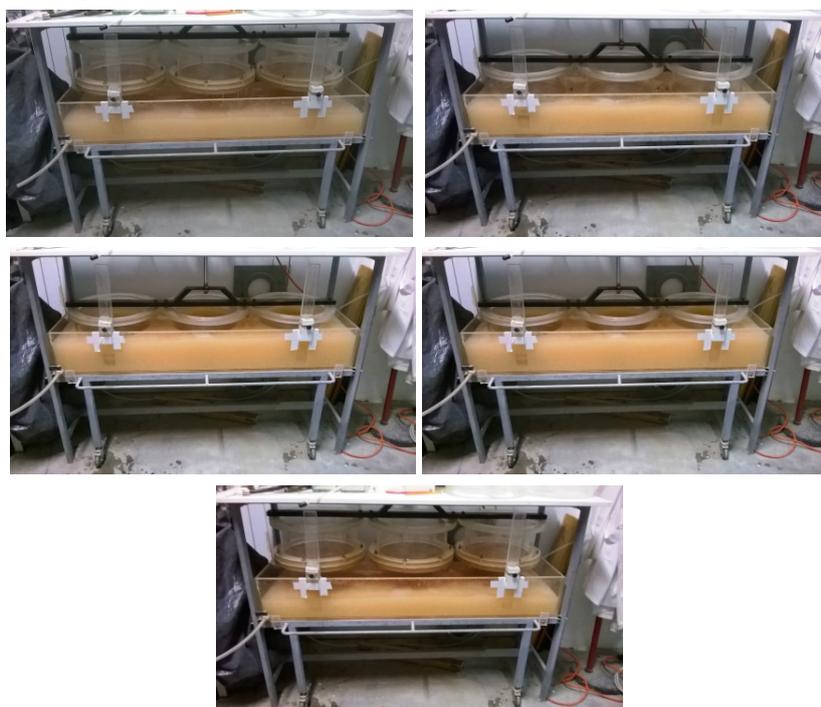


Figura 4.19 Avvio apparecchiatura saliscendi, fase d'immersione e di emersione

- 6- Dopo 24 ore si è bloccata la strumentazione in modo che le bacinelle si trovassero in posizione emersa e si sono lasciate sgocciolare avendo cura di lavare con acqua demineralizzata la superficie esterna delle stesse;
- 7- Si è lasciato decantare il materiale nella vasca, si è eliminata la maggior parte dell'acqua chiara contenuta e, attraverso lo scarico di fondo, si è trasferito il materiale accumulato nella vasca in un contenitore in cui sono stati posti i setacci per eseguire la setacciatura a umido;
- 8- Il materiale trattenuto in ogni setaccio è stato trasferito in stufa per determinare la granulometria del materiale passante;
- 9- Sono stati smontati i provini di geotessile dalle bacinelle avendo cura di non perdere la terra trattenuta; questa è stata posta in forno a 80°C mentre i geotessili sono stati lasciati ad asciugare a una temperatura inferiore;
- 10- Si è recuperata la terra trattenuta mediante scuotimento manuale e si è determinata la massa trattenuta sopra il geotessile (M_t);
- 11- Si è determinata la massa dei tre provini di geotessile comprendente la frazione di terra trattenuta (M_f).

4.4.1 Elaborazione dei risultati della prova di filtrazione idrodinamica

Si riportano, in Siano:

- A = Massa della terra impiegata per i tre provini;
- M_t = Massa di terra trattenuta sopra il geotessile;
- M_f = Massa finale dei tre provini di geotessile;
- M_i = Massa iniziale dei tre provini di geotessile.

La massa della terra passante attraverso il geotessile, M_p , si calcola come:

$$M_p = A - M_t - (M_f - M_i)$$

Tabella 4.7 e in Tabella 4.8, i dati misurati per l'interpretazione della prova per entrambi i geotessili.

Siano:

- A = Massa della terra impiegata per i tre provini;
- M_t = Massa di terra trattenuta sopra il geotessile;
- M_f = Massa finale dei tre provini di geotessile;
- M_i = Massa iniziale dei tre provini di geotessile.

La massa della terra passante attraverso il geotessile, M_p , si calcola come:

$$M_p = A - M_t - (M_f - M_i)$$

Caratterizzazione dei geotessili vergini e della ghiaia utilizzati per le prove di filtrazione di lunga durata

Tabella 4.7 Dati relativi alla prova di filtrazione idrodinamica sul geotessile spesso

Data	25 Agosto 2015		
Tipo di geotessile	Geotessile spesso		
Ora inizio filtrazione	10:30 del 25 Agosto 2015		
Ora fine filtrazione	10:30 del 26 Agosto 2015		
Campione	1	2	3
Peso provino 40x40 cm [gr]	93,23	97,34	97,25
Peso iniziale provino diametro 38 cm [gr]	66,65	69,79	69,37
Peso finale provino diametro 38 cm [gr]	104,55	108,95	114,44
Peso trattenuto nel geotessile [gr]	37,9	39,16	45,07
Spessore provino [mm]	2,276	2,298	2,277
Peso iniziale terreno [gr]	300,52	300,71	300,46
Peso lordo trattenuto sopra il geotessile [gr]	215,13	218,96	210,85
Tara [gr]	13,05	13,05	13,05
Peso netto trattenuto sopra il geotessile [gr]	202,08	205,91	197,8

Tabella 4.8 Dati relativi alla prova di filtrazione idrodinamica sul geotessile sottile

Data	31 Agosto 2015		
Tipo di geotessile	Geotessile sottile		
Ora inizio filtrazione	11:45 del 31 Agosto 2015		
Ora fine filtrazione	11:45 dell'1 Settembre 2015		
Campione	1	2	3
Peso provino 40x40 cm [gr]	12,62	14,12	12,75
Peso iniziale provino diametro 38 cm [gr]	9,06	10,12	9,15
Peso finale provino diametro 38 cm [gr]	15,6	16,79	16,21
Peso trattenuto nel geotessile [gr]	6,54	6,67	7,06
Spessore provino [mm]	0,392	0,410	0,362
Peso iniziale terreno [gr]	300,23	300,3	300,43
Peso lordo trattenuto sopra il geotessile [gr]	172,44	179,22	166,85
Tara [gr]	13,05	13,05	13,05
Peso netto trattenuto sopra il geotessile [gr]	159,39	166,17	153,8

Caratterizzazione dei geotessili vergini e della ghiaia utilizzati per le prove di filtrazione di lunga durata

In particolare si osservino le Tabella 4.9 e Tabella 4.10:

Tabella 4.9 Calcolo del peso della terra passante attraverso il geotessile spesso

Campione geotessile spesso	1	2	3	Somma campione 1,2,3	
Peso iniziale terreno [gr]	300,52	300,71	300,46	$A[gr]$	901,69
Peso netto trattenuto sopra il geotessile [gr]	202,08	205,91	197,8	$M_t[gr]$	605,79
Peso iniziale provino diametro 38 cm [gr]	104,55	108,95	114,44	$M_i[gr]$	327,94
Peso finale provino diametro 38 cm [gr]	66,65	69,79	69,37	$M_f[gr]$	205,81
				$M_p[gr]$	173,77

Tabella 4.10 Calcolo del peso della terra passante attraverso il geotessile sottile

Campione geotessile spesso	1	2	3	Somma campione 1,2,3	
Peso iniziale terreno [gr]	300,23	300,3	300,43	$A[gr]$	900,96
Peso netto trattenuto sopra il geotessile [gr]	159,39	166,17	153,8	$M_t[gr]$	479,36
Peso iniziale provino diametro 38 cm [gr]	9,06	10,12	9,15	$M_i[gr]$	28,33
Peso finale provino diametro 38 cm [gr]	15,6	16,79	16,21	$M_f[gr]$	48,6
				$M_p[gr]$	401,33

Si costruisce la curva granulometrica del passante dove i quantitativi di terra trattenuti ai vari setacci sono espressi in percentuale sulla massa totale di terra passante, M_p .

La dimensione dei grani di terra (in mm) corrispondente al 95% di passante rappresenta il diametro massimo del materiale passante o diametro di filtrazione.

Si osserva (Figura 4.21 e Figura 4.22) che:

- Per il geotessile spesso, $O_F = O_{95} = 0,035 \text{ mm}$;
- Per il geotessile sottile, $O_F = O_{95} = 0,22 \text{ mm}$.

Ulteriori determinazioni complementari ottenibili, aventi solo valore indicativo sono:

- La percentuale di terra inglobata nello spessore del geotessile:

$$D = \frac{(M_f - M_i)}{A} \times 100$$

- La percentuale di terra passante attraverso il geotessile:

$$P = \frac{M_p}{A} \times 100$$

- La percentuale di terra trattenuta sopra il geotessile:

$$T = \frac{M_t}{A} \times 100$$

Si riporta, in Tabella 4.11 e in Tabella 4.12, il resoconto della prova di filtrazione per il geotessile spesso e per il geotessile sottile.

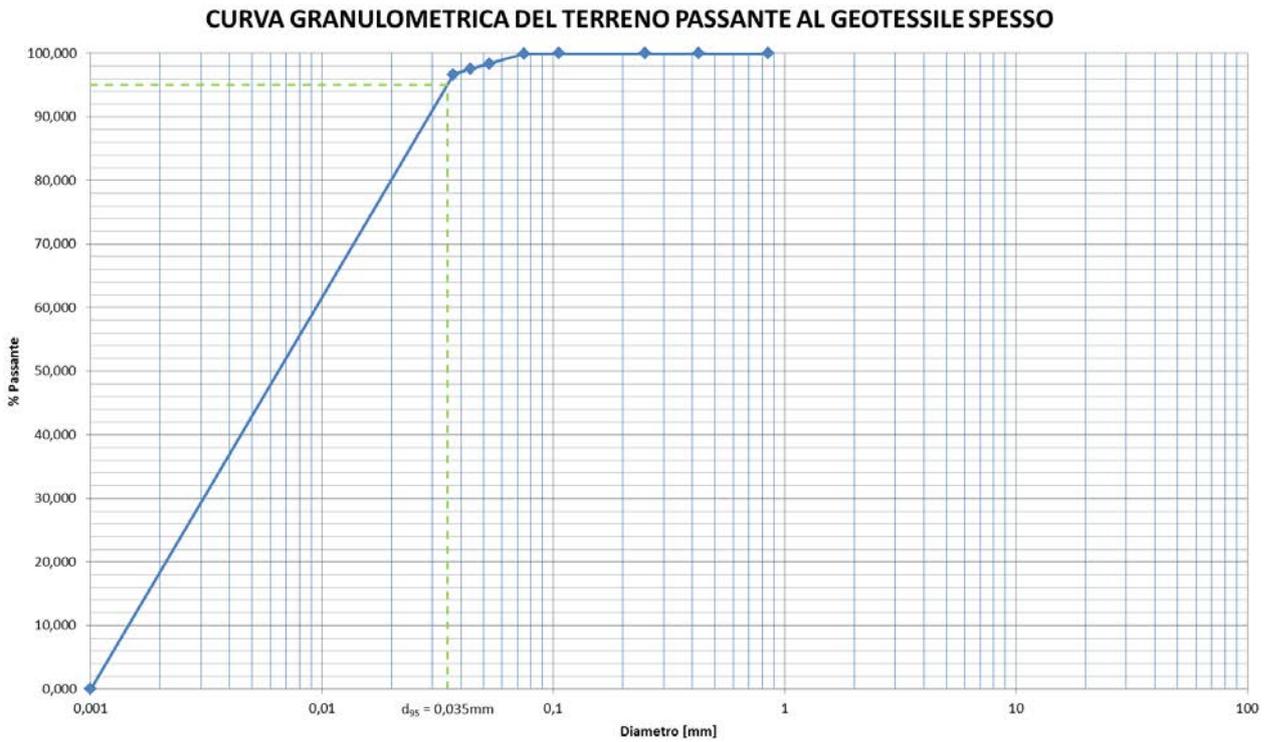


Figura 4.20 Curva granulometrica del passante al geotessile spesso e d_{95}

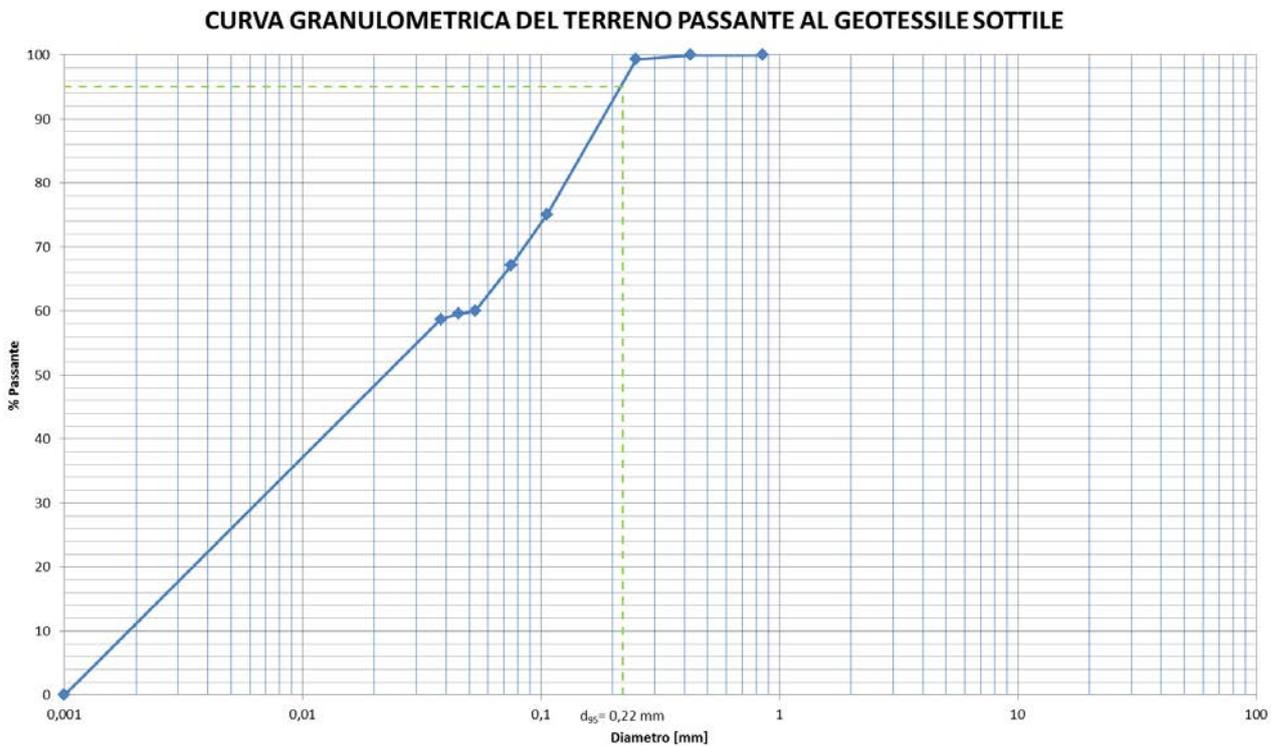


Figura 4.21 Curva granulometrica del passante al geotessile sottile e d_{95}

Tabella 4.11 Resoconto della prova di filtrazione per il geotessile spesso

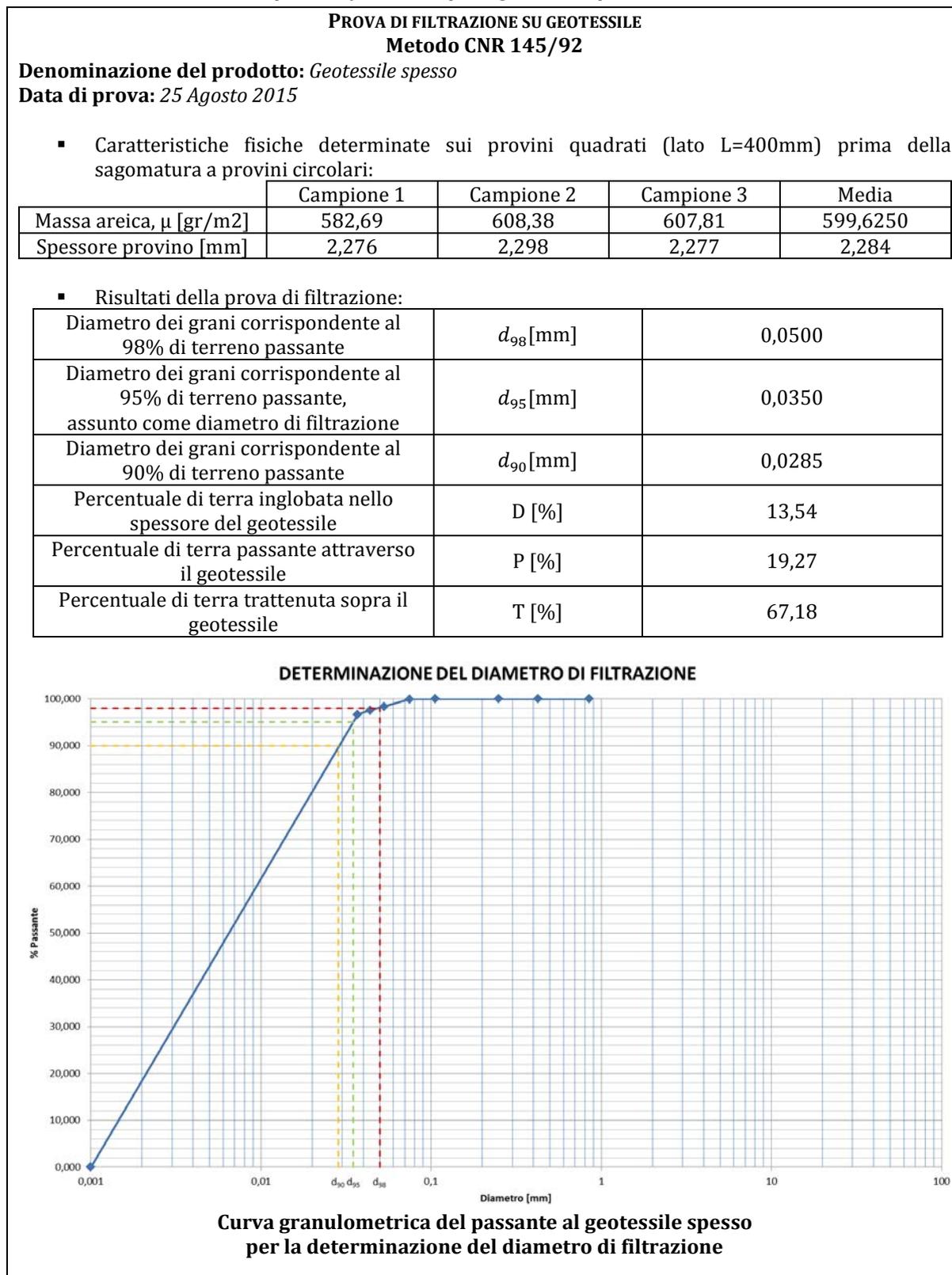


Tabella 4.12 Resoconto della prova di filtrazione per il geotessile sottile

PROVA DI FILTRAZIONE SU GEOTESSILE				
Metodo CNR 145/92				
Denominazione del prodotto: Geotessile sottile				
Data di prova: 31 Agosto 2015				
<ul style="list-style-type: none"> Caratteristiche fisiche determinate sui provini quadrati (lato L=400mm) prima della sagomatura a provini circolari: 				
	Campione 1	Campione 2	Campione 3	Media
Massa areica, μ [gr/m ²]	78,88	88,25	79,69	82,27
Spessore provino [mm]	0,392	0,410	0,362	0,388
<ul style="list-style-type: none"> Risultati della prova di filtrazione: 				
Diametro dei grani corrispondente al 98% di terreno passante	d_{98} [mm]	0,24		
Diametro dei grani corrispondente al 95% di terreno passante, assunto come diametro di filtrazione	d_{95} [mm]	0,22		
Diametro dei grani corrispondente al 90% di terreno passante	d_{90} [mm]	0,18		
Percentuale di terra inglobata nello spessore del geotessile	D [%]	2,25		
Percentuale di terra passante attraverso il geotessile	P [%]	44,54		
Percentuale di terra trattenuta sopra il geotessile	T [%]	53,21		

DETERMINAZIONE DEL DIAMETRO DI FILTRAZIONE

Curva granulometrica del passante al geotessile spesso per la determinazione del diametro di filtrazione

4.5 Determinazione della distribuzione dei pori dei geotessili mediante Capillary Flow Porometry Test

Al fine di valutare la variazione della distribuzione dei pori dei geotessili utilizzati nelle prove di filtrazione sono state eseguite delle prove con porosimetro sia su geotessili vergini sia sui geotessili a fine prova.

Lo studio della porometria dei filtri in geotessile è stato condotto mediante porometria con flusso capillare (Capillary flow test), essendo tale metodo affidabile per la misura della grandezza dei pori con dimensioni comprese in un intervallo da $[1 \mu m \div 500 \mu m]$.

Tale prova, normata dall'ASTM D6767- Test Method for Pore Size Characteristics of Geotextiles by Capillary Flow Test- consente di valutare la porometria di materiali filtranti, ovvero la distribuzione delle dimensioni dei pori di geotessili utilizzati nelle opere di terra (quali, ad esempio, dighe e argini), nelle trincee drenanti e nei rivestimenti fluviali e marittimi.

Il metodo misura l'intera distribuzione dei pori di un geotessile in termini di diametri delle costrizioni ovvero del diametro della parte più stretta del poro (per costrizione di un dato poro s'intende, infatti, la costrizione minima, ovvero la sezione minima che s'incontra lungo il percorso del canalicolo caratterizzante il poro come mostrato in Figura 4.23). Si ricordi che il valore dell'apertura caratteristica di filtrazione (O_F) di un geotessile è, in genere, definito come il 95° percentile o il 90° percentile della sua distribuzione porometrica; pertanto si assume: $O_F = O_{95}$. Ricordando, inoltre, che l' O_{95} di un geotessile è inteso come il diametro equivalente delle costrizioni rispetto al quale il 95% dei valori dei diametri equivalenti di tutte le costrizioni risulta essere inferiore, l' O_F è definito come il valore che ha una probabilità del 95% di essere minorato.

Nel metodo del Capillary Flow, il poro del geotessile è immaginato come un canalicolo che, lungo la sua lunghezza, varia in sezione.

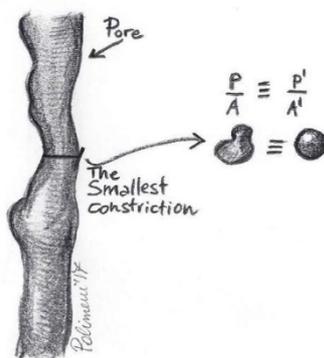


Figura 4.22 Schematizzazione del poro e della rispettiva costrizione circolare misurata. P/A è la costrizione reale; P'/A' è la costrizione circolare misurata. P è il perimetro, A è l'area.

La tecnica della porometria con flusso capillare, il cui principio di funzionamento è basato sul fenomeno della capillarità e della tensione superficiale dei liquidi, consiste nell'introdurre nel

campione da testare un liquido. Tale liquido riempie prima spontaneamente ogni poro del materiale.

Quindi, mediante un gas non reattivo (aria) in pressione (l'elevata pressione è necessaria per contrastare la tensione superficiale del liquido, che da sola non permetterebbe al liquido di penetrare all'interno dei pori del materiale) si liberano i pori dal liquido per piccoli incrementi; prima si libereranno i pori più grandi poi quelli più piccoli.

In particolare, la pressione minima del gas richiesta per liberare i pori dal liquido, P , è direttamente proporzionale alla tensione superficiale del liquido, γ , e inversamente proporzionale al diametro del poro, D :

$$P = \frac{C \cdot \gamma}{D}$$

Essendo C una costante.

La relazione è ottenuta dall'equilibrio delle forze dovute alla tensione superficiale agente lungo il perimetro del poro e la forza esercitata dalla pressione del gas sulla sezione del poro (Washburn 1021, Ielo, 2011):

$$\pi \cdot D \cdot \gamma \cdot B \cdot \cos \vartheta = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot P$$

Essendo B la costante capillare pari a 0,715 quando la pressione è espressa in kPa. Pertanto è possibile ottenere il diametro del poro come:

$$D = \frac{4 \cdot \gamma \cdot B \cdot \cos \vartheta}{P}$$

E, nel caso in cui il liquido saturi completamente il geotessile, avendo $\vartheta = 0$, e ponendo:

$$C = 4 \cdot B$$

Si ottiene:

$$D = \frac{C \cdot \gamma}{P}$$

In particolare, se il liquido è acqua e la pressione è espressa in Pa, si ottiene che $C = 4 \cdot 715 = 2860$.



Figura 4.23 Capillary Flow Porometer CFP-1100-AX

Il Capillary Flow Porometer utilizzato ai fini della ricerca è mostrato in Figura 4.24 e schematizzato nelle sue parti più importanti in Figura 4.25.

Esso si compone di:

- Una sorgente di gas inerte in pressione (aria);
- Un trasduttore di pressione;
- Una camera dove il campione deve essere alloggiato;
- Un set di flussometri e un dispositivo per la loro protezione dal liquido;
- Un sistema di acquisizione dei dati e analisi.

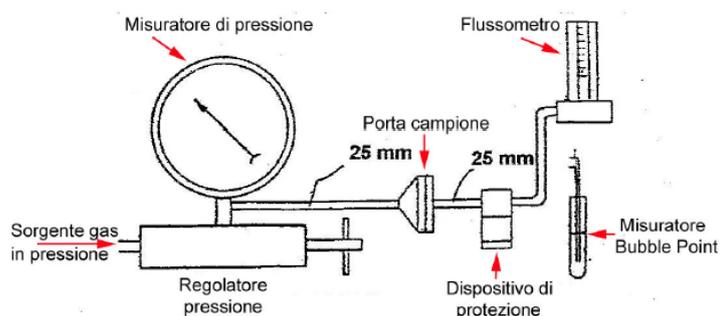


Figura 4.24 Schematizzazione dell'apparecchiatura del flusso capillare

Per eseguire la prova il provino, di dimensioni opportune, deve essere alloggiato nella camera che dovrà essere sigillata in modo che l'aria possa fluire solo attraverso il materiale e non fuoriuscire dai bordi.

In particolare, l'aria è forzata attraverso il provino per pressioni sempre maggiori finché il più largo dei pori non si apre. A tale pressione si ha il cosiddetto "bubble point opening size" dal momento che quando si apre il più largo dei pori, si forma la prima bolla liquida di saturazione nel provino.

Il test procede per incrementi di pressioni finché tutti i pori del provino non si aprono.

Il porosimetro registra ogni incremento di pressione; a partire da questa pressione e dal valore della tensione superficiale del liquido, si calcola la dimensione di ogni poro mediante la legge di Darcy (assumendo di forma sferica ogni poro). Il risultato del test fornisce una distribuzione grafica della dimensione di ogni poro e il numero di pori di tale dimensione, ovvero fornisce la distribuzione porometrica. Inoltre fornisce il valore numerico per diametro del poro più largo (bubble point poroe) e di quello medio. (TenCate™ Geosynthetics North America- *Understanding Porometer versus AOS Testing of a Geotextile*, 2014)

Per eseguire la prova, dopo opportuno essiccamento, si taglia il geotessile in modo da avere un campione quadrato di lato $l = 4\text{cm}$, come mostrato in esempio in Figura 4.26.

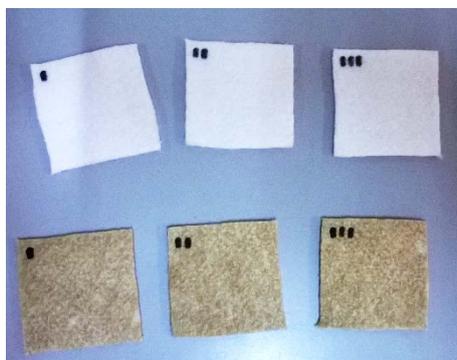


Figura 4.25 Provini di geotessile vergine e a fine prova di filtrazione a lungo termine tagliati per la prova mediante Capillary Flow Porometer

Il provino è alloggiato nell'apposito contenitore ed è chiuso ermeticamente inserendo prima il disco in metallo più piccolo tramite pinze, poi il disco più spesso mediante apposita leva, quindi il tappo, avvitato mediante apposito avvitatore a maniglia; una volta chiuso il tappo, s'inserisce il tubo sorgente della mandata di aria compressa (Figura 4.27).



Figura 4.26 Provini di geotessile e Capillary Flow Porometer prima e dopo assemblaggio

Attraverso il computer, si accede al software Capwin- Automated Capillary Flow Porometer V6.71.117 (Figura 4.28, A).

Mediante la sequenza "Execute → AutoTest" si apre una maschera nella quale occorre inserire i dati salienti della prova (quali, ad esempio, il nome e il numero attribuito alla prova, il nome dell'operatore, lo spessore del geotessile, il nome e le eventuali caratteristiche del liquido che sarà usato per la fase di saturazione...) come mostrato in Figura 4.28, B.

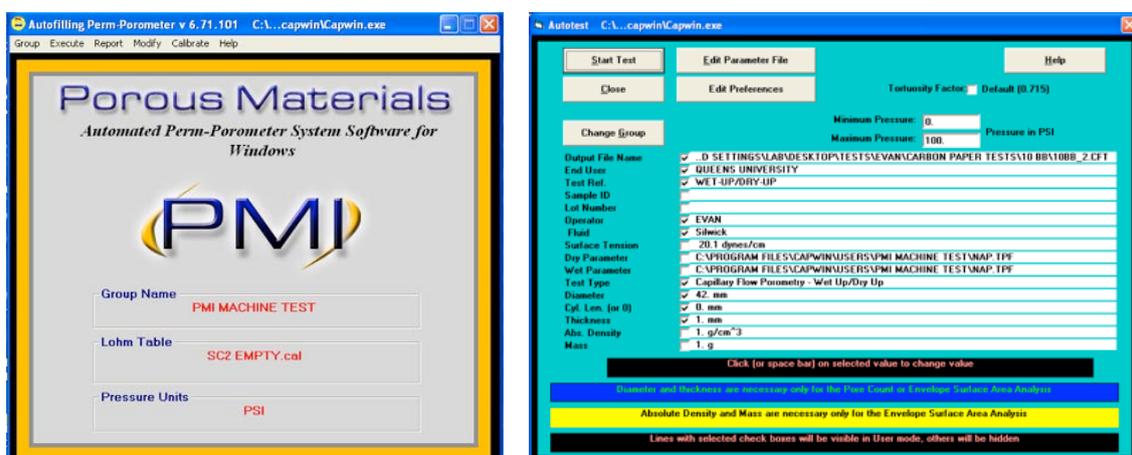


Figura 4.27 Software Capwin- Automated Capillary Flow Porometer V6.71.117 (A) e schermata di esempio per l'inserimento dei dati e avvio del test (B)

In questa prima fase della prova si misura la pressione del gas e il flusso attraverso il campione; il software realizza il grafico del flusso in condizioni secche (dry flow) al variare della pressione.

Terminata questa prima fase (Figura 4.28, A), si smonta il tubo, si svita il tappo e, aiutandosi con un contagocce, si satura il provino con il liquido scelto di nota tensione superficiale, richiudendo, poi, tutto come prima descritto per la prima fase, avviando la fase della prova in condizioni sature (*wet flow*).

Nel caso specifico si è utilizzato quale liquido di saturazione il GALWICK 15.9 DYNES/CM (Figura 4.29).



Figura 4.28 GALWICK 15.9 DYNES/CM

Nella seconda fase si ottiene un secondo grafico, sovrapposto al primo, che delinea l'andamento del flusso in condizioni sature al variare della pressione come mostrato in Figura 4.30, B.

Caratterizzazione dei geotessili vergini e della ghiaia utilizzati per le prove di filtrazione di lunga durata

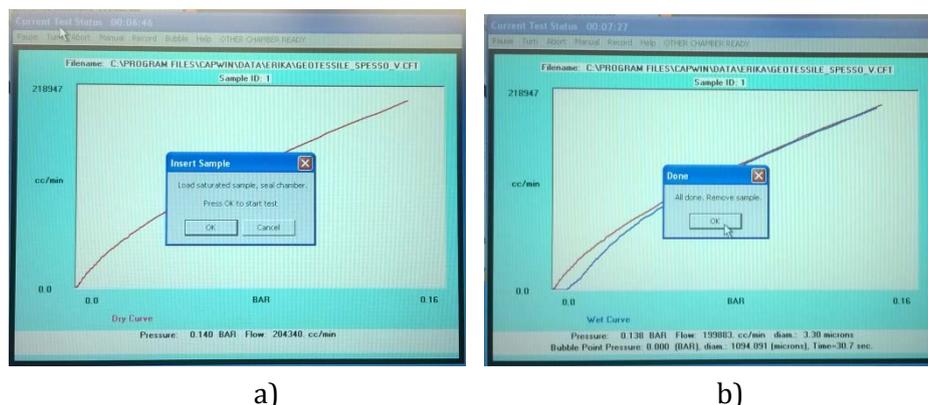


Figura 4.29 Software Capwin- Andamento del flusso al variare della pressione in condizioni dry (a) e wet (b)

Si riporta in Tabella 4.13 la nomenclatura e le formule dei parametri valutati mediante il Capillary Flow Porometry Test utilizzati nei risultati.

Tabella 4.13 Nomenclatura e formule dei parametri valutati con il Capillary Flow Porometry Test

CAPILLARY FLOW POROMETRY		
Pressure [PSI]	P	Raw pressure data
Diameter [μm]	Dia	$= (0.45 \cdot \text{Surface tension})/P$
Wet flow [L/min]	QW	Raw wet flow data
Dry flow [L/min]	QD	Raw dry flow data
Cumulative Filter Flow [%]	CFF	$= (QW/QD) \cdot 100$
Filter Flow [%]	FFP	$= CFF - \text{Last FFP}$
Pore size distribution	PSD	$= (FFP - \text{Last FFP})/(\text{Last Dia} - \text{Dia})$
Average Diameter [μm]	AD	$= (\text{Dia} + \text{Last Dia})/2$

Inoltre, dal confronto dei valori del *dry* e del *wet flow* in corrispondenza della stessa pressione è possibile ricavare la distribuzione cumulata dei pori del geotessile come percentuale dei pori di diametro equivalente inferiore o uguale a D , $F(D)$, tramite la seguente relazione:

$$F(D) = \left(1 - \frac{F_w}{F_d}\right) \cdot 100$$

Essendo F_w e F_d il valore del flusso del gas attraverso il provino in condizioni sature e secche, rispettivamente.

Poiché a ogni pressione corrisponde un determinato diametro D dei pori, per fornire l'intera curva di distribuzione cumulata, l'equazione è applicata a ogni incremento di pressione nell'intervallo considerato.

Derivando numericamente tramite rapporti incrementali la curva della distribuzione cumulata è possibile determinare la distribuzione in frequenza dei pori con diametri compresi negli intervalli scelti $D_i \div D_{i+1}$ (Ielo, 2011).

4.5.1 Risultati sui geotessili vergini e confronto con i risultati ottenuti mediante filtrazione idrodinamica

Di seguito sono riportate le tabelle riepilogative realizzate a partire dai dati del report in formato .xls dal software Capwin (Tabella 4.14 e Tabella 4.15) e i relativi grafici “Pore distribution VS Diameter” (Figura 4.31 e Figura 4.32).

Tali grafici saranno, in seguito, confrontati con quelli relativi ai geotessili a fine prova. Sono riportati, di seguito, i dati salienti del report relativo al geotessile sottile vergine.

Tabella 4.14 Software Capwin- riepilogo risultati relativi al geotessile vergine sottile

GEOTESSILE VERGINE SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.48% CFF) [μm]	16,0688
PRESSURE AT SMALLEST PORE [bar]	0.028
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	88,6316
PRESSURE AT LARGEST PORE [bar]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	55,8028
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	2,3825
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	94,7372

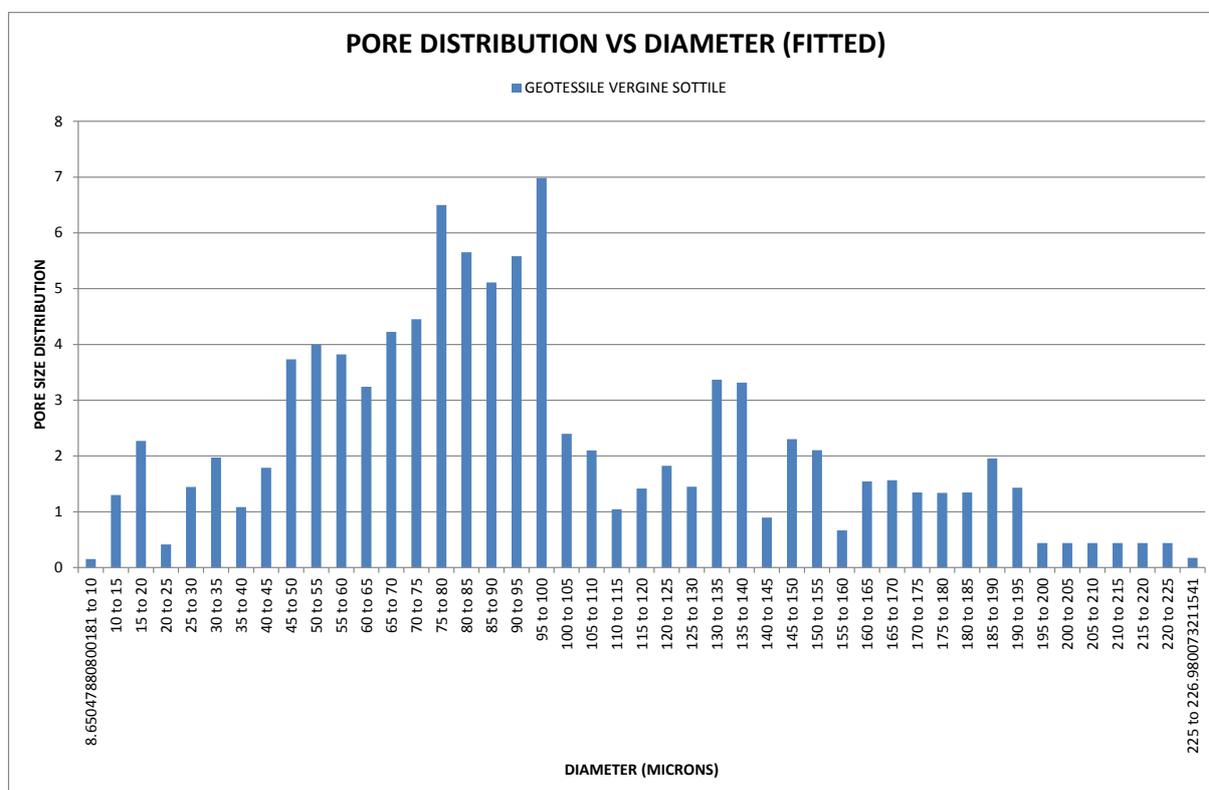


Figura 4.30 Software Capwin- Pore distribution vs diameter (fitted)- Geotessile vergine sottile

Sono altresì riportati, di seguito, i dati salienti del report relativo al geotessile spesso vergine.

Tabella 4.15 Software Capwin- riepilogo risultati relativi al geotessile vergine spesso

GEOTESSILE VERGINE SPESSO	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98 % CFF) [μm]	2,9405
PRESSURE AT SMALLEST PORE [<i>bar</i>]	0.155
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	29,3155
PRESSURE AT LARGEST PORE [<i>bar</i>]	0,005
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	22,3481
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	5,1475
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	3,0377

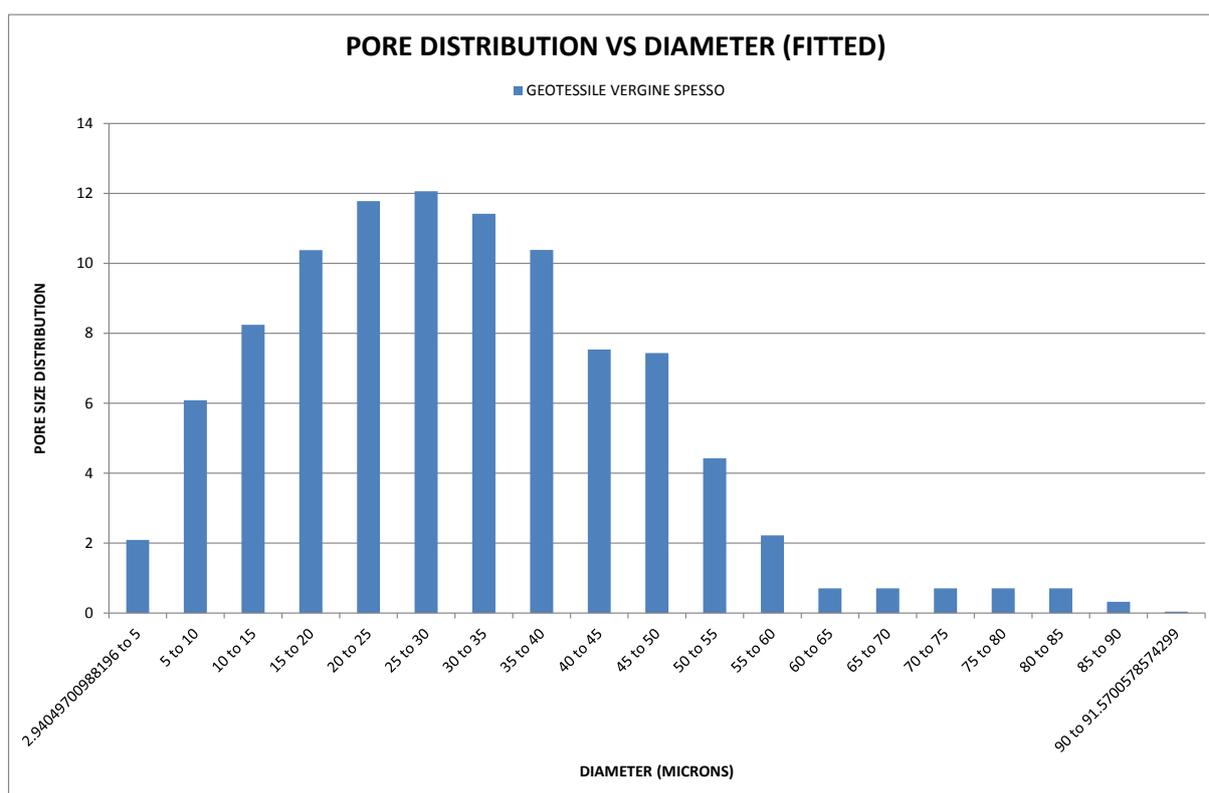


Figura 4.31 Software Capwin- Pore distribution vs diameter (fitted)- Geotessile vergine spesso

Dal confronto fra i due tipi di geotessile vergine (Tabella 4.14 e Tabella 4.15) si osserva che: fra il geotessile spesso e quello sottile il diametro minimo differisce di quasi un ordine di grandezza, essendo quello relativo al geotessile spesso più piccolo rispetto a quello del geotessile sottile; analogamente, il diametro massimo che risulta essere maggiore di un

ordine di grandezza in quello sottile; il diametro medio è più piccolo nel caso di geotessile spesso.

Si riporta, inoltre, in Figura 4.33 e in Figura 4.34, la curva di distribuzione cumulata dei pori data dall'equazione:

$$F(D) = \left(1 - \frac{F_w}{F_d}\right) \cdot 100$$

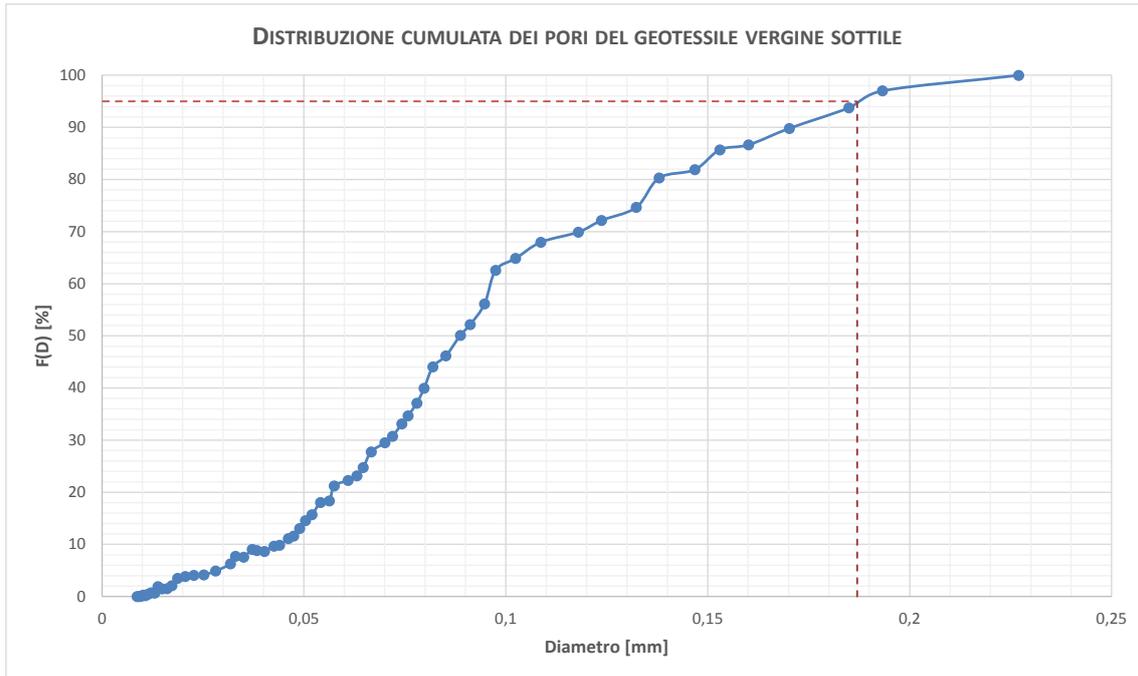


Figura 4.32 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile vergine sottile

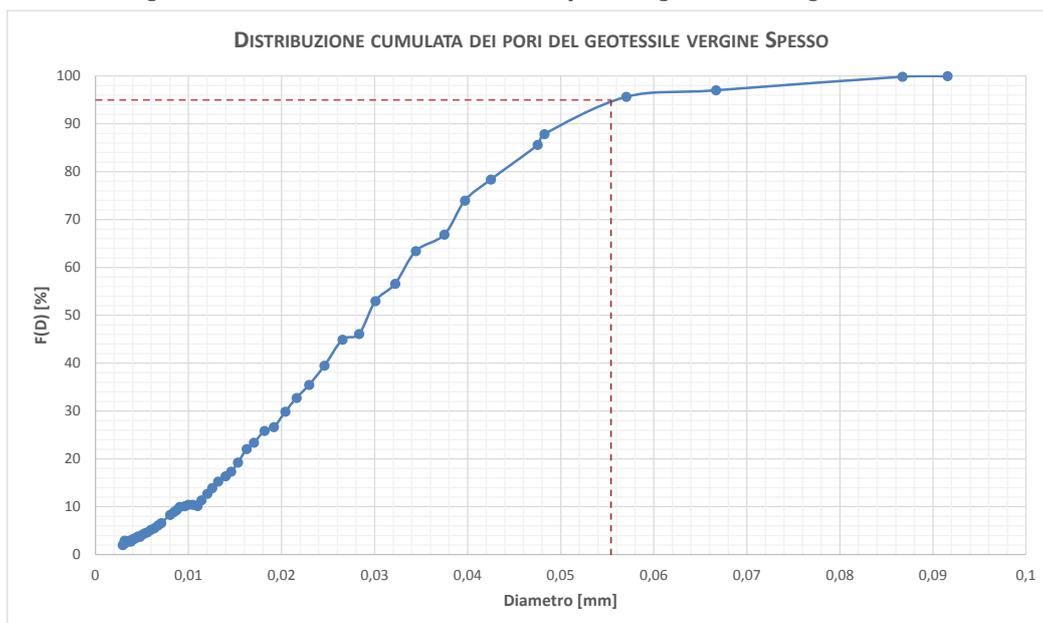


Figura 4.33 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile vergine spesso

Se da tale curva si considera il valore corrispondente a $F(D) = 95\%$, come si osserva in Figura 4.33 e in Figura 4.34 si ottiene:

- Per il geotessile sottile: $F(D) = 95\% \rightarrow D = 0,187$ mm;
- Per il geotessile spesso: $F(D) = 95\% \rightarrow D = 0,0554$ mm.

Tali valori ($F(D) = 98\%$, $F(D) = 95\%$, $F(D) = 90\%$) sono confrontabili (come mostrato in Tabella 4.16) con i valori dell'apertura caratteristica (O_{98} , O_{95} , O_{90}) ricavati mediante prova di filtrazione idrodinamica in cui:

- Geotessile sottile: $O_{95} = 0,22$ mm;
- Geotessile spesso: $O_{95} = 0,035$ mm.

Tabella 4.16 Confronto fra l'apertura caratteristica ricavata mediante filtrazione idrodinamica e la $F(D)$ ricavata mediante Capillary Flow Test per il geotessile sottile e spesso

	Geotessile Sottile Vergine		Geotessile spesso Vergine	
	Filtrazione idrodinamica	Capillary flow test	Filtrazione idrodinamica	Capillary flow test
$O_{98}, F(D) = 98\%$ [mm]	0,24	0,2	0,05	0,07
$O_{95}, F(D) = 95\%$ [mm]	0,22	0,187	0,035	0,0554
$O_{90}, F(D) = 90\%$ [mm]	0,18	0,171	0,0285	0,05

4.6 Caratterizzazione morfologica e composizionale dei geotessili mediante microscopio EDS-SEM

Per una completa e dettagliata caratterizzazione morfologico-composizionale dei geotessili, questi ultimi sono stati analizzati mediante microscopia elettronica a scansione e spettroscopia a dispersione di energia (microscopio elettronico a scansione tipo SEM-EDX) mediante il SEM da banco Phenom Pro (Figura 4.35), equipaggiato di detector per microanalisi EDX.



Figura 4.34 SEM da banco Phenom Pro

In particolare, il SEM (Microscopio Elettronico a Scansione) sfrutta la generazione di un fascio elettronico ad alta energia nel vuoto; tale fascio è focalizzato da un sistema di lenti e deflesso per scandire un'area del campione; i segnali generati dall'interazione fascio di elettroni-campione, acquisiti da opportuni detectors e successivamente elaborati, forniscono un'immagine a livelli di grigio che permette di osservare la morfologia della superficie del campione.

Il SEM ha un potere di risoluzione nettamente superiore rispetto a quello di un microscopio ottico grazie alla lunghezza d'onda degli elettroni di molto inferiore rispetto a quella dei fotoni.

Grazie a tale potente strumento si sono ottenute informazioni di tipo morfologico e strutturale dei geotessili.

Con il termine spettroscopia EDX (acronimo di Energy Dispersive X-ray spectroscopy) s'indica, invece, una metodica analitica strumentale che sfrutta l'emissione caratteristica di raggi X generati da un fascio elettronico accelerato di elettroni incidente sul campione; questa tecnica consente di analizzare e riconoscere gli elementi chimici che costituiscono il campione stesso in concentrazione atomica.

Mediante quest'ultima tecnica è stato possibile ricevere informazioni relative alla natura chimica dei campioni utilizzati (caratterizzazione composizionale).

Da zone del rotolo di geotessile vergine prive di difetti e lontane dal bordo si sono ricavati i campioni di geotessile vergine da analizzare di dimensioni di circa $0,6\text{ cm} \times 0,6\text{ cm}$.

Questi sono stati inseriti sugli opportuni accessori in metallo mediante nastro biadesivo in rame e alloggiati, successivamente, nel porta campioni.



Figura 4.35 Campioni di geotessile vergine e porta campioni del SEM Phenom Pro

4.6.1 Caratterizzazione morfologica

Si osservino, in Figura 4.37 e Figura 4.38 le immagini ricavate ai fini dell'analisi morfologica, per successivi ingrandimenti, del geotessile vergine sottile e spesso, rispettivamente.

È subito evidente quanto le fibre del geotessile spesso, nonostante il loro diametro sia confrontabile con quello del geotessile sottile ($\cong 25\ \mu\text{m}$ per il geotessile sottile e $\cong 32\ \mu\text{m}$ per

il geotessile spesso), siano disposte più fittamente lasciando pori più piccoli, come già evidenziato dall'analisi con porosimetro.

Tali misurazioni sono state condotte mediante Software Fibermetric.

È interessante osservare come le immagini forniscono i chiari segni di realizzazione dei geotessili: si ricordi che il geotessile spesso è agugiato; quello sottile è agugiato e termosaldato.

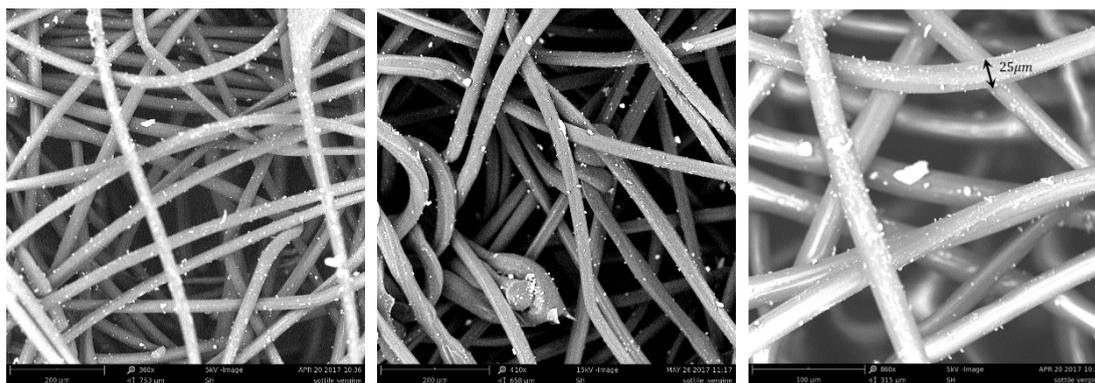


Figura 4.36 Microscopia elettronica a scansione su geotessile vergine sottile (ingrandimenti successivi 360x, 410x, 860x)

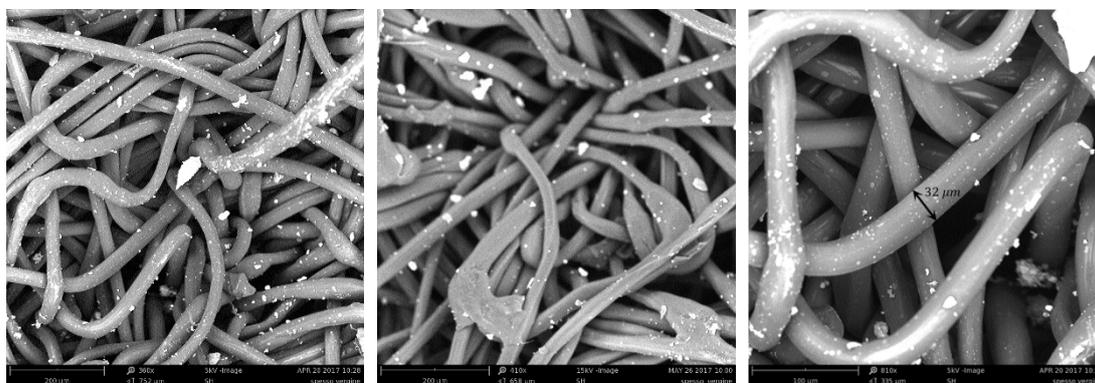


Figura 4.37 Microscopia elettronica a scansione su geotessile vergine spesso (ingrandimenti successivi 360x, 410x, 860x)

Si osservi, infatti, che essendo tali Geotessili Non Tessuti, le loro fibre sono disposte casualmente, senza seguire una trama e un ordito.

Il loro accoppiamento è ottenuto mediante agugliatura (mediante un numero elevatissimo di aghi) e termosaldatura (processo termico in cui si portano a fusione le fibre in modo da realizzare la saldatura fra le fibre stesse).

Effetti di agugliatura si osservano, ad esempio, in Figura 4.37 laddove è ben visibile, nella figura centrale a 410x, un nodo; effetti di termosaldatura e agugliatura si osservano, invece, in Figura 4.38, nell'immagine centrale a 410x d'ingrandimento: le fibre sono annodate fra loro e laddove vi sono effetti di termosaldatura esse sono, appunto, saldate fra loro e i filamenti perdono la loro forma caratteristica.

4.6.2 Caratterizzazione composizionale

Abbinando le due tecniche si è correlata la caratterizzazione morfologica con quella composizionale analizzando la distribuzione delle fasi chimiche componenti le fibre di geotessile, tracciandone i profili di concentrazione ed eseguendo analisi chimiche quantitative (Figura 4.39).

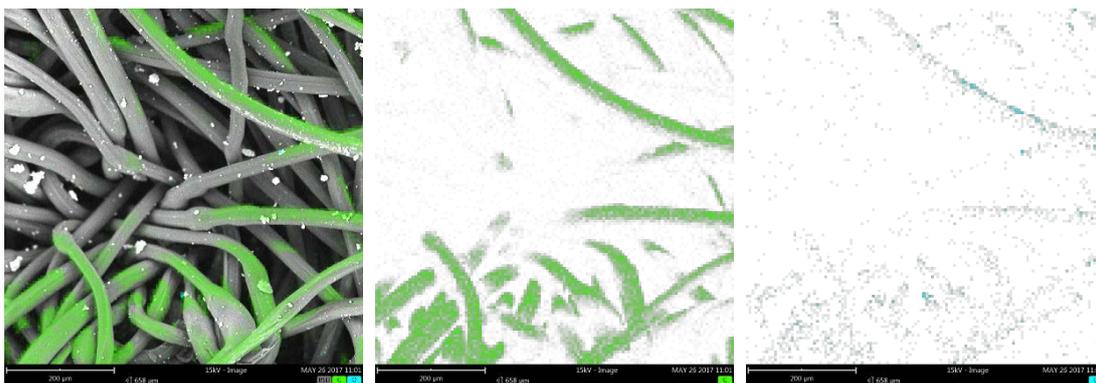


Figura 4.38 Spettroscopia EDX su geotessile vergine spesso; profili della concentrazione cumulata delle fasi chimiche componenti, profilo di concentrazione del Carbonio e dell'Ossigeno

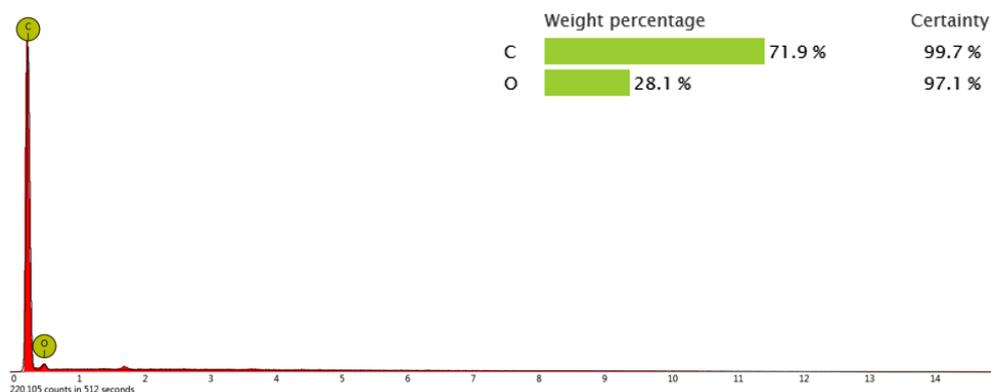


Figura 4.39 Spettroscopia EDX su geotessile vergine spesso; spettro e concentrazione atomica del Carbonio (67,2%) e dell'Ossigeno (32,8%) componenti le fibre del geotessile.

Si osservi, a titolo di esempio, in Figura 4.40, l'analisi spettroscopia EDX sul geotessile vergine spesso. Le concentrazioni di Carbonio e Ossigeno, C=71,9, O=28,1% per il geotessile spesso sono compatibili con fibre poliestere.

Tale analisi, condotta mediante software Elemental Mapping, è interessante soprattutto per un confronto fra geotessile vergine e un geotessile a fine prova, confronto che sarà riportato nel Capitolo 6.

5 Caratterizzazione della stabilità interna dei terreni granulari mediante metodo sperimentale

Si è detto che la zona A e la zona B del grafico Butterfly Wings rappresentano le aree in cui i terreni granulari risultano stabili secondo alcuni criteri semi-empirici, instabili secondo altri. Per valutare con maggior precisione le reali condizioni di stabilità di terreni ricadenti in tali zone, si è deciso di eseguire prove di filtrazione a lungo termine sui terreni identificati in Figura 2.12 con le sigle: 1,1 A/WF, 2R/WF, 9/WF, RD/WF, Ds/KL, D/SB, 4R/WF, 3R/WF. Si osservi che nel grafico non è stato riportato il criterio di Kézdi essendo questo simile ma più conservativo del criterio di Sherard.

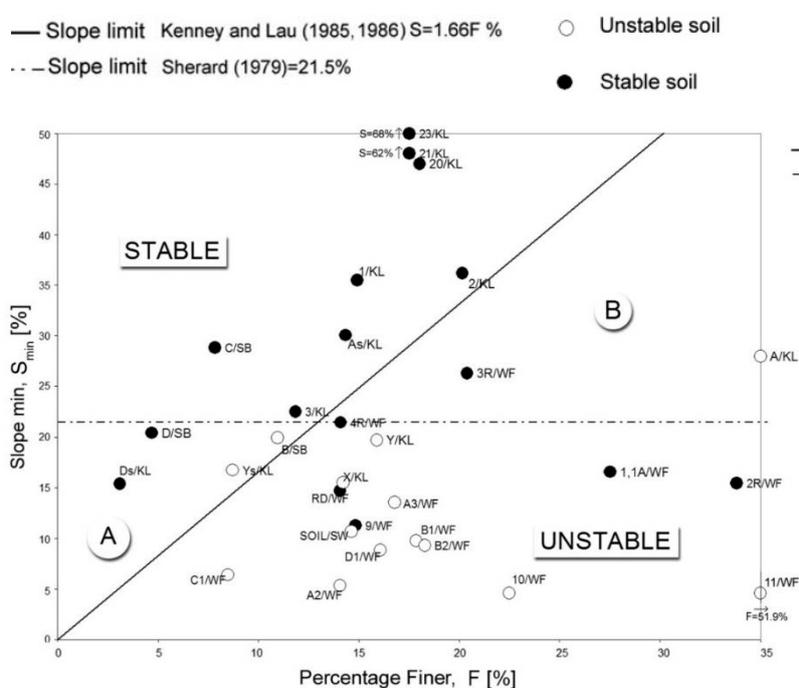


Figura 5.1 Applicazione del "Butterfly Wings Chart" su alcuni terreni (Moraci et al., 2015).

Le curve granulometriche dei terreni sottoposti alle prove di filtrazione di lungo termine sono riportate in Figura 3.1; i terreni 1,1 A/WF, 2R/WF, 9/WF e RD/WF ricadono nella zona instabile risultando, invece, secondo alcuni risultati sperimentali, stabili; i terreni D/SB e Ds/KL ricadono nella zona incerta A e risultano sperimentalmente stabili; il terreno 4R/WF ricade nella zona incerta B, quasi al confine della curva limite di Sherard, e risulta sperimentalmente stabile, in contrasto con quanto valutato secondo il Butterfly Wings Method; il terreno 3R/WF ricade nella zona incerta B e risulta sperimentalmente stabile.

Tali terreni sono stati ricostruiti in laboratorio.

È stata condotta una campagna di esperimenti sia per determinare univocamente le reali condizioni di stabilità dei terreni, riproducendo realmente il moto di filtrazione, sia per

validare e meglio calibrare il Butterfly Wings Chart e SimulFiltr mostrando le eventuali criticità di entrambi i metodi.

Come già detto nel Capitolo 4, il metodo sperimentale proposto per valutare la stabilità interna di un terreno granulare consiste in prove di filtrazione di lunga durata basate sull'analisi dei gradienti locali all'interfaccia e nel terreno eseguite tramite il permeometro a parete rigida precedentemente descritto e già utilizzato per la caratterizzazione idraulica dei geotessili.

5.1 Caratterizzazione dei terreni

Per l'esecuzione delle prove di filtrazione di lunga durata, a partire dalla curva granulometrica dei terreni, si è proceduto con la ricostruzione delle frazioni granulometriche utilizzando ghiaia e marmi di vari colori (Rosso Verona, Verde, Nero, Bianco, Giallo).

I materiali sono stati lavati, essiccati in forno a 100°, e sono state ricavate tutte le frazioni utili per la ricostruzione attraverso setacciatura. Per quanto riguarda la caratterizzazione, i terreni sono stati classificati e di essi è stato determinato il peso specifico.

5.1.1 Classificazione dei terreni

Si è proceduto alla classificazione dei terreni secondo le Norme ASTM mediante il Sistema Unificato USCS (Unified Soil Classification System).

Ogni terreno da classificare è stato suddiviso, nelle sue percentuali di passante in peso, in classi granulometriche e gruppi granulometrici (Tabella 5.1 e in Tabella 5.2), secondo quanto definito dalla norma ASTM.

Tabella 5.1 Classi granulometriche secondo le norme ASTM.

Classi granulometriche (Norme ASTM)	Dimensioni
Blocchi	>300 mm
Ciottoli	299 mm - 75 mm
Ghiaie grossolane	74 mm - 19 mm
Ghiaie fini	18 mm - 4,75 mm
Sabbie grossolane	4,75 mm - 2 mm
Sabbie medie	1 mm - 0,425 mm
Sabbie fini	0,425 mm - 0,075 mm
Limi e argille	< 0,075 mm

Tabella 5.2 Gruppi secondo le norme ASTM.

Gruppi (Norme ASTM)	Dimensioni
% Pietre	> 300 mm - 75 mm
% Ghiaia	75 mm - 4,75 mm
% Sabbia	4,75 mm - 0,075 mm
% Limi e argille	< 0,075 mm

In Tabella 5.3 e in Tabella 5.4 sono riportate le classi e i gruppi granulometrici per ogni terreno secondo quanto definito dalla norma ASTM, utili ai fini della classificazione.

Tabella 5.3 Classi granulometriche secondo le norme ASTM e P (%) della ricostruzione dei terreni

	DS/KL	D/SB	1,1 A/WF	9/WF	RD/WF	2R/WF	3R/WF	4R/WF
Classi granulometriche	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]
Blocchi	0	0	0	0	0	0	0	0
Ciottoli	0	0	0	0	0	0	0	0
Ghiaie grossolane	10	0	5	8	0	5	1	4
Ghiaie fini	75,92	32	46	71	1	42	19	46
Sabbie grossolane	7,58	50	13	6,5	1	11	8	21
Sabbie medie	5	15	12	0,7	28	10	14	15
Sabbie fini	1,5	3	8	1,8	45	9	11,5	8,5
Limi e argille	0	0	16	12	25	23	46,5	5,5

Tabella 5.4 Gruppi secondo le norme ASTM e P (%) della ricostruzione dei terreni

	DS/KL	D/SB	1,1 A/WF	9/WF	RD/WF	2R/WF	3R/WF	4R/WF
Gruppi	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]	P [%]
% Pietre	0	0	0	0	0	0	0	0
% Ghiaia	85,92	32	51	79	1	47	20	50
% Sabbia	14,08	68	33	9	74	30	33,5	44,5
% Limi e argille	0	0	16	12	25	23	46,5	5,5

Di ogni terreno si calcolano il D_{10} , D_{30} , D_{60} , ovvero i diametri equivalenti delle particelle, individuati, rispettivamente, al 10%, al 30% e al 60% di passante, da cui si determinano:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Essendo:

- C_u = Coefficiente di uniformità, parametro che permette di dare un'indicazione della distribuzione granulometrica: al diminuire di tale parametro la curva risulta essere più ripida e il materiale meno gradato e più omogeneo.
- C_c = Coefficiente di curvatura.

La percentuale di fine di ogni terreno, il coefficiente di uniformità, C_u , e il coefficiente di curvatura di ogni terreno, C_c , sono riportati in Tabella 5.5.

Tabella 5.5 Percentuale di fine, C_u e C_c dei terreni oggetto di studio.

Terreno	Fine	C_u	C_c
DS/KL	0 %	3,7	1,27
D/SB	0%	4,2	1,46
1,1 A/WF	16%	212,5	2,6
9/WF	12%	116,9	56,9
RD/WF	25%	45,7	7
2R/WF	23%	876,9	3,1
3R/WF	46,5%	177,8	0,6
4R/WF	5,5%	20,7	2,6

Si ricordi che l'U.S. Army Corps of Engineers impone quale limite di stabilità, e quindi quale coefficiente di progetto, un coefficiente di uniformità pari a 20.

Sebbene la percentuale di fine sia molto alta e sebbene il C_u dei terreni superi tale valore, tali terreni sono stati sottoposti a studio di stabilità sia per valutare meglio le zone A e B del Butterfly Wings Chart, sia perché alcuni terreni, evidentemente instabili, erano considerati, per altri autori, stabili.

Si è classificato ogni terreno a partire dai parametri prima descritti.

Va specificato che sui terreni non è stato possibile eseguire i limiti di Atterberg dal momento che il fine è prevalentemente polvere di marmo (Carbonato di Calcio, $CaCO_3$).

Si riportano in Tabella 5.6 i risultati della classificazione secondo le Norme ASTM mediante il Sistema Unificato USCS.

Tabella 5.6 Risultati classificazione dei terreni secondo le Norme ASTM mediante il Sistema Unificato USCS.

Terreno		Classificazione
DS/KL	GP	Ghiaia poco gradata
D/SB	SP	Sabbia poco gradata
1,1 A/WF	GM	Ghiaia limosa
9/WF	GW-GM	Ghiaia ben gradata con limo e sabbia
RD/WF	SM	Sabbia limosa
2R/WF	GM	Ghiaia limosa
3R/WF	SM	Sabbia limosa
4R/WF	GW	Ghiaia ben gradata

5.1.2 Determinazione del G_s

Il peso specifico di un terreno, G_s , può essere definito come il valor medio del peso unitario delle particelle granulari che lo compongono.

La sua determinazione permette di calcolare le seguenti grandezze caratteristiche di seguito definite: porosità (n), indice dei vuoti (e), grado di saturazione (S):

$$n = 1 - \frac{\gamma_d}{G_s}$$

$$e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1$$

$$S = \frac{G_s \cdot \gamma_d}{G_s - \gamma_d} \cdot W$$

Essendo:

- γ_d il peso unitario del terreno essiccato valutato in $[gr/cm^3]$;
- G_s il peso specifico delle particelle granulari valutato in $[gr/cm^3]$;
- W il contenuto d'acqua del terreno valutato in [%].

In generale il peso specifico di qualsiasi sostanza è definito come il peso unitario del materiale stesso riferito alla densità dell'acqua alla temperatura di 4°C:

$$G_s = \frac{\gamma_{mat}}{\gamma_{w[4^\circ C]}}$$

Considerando quindi due volumi, rispettivamente di acqua distillata e particelle solide, uguali a V_0 si ha:

$$G_s = \frac{P_s/V_0}{P_w/V_0} = \frac{P_s}{P_w}$$

Essendo:

- P_s il peso delle particelle solide;
- P_w il peso dell'acqua a 4°C.

La determinazione del peso specifico prevede di misurare un determinato volume di particelle solide e di dividerne il peso per quello di uno stesso volume di acqua distillata cosicché il volume di una certa quantità di granuli di terreno di peso noto possa essere ottenuto adottando le seguenti procedure:

- A) Si utilizza un contenitore di volume noto, pieno di acqua distillata, s'introducono le particelle solide e si misura il volume dell'acqua fuoriuscita;
- B) Basandosi sul principio di Archimede, si ottiene il volume delle particelle come differenza tra due pesate: delle particelle essiccate e delle particelle saturate e immerse in acqua (pesata idrostatica).

Come si è osservato il peso specifico è riferito alla densità dell'acqua di 4°C. In effetti, tenendo conto che nel caso dei terreni le temperature di prova in laboratorio sono molto più elevate, le Normative consentono di fare riferimento alla densità dell'acqua alla temperatura di 20°C, commettendo un errore inferiore allo 0,3%, che può essere trascurato.

Nel definire la procedura di prova per la determinazione del peso specifico le Normative fanno una prima distinzione tra particelle grossolane e particelle fini, proponendo due diversi metodi di prova.

In particolare le Norme ASTM distinguono:

- Particelle trattenute al setaccio N°4 (4,75 mm), trattate secondo Metodo C127 "Peso specifico degli aggregati grossolani";
- Particelle passanti al setaccio N°4 analizzate secondo il Metodo D854 "Peso specifico dei terreni);
- Terreni contenenti sia particelle grossolane che particelle fini, caso per cui si procede alla separazione del campione in due classi e alla successiva determinazione dei rispettivi pesi specifici anzidetti e al calcolo del peso specifico che risulta dalla media ponderale delle due determinazioni.

Nel caso in cui il materiale da analizzare sia piuttosto eterogeneo dal punto di vista granulometrico, conviene suddividerlo in frazioni di grandezza omogenea e su ciascuna di esse determinare il peso specifico.

Pertanto, si è suddiviso il materiale in frazioni granulometriche e, una volta noto il G_s di ogni frazione granulometrica, si è calcolato il G_s medio del materiale attraverso la formula:

$$G_s = \frac{\sum_i P_i \cdot G_{si}}{\sum_i P_i}$$

Essendo:

- P_i = Percentuali in peso di ciascuna frazione granulometrica del campione di terreno;
- G_{s_i} = Pesì specifici delle singole frazioni granulometriche.

Per la determinazione di queste ultime, si è proceduto mediante:

- ASTM C 127, per la determinazione del G_s delle frazioni granulometriche delle particelle trattenute al setaccio n° 4 (ASTM);
- ASTM D854, per la determinazione del G_s delle frazioni granulometriche delle particelle passanti al setaccio n°4 (ASTM).

Dal momento che il materiale da analizzare risulta essere piuttosto eterogeneo dal punto di vista granulometrico, si è ritenuto opportuno suddividerlo in frazioni di grandezza omogenea e su ciascuna di esse è stato determinato il peso specifico.

Determinazione del G_s delle frazioni granulometriche delle particelle trattenute al setaccio n° 4 (ASTM)

Per la determinazione del G_s delle frazioni granulometriche delle particelle trattenute al setaccio n° 4 (ASTM) si è utilizzata, quale attrezzatura di prova, una bilancia di precisione, il dispositivo per pesata idrostatica costituito da un cestello a maglia di acciaio, con apertura massima delle maglie pari a 3mm, dotato di un sistema di aggancio al piatto della bilancia e da un recipiente ermetico di dimensioni tali da contenere il cestello (Figura 5.2).

La quantità di materiale utilizzata per questa prova era di circa 3 Kg.



Figura 5.2 Strumentazione di pesata idrostatica per la determinazione del peso specifico delle frazioni granulometriche trattenute al setaccio n°4

La procedura di prova è quella della ASTM C 127.

Per valutare il peso specifico si è applicata la formula:

$$G_s = \frac{P_2}{P_1 - P_3}$$

In cui:

- P_1 = Peso a temperatura ambiente del campione asciutto superficialmente ma saturo all'interno;
- P_2 = Peso a temperatura ambiente del campione essiccato in forno;

- P_3 = Peso in acqua a temperatura ambiente del campione saturo.

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 3.

Tabella 5.7 Risultati del G_s per le diverse frazioni granulometriche, ottenuti mediante applicazione dell'ASTM C 127

Trattenuto al setaccio	Tipo di terreno	G_s
N° 3/4	Ghiaia	2,64
N° 3/8	Ghiaia	2,63
N° 4	Ghiaia	2,61

Determinazione del peso specifico per le frazioni granulometriche passanti al setaccio n°4 (ASTM)

In questo caso l'attrezzatura di prova si compone di: picnometri, forno a controllo termostatico, pompa a vuoto, fornello elettrico necessario per far bollire il materiale contenuto nei picnometri prima del trattamento col vuoto, bilancia ad alta sensibilità, irroratore in plastica contenente acqua distillata, bacchetta di vetro sottile, termometro per misurare temperature comprese tra 0°C e 50°C con precisione di 0,1°C.

In particolare, i picnometri (Figura 5.3) sono corredati di apposito tappo, dotato di foro centrale per favorire l'espulsione dell'aria e dell'acqua in eccesso, in vetro smerigliato.

Per ogni frazione granulometrica di cui si è determinato il G_s , si sono utilizzati due picnometri di dimensioni opportune, scelti in base alla massima dimensione dei grani e, quindi, alla quantità minima di materiale richiesto per la prova.

Si è seguita la ASTM D854.



Figura 5.3 Picnometri collegati alla pompa a vuoto

Per valutare il peso specifico, riferito al peso unitario dell'acqua distillata misurata alla temperatura T, si è applicata la formula:

$$(G_S)_T = \frac{(P_2 - P_1)}{[P_4 - (P_2 - P_1)] - P_3}$$

In cui:

- P_1 = Peso del picnometro vuoto completo di tappo;
- P_2 = Peso del picnometro completo di tappo, contenente il campione secco;
- P_3 = Peso del picnometro completo di tappo, pieno di acqua distillata e del campione saturato alla temperatura di prova, T;
- P_4 = Peso del picnometro pieno di acqua distillata, completo di tappo alla temperatura di prova T, ottenuto dalla curva di taratura.

Poiché, inoltre, il peso specifico è, generalmente, riferito alla temperatura di 20°C, sia K il coefficiente ottenuto dividendo la densità dell'acqua alla temperatura T per la densità dell'acqua a 20°, si ha:

$$G_S = (G_S)_T \cdot K$$

Una volta determinato il G_S per i due picnometri, si è fatta la media del valore ottenuto.

In Tabella 5.7 si riportano i risultati del G_S ottenuti per le diverse frazioni granulometriche che saranno utilizzate per la ricostruzione dei terreni sottoposti allo studio sperimentale della stabilità interna. Si specifica che "Giallo", "Bianco", "Nero", "Verde" e "Rosso Verona" sono i colori che caratterizzano i granulati di marmo utilizzati per le prove di filtrazione.

Tabella 5.8 Risultati del G_S per le diverse frazioni granulometriche, ottenuti mediante applicazione dell'ASTM D854

Trattenuto al setaccio	Colore	G_S
N° 10	Giallo e Bianco	2,75
N° 20	Bianco e Nero	2,73
N° 40	Verde	2,76
N° 60	Rosso Verona	2,7
N° 140	Rosso Verona	2,7
N° 200	Rosso Verona	2,7
Passante al setaccio N°200	Rosso Verona	2,7

Determinazione del peso specifico dei terreni sottoposti a prove sperimentali di filtrazione

La maggior parte dei terreni sottoposti a prove sperimentali di filtrazione sono caratterizzati da una granulometria estesa. Noto che sia il peso specifico di ogni frazione granulometrica di cui essi sono costituiti, si calcola il peso specifico medio di ogni terreno mediante la seguente correlazione:

$$G_S = \frac{1}{\frac{P_1}{100 \cdot G_{S1}} + \frac{P_2}{100 \cdot G_{S2}} + \dots + \frac{P_n}{100 \cdot G_{Sn}}}$$

In cui:

- P_1, P_2, \dots, P_n sono le percentuali in peso di ciascuna frazione granulometrica del campione di terreno;
- $G_{S1}, G_{S2}, \dots, G_{Sn}$ sono i pesi specifici delle singole frazioni precedentemente calcolati.

Ovvero applicando la formula prima vista:

$$G_s = \frac{\sum_i P_i \cdot G_{Si}}{\sum_i P_i}$$

Noti che siano i pesi specifici delle diverse frazioni granulometriche come riportato in Tabella 5.7 e Tabella 5.8, si è ottenuto il G_s di tutti i terreni da caratterizzare. I valori del peso specifico di ogni terreno sono riportati in Tabella 5.9.

Tabella 5.9 Tabella riepilogativa dei valori del G_s per tutti i terreni sottoposti a prove di filtrazione

Denominazione del terreno	G_s
DS/KL	2,64
D/SB	2,7
1,1 A/WF	2,67
2R/WF	2,67
3R/WF	2,69
4R/WF	2,68
RD/WF	2,71
9/WF	2,64

5.2 Preparazione ed esecuzione di prove di filtrazione di lunga durata

Per verificare l'affidabilità dei differenti criteri di ritenzione per il dimensionamento dei filtri e per valutare la stabilità interna dei terreni, numerosi ricercatori hanno condotto studi sperimentali su apparecchiature prototipo. L'analisi sperimentale è stata effettuata con prove di filtrazione a lungo termine.

L'apparecchiatura di cui si dispone e su cui sono state condotte le ricerche consente di analizzare:

- L'influenza esercitata dalla forza di gravità nel caso di flusso verso il basso e di flusso verso l'alto;
- L'influenza dei gradienti idraulici applicati al sistema filtrante;
- L'influenza di carichi esterni applicati.

Se un terreno internamente instabile è sottoposto a un flusso idraulico, una significativa quantità di particelle fini migrerà attraverso i pori dello scheletro solido sotto l'azione della forza di trascinamento e, se le aperture del filtro non sono sufficientemente grandi, molte particelle fini si accumuleranno al di sopra dell'interfaccia filtro/terreno, conseguentemente la permeabilità del sistema filtrante diminuirà e la pressione interstiziale all'interfaccia aumenterà provocando uno stato limite di blinding.

L'insorgere di tale stato limite denota l'instabilità interna del terreno granulare analizzato.

Il metodo sperimentale proposto per valutare la stabilità interna di un terreno granulare consiste in prove di filtrazione di lunga durata basate sull'analisi dei gradienti locali all'interfaccia e nel terreno.

5.2.1 Procedura di prova

Si descrivono, nel seguito, le fasi preliminari all'esecuzione delle prove di filtrazione di lunga durata.

Prima dell'esecuzione delle prove, si è proceduto alla preparazione della strumentazione e al suo miglioramento.

Le altre due fasi preliminari importanti per l'esecuzione della prova sono state la preparazione dei provini in geotessile e quella dei terreni.

Preparazione e miglioramento dell'apparecchiatura

Prima di procedere all'esecuzione della prova si è provveduto:

- Alla pulizia dello strumento con cambio tubi e pulizia del filtro;
- All'inserimento di un secondo separatore aria/acqua;
- All'inserimento di una vaschetta in corrispondenza dello scarico al fine di mantenere costante il carico a valle;
- All'inserimento di due valvole per la fuoriuscita dell'aria al top del permeometro.

Preparazione dei provini in geotessile

Come filtro, vista la loro enorme diffusione e versatilità per le opere d'ingegneria ambientale e geotecnica, si è scelto di utilizzare due tipi di geotessile non tessuto, uno più spesso caratterizzato da un $O_{95} = 0,035 \text{ mm}$, l'altro, più sottile, con $O_{95} = 0,22 \text{ mm}$, già descritti e analizzati nei capitoli precedenti.

Preparazione dei terreni

Prima di procedere alla ricostruzione dei terreni, per ricavare le diverse frazioni granulometriche è stata eseguita sia una setacciatura a secco, sia una setacciatura a umido sui terreni multicolore.

In particolare, la setacciatura a secco e quella a umido sono state effettuate mediante i setacci le cui aperture caratteristiche sono quelle definite dall'ASTM (American Society for Testing Material).

Una volta completata la setacciatura, le diverse frazioni granulometriche, poste in teglie differenti, sono state essiccate in forno a 100° C per alcune ore per eliminare il contenuto d'acqua presente in esse.

Circa la ricostruzione del terreno essa è stata effettuata ricostruendo lo stesso in sacchetti da 0,5 Kg o da 1Kg, inseriti uno alla volta all'interno del permeometro in modo che ogni strato fosse uniforme (Figura 5.4).

Ovvero: utilizzando dei sacchetti di plastica trasparenti per alimenti quali contenitori, sono stati preparati, separatamente e nel peso di 1Kg a sacchetto, 5 Kg di terreno.

Ogni kilogrammo di terreno è stato preparato miscelando frazioni granulometriche di terreni di vari colori che erano stati precedentemente lavati, essiccati in forno e divisi per frazioni granulometriche mediante l'utilizzo dei setacci ASTM in dotazione al laboratorio.

Infine, ricavando dalla curva granulometrica le percentuali in peso corrispondenti ai passanti ottenuti dalla setacciatura, i campioni che andranno a rappresentare i vari terreni nella prova di filtrazione sono stati ricomposti.

I terreni sono stati preparati miscelando frazioni granulometriche di vari colori e ricostituiti nel permeametro, secondo le precise percentuali in peso, a piccoli strati, tramite metodo di deposizione pluviale a secco mantenendo un'altezza di caduta costante.



Figura 5.4 Esempio di ricostruzione di un terreno

Fasi preliminari all'esecuzione della prova

Alcune fasi della preparazione della prova di filtrazione a lungo termine sono illustrate in Figura 5.5.

Ogni fessura in corrispondenza dei piezometri della strumentazione è stata rivestita, dall'interno, con una piccola superficie di geotessile non tessuto sottile fissato con del nastro isolante per evitare che le frazioni granulometriche più fini intasassero i piezometri stessi.

Sulla piastra di base o griglia in acciaio della strumentazione è stata posta della ghiaia avente granulometria pari al trattenuto al setaccio 3/8 e passante al setaccio 3/4. Questa costituisce il dreno inferiore.

Quindi si è posto il provino di geotessile sullo strato di ghiaia della piastra di base. È stato quindi fissato il corpo centrale del permeametro mediante l'utilizzo di un o-ring in alluminio e in gomma ad hoc per la strumentazione.

Dopo aver steso del grasso al silicone nelle zone di giuntura della parte inferiore e del cilindro in plexiglass, si è incastrato il cilindro in plexiglass sulla parte inferiore della strumentazione. Fissato, quindi, il corpo centrale del permeametro, si è composto il provino di terreno facendo cadere, lentamente e sempre dalla stessa altezza, la medesima quantità di materiale fino al livello superiore del cilindro in plexiglas.



Figura 5.5 Alcune fasi della preparazione della prova di filtrazione a lungo termine

In particolare:

- Posto il provino di geotessile sullo strato di ghiaia della piastra di base e fissato il corpo centrale del permeametro, è possibile confezionare il provino di terreno secco facendo cadere il terreno ricostruito mediante metodo simile a quello di deposizione fluviale, fino a raggiungere il livello superiore del cilindro in plexiglass.
- Si pone il cilindro di alluminio e s'inserisce, sulla superficie del provino di terreno, uno strato diffusore di ghiaia, con la funzione di distribuire il flusso di entrata.
- Infine, si posiziona il pistone di carico e il piatto superiore attraverso il quale avviene l'alimentazione e, tramite i tiranti di acciaio, si fissa il tutto per garantire la perfetta tenuta idraulica, agevolata dall'inserimento degli o-ring posti negli incavi lungo le circonferenze inferiori e superiori dei diversi cilindri.

Si è segnato fino a quale altezza arrivasse il terreno, misura utile ai fini della determinazione della porosità.

Una volta riempito il cilindro in plexiglass, sempre dopo aver steso del grasso al silicone nelle zone di giuntura, si pone il cilindro in alluminio.

Sul terreno si pone una rete a maglie larghe in materiale polimerico di forma circolare di diametro pari a 155 mm e, su di essa, uno strato di ghiaia di granulometria compresa fra quella del materiale trattenuto al setaccio $\frac{3}{4}$ e passante al setaccio 1 che costituisce lo strato diffusore con la funzione di distribuire il flusso dell'acqua in entrata.

Si posiziona, infine, il corpo superiore in alluminio dotato di pistone di carico.

La perfetta tenuta idraulica è garantita dalla presenza degli o-ring in gomma posti negli incavi lungo le circonferenze inferiori e superiori dei diversi cilindri che compongono la strumentazione.

Si fissa il tutto tramite i quattro tiranti in acciaio, avvitati, gradualmente, a due a due: prima due tiranti diametralmente opposti, poi gli altri due.

Tutti i piezometri, durante queste operazioni, sono chiusi.

Prima di dare inizio alla prova vera e propria, il provino deve essere saturato.

La fase di saturazione, che prevede che tutti i piezometri siano chiusi, avviene con il serbatoio di alimentazione abbassato.

La fase di saturazione ha una durata di 24 ore circa e avviene facendo fluire l'acqua dal basso verso l'alto. Durante tale fase si osserva come il provino di terreno, lentamente, s'impregna di acqua mentre le bolle d'aria presenti nello stesso fluiscono nei tubi di scarico in alto.

Terminata la fase di saturazione s'inverte il flusso dell'acqua. Mediante una semplice regolazione dei rubinetti s'impone un flusso diretto dall'alto verso il basso.

Si aprono i piezometri e la prova ha, così, inizio.

La presenza del flusso idraulico favorisce lo spostamento del fine, facendo variare la granulometria degli strati del campione rispetto a quella che essi avevano inizialmente. Analizzando tale movimento, si può valutare la stabilità interna dei terreni, sfruttando alcuni parametri ricavati dalle prove.

5.2.2 Esecuzione della prova

La fase di saturazione, che precede la prova vera e propria, è stata realizzata facendo fluire molto lentamente l'acqua dal basso verso l'alto per ventiquattro ore.

Le prove di filtrazione, raccomandate per la progettazione dei filtri in geotessile a contatto con terreni granulari, sono state eseguite in condizioni di flusso verticale diretto dall'alto verso il basso a carico idraulico costante e sono state protratte per il periodo di tempo necessario al raggiungimento delle condizioni di regime e comunque per una durata maggiore di 94 ore, escluse le 24 ore di saturazione.

Il fattore tempo è, infatti, di fondamentale importanza e solo prove di filtrazione di lunga durata permettono di valutare ciò che avviene a regime nel sistema filtrante.

Per analizzare il comportamento a lungo termine del sistema filtrante durante la prova, sono state eseguite le seguenti operazioni:

- Misura del volume di acqua effluente dal sistema filtrante nell'unità di tempo con simultaneo rilevamento della temperatura del fluido;
- Misura delle altezze piezometriche in corrispondenza dei piezometri per la valutazione dei gradienti locali all'interfaccia e l'eventuale massa di particelle passanti attraverso il filtro.

Ciò ha permesso di stimare la portata e la velocità del moto di filtrazione applicato.

Dopo la prova si determinano le seguenti grandezze:

- Permeabilità trasversale del geotessile;

- Grado di occlusione superficiale.

Il livello di blinding è stato valutato introducendo il fattore di blinding, BF, (Moraci, 1992; 1996), definito come il rapporto tra il gradiente idraulico all'interfaccia terreno/filtro, i_{cz} , e il gradiente idraulico all'interno del terreno, i_s :

$$BF = i_{cz}/i_s$$

Tale espressione di BF non include l'effetto del clogging che, tuttavia, è stato valutato mediante il fattore di clogging definito come:

$$CF = 100 - (k'_n/k_n) \times 100$$

Essendo k'_n e k_n la permeabilità del filtro geotessile dopo e prima della prova di filtrazione, rispettivamente.

In particolare, la variazione del gradiente idraulico locale lungo l'altezza del provino è stata calcolata considerando la distribuzione delle altezze piezometriche misurate in 6 piezometri disposti lungo la direzione del flusso a intervalli in media pari a 3,5 cm.

La permeabilità del geotessile prima e dopo la prova è stata misurata mediante opportune prove in laboratorio.

La prova di filtrazione è stata eseguita in condizioni di flusso verticale diretto dall'alto verso il basso e carico idraulico costante. Il filtro in geotessile non tessuto è inserito all'interno del permeometro.

Si osservi che il filtro in geotessile è stato ottenuto prelevandolo da zone del rotolo di geotessile privi di difetti visibili facendo attenzione, durante la fase di taglio, che non fosse sottoposto a sforzi di trazione che avrebbero potuto deformarlo.

Prima di dare inizio alla prova, i provini di terreno sono stati sottoposti a una fase di saturazione, con piezometri chiusi, effettuata facendo fluire acqua dal basso verso l'alto per circa 24 ore.

La prova inizia dopo aver invertito il flusso e aperto i piezometri.

Durante la prova sono state eseguite le misure indirette della portata di acqua effluente dal sistema filtrante con simultaneo rilevamento della temperatura del fluido e delle altezze piezometriche in corrispondenza dei diversi piezometri (Figura 5.6).



Figura 5.6 Rilevamento delle altezze piezometriche durante una prova

Dall'elaborazione dei risultati della prova di filtrazione si considera un terreno instabile se il fattore di accecamento all'interfaccia (blinding), BF, supera il valore 3 (Moraci, 1992, 1996), valore che non include l'effetto del clogging.

Inoltre si è valutata la distribuzione granulometrica a fine prova su tre strati di terreno del campione per valutare come e quanto la granulometria sia variata all'interno dello stesso come mostrato, a titolo di esempio, in Figura 5.7.



Figura 5.7 Suddivisione del provino a fine prova in tre parti, filtro superiore e filtro in geotessile

A fine prova il terreno è stato diviso in tre parti; sono state raccolte anche la ghiaia che funge da filtro superiore e quella che funge da filtro inferiore e il geotessile.

Le quantità di ghiaia, dopo essere state essiccate in forno, sono state pesate ed è stata condotta l'analisi granulometrica strato per strato.

5.3 Verifica sperimentale della stabilità interna dei terreni

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla verifica sperimentale della stabilità interna dei diversi terreni. Per ogni terreno sono riportati:

- Il G_s , il CF, il BF, la massa passante, i valori iniziali e finali della permeabilità del geotessile e della porosità del terreno:

$$BF = \frac{i_{cz}}{i_s}$$

$$CF = \left[100 - \frac{K'_g}{K_g} \cdot 100 \right]$$

$$n_i = \left[1 - \left(\frac{\gamma_{d,i}}{G_s \cdot \gamma_w} \right) \right]; n_f = 1 - \left(\frac{\gamma_{d,f}}{G_s \cdot \gamma_w} \right)$$

- La curva granulometrica iniziale del terreno;
- La granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale);
- Il grafico dell'andamento di K e BF al variare del tempo.

Inoltre, dal momento che i terreni DS/KL e D/SB sono stati testati sia a contatto con il geotessile sottile, sia a contatto con il geotessile spesso, si riporta un confronto della verifica della stabilità interna fra i due tipi di prove.

5.3.1 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno DS/KL con geotessile spesso

Si riportano, in Tabella 5.10, i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno DS/KL a contatto con il geotessile spesso.

In Figura 5.8, Figura 5.9 e in Figura 5.10 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.10 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno DS/KL a contatto con il geotessile spesso

Terreno DS/KL			
Classificazione: GP- Ghiaia poco gradata		Tipo di geotessile: spesso	
$G_s [gr/cm^3]$	2,64	$K_i [cm/sec]$	0,062
n_i	0,36	$K_f [cm/sec]$	0,018
n_f	0,34	$M_p [gr]$	$\cong 0,01$
BF	< 3	$CF [\%]$	72

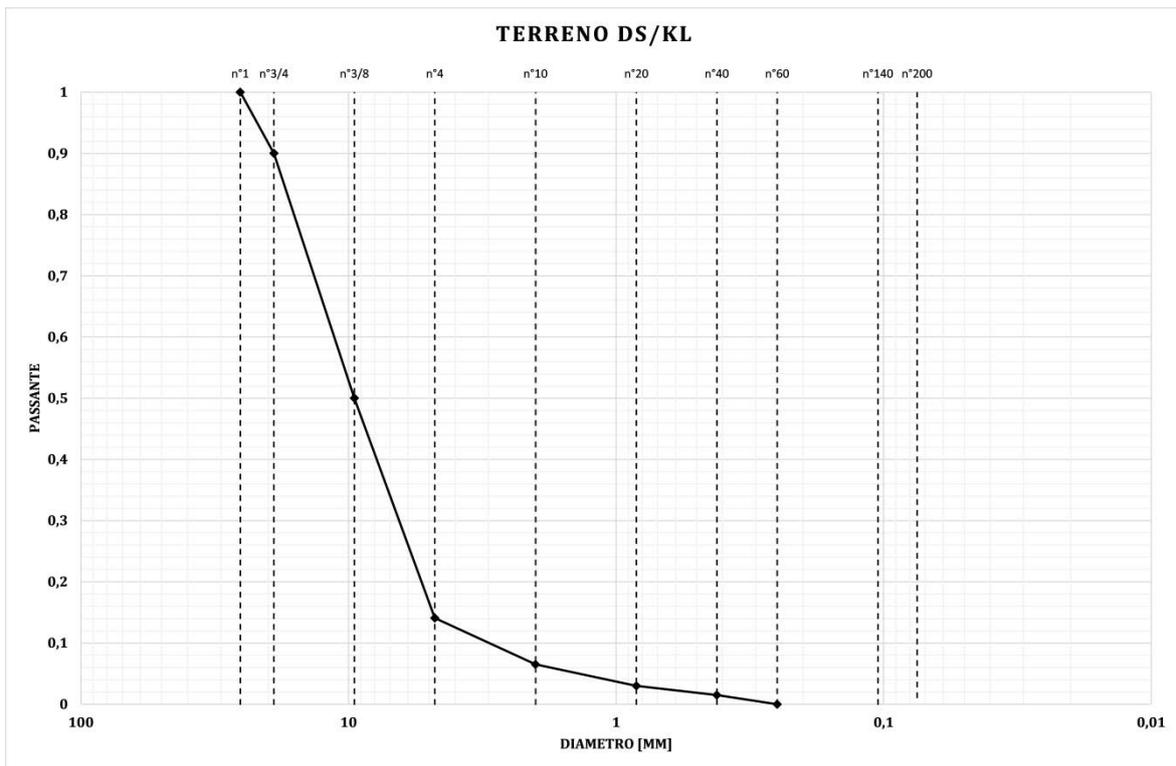


Figura 5.8 Curva granulometrica del terreno DS/KL

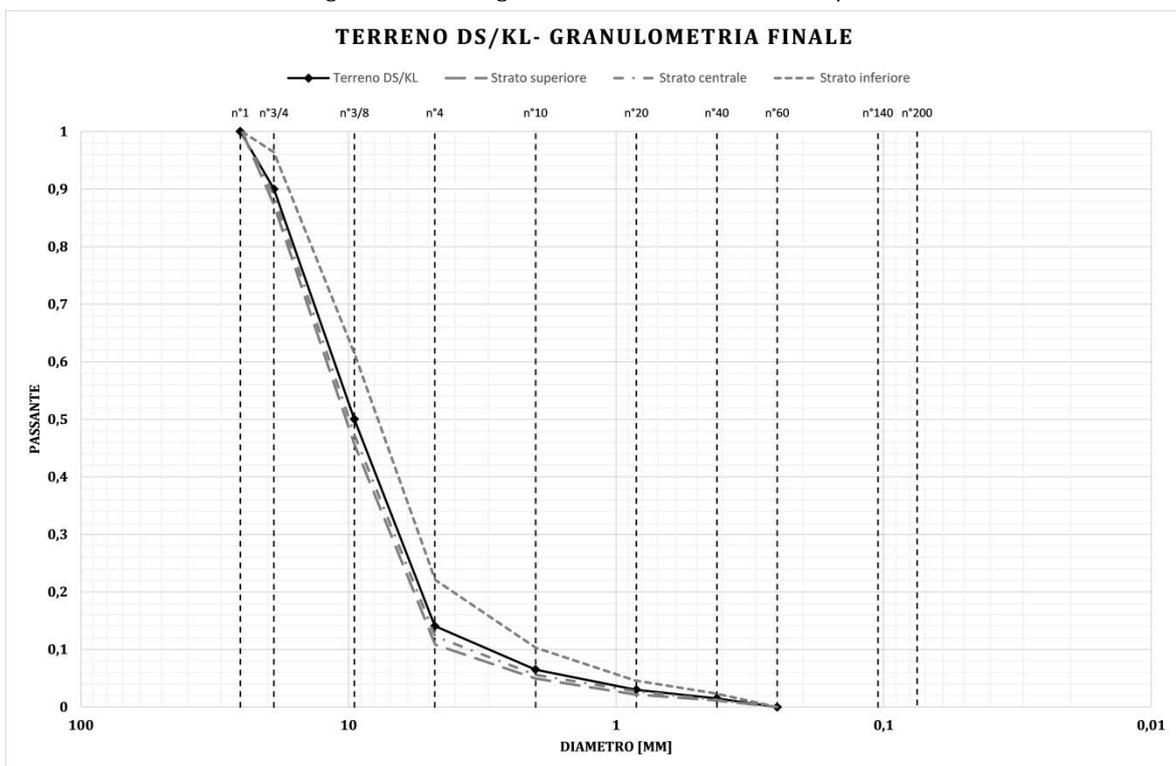


Figura 5.9 Confronto della granulometria iniziale del terreno DS/KL a contatto con geotessile spesso con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

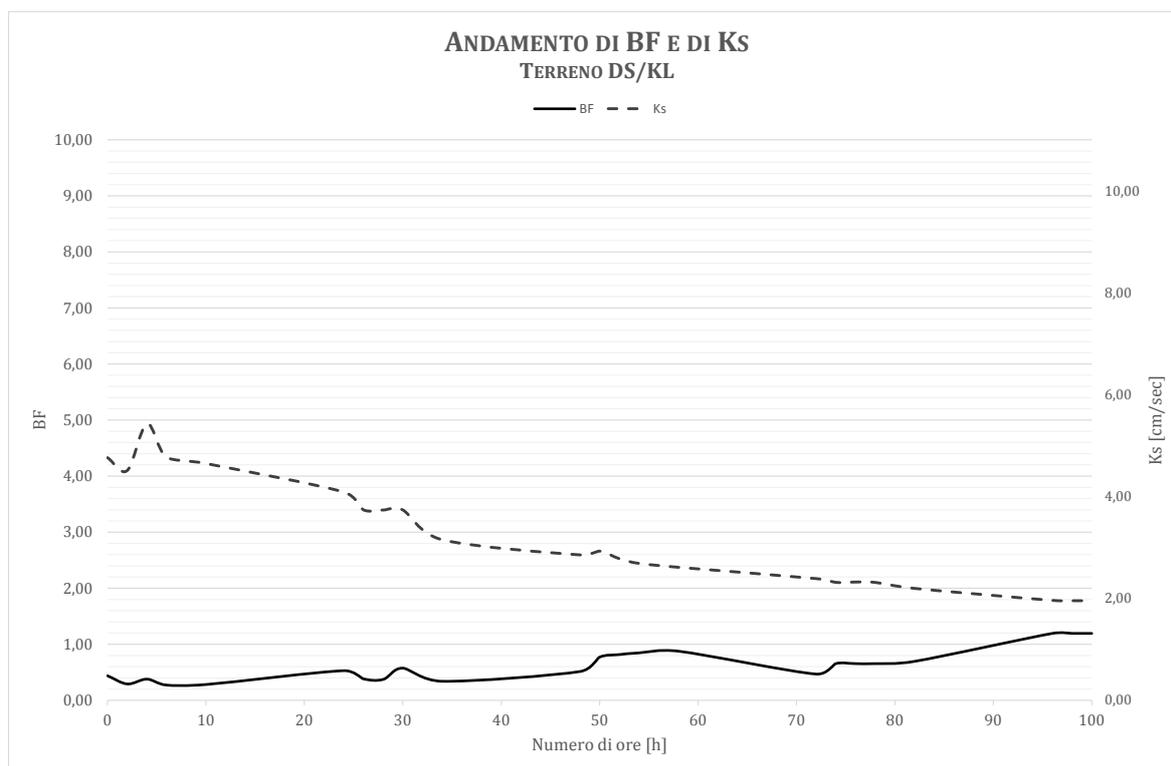


Figura 5.10 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno DS/KL a contatto con geotessile spesso.

Dal confronto della granulometria iniziale con quella dei tre strati, si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria se non nel primo strato che si è impoverito della parte più fine che si è depositata nello strato centrale.

Inoltre, la massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, ricavata tramite differenza del peso iniziale del terreno con il peso finale dello stesso, è irrisoria ($\cong 0,01 \text{ gr}$). Ciò è indice di terreno internamente stabile, confermato dal BF che, seppur caratterizzato da un andamento crescente, si è mantenuto sempre inferiore al valore di 3.

La permeabilità mostra un andamento decrescente.

5.3.2 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno DS/KL con geotessile sottile

Si riportano, in Tabella 5.11, i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno DS/KL a contatto con il geotessile spesso.

In Figura 5.8, Figura 5.11 e in Figura 5.12 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.11 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno DS/KL a contatto con il geotessile sottile

Terreno DS/KL			
Classificazione: GP- Ghiaia poco gradata		Tipo di geotessile: sottile	
G_s [gr/cm^3]	2,64	K_i [cm/sec]	0,13
n_i	0,37	K_f [cm/sec]	0,007
n_f	0,31	M_p [gr]	$\cong 0,01$
BF	< 3	CF [%]	95

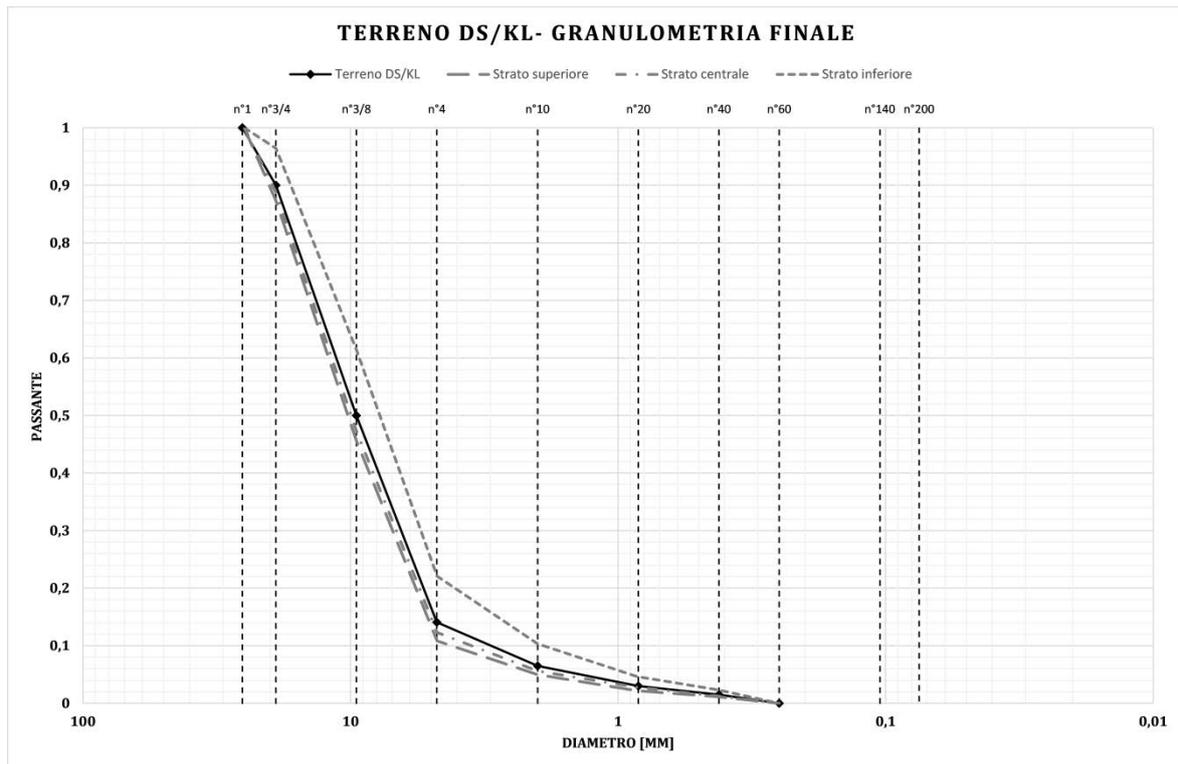


Figura 5.11 Confronto della granulometria iniziale del terreno DS/KL a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

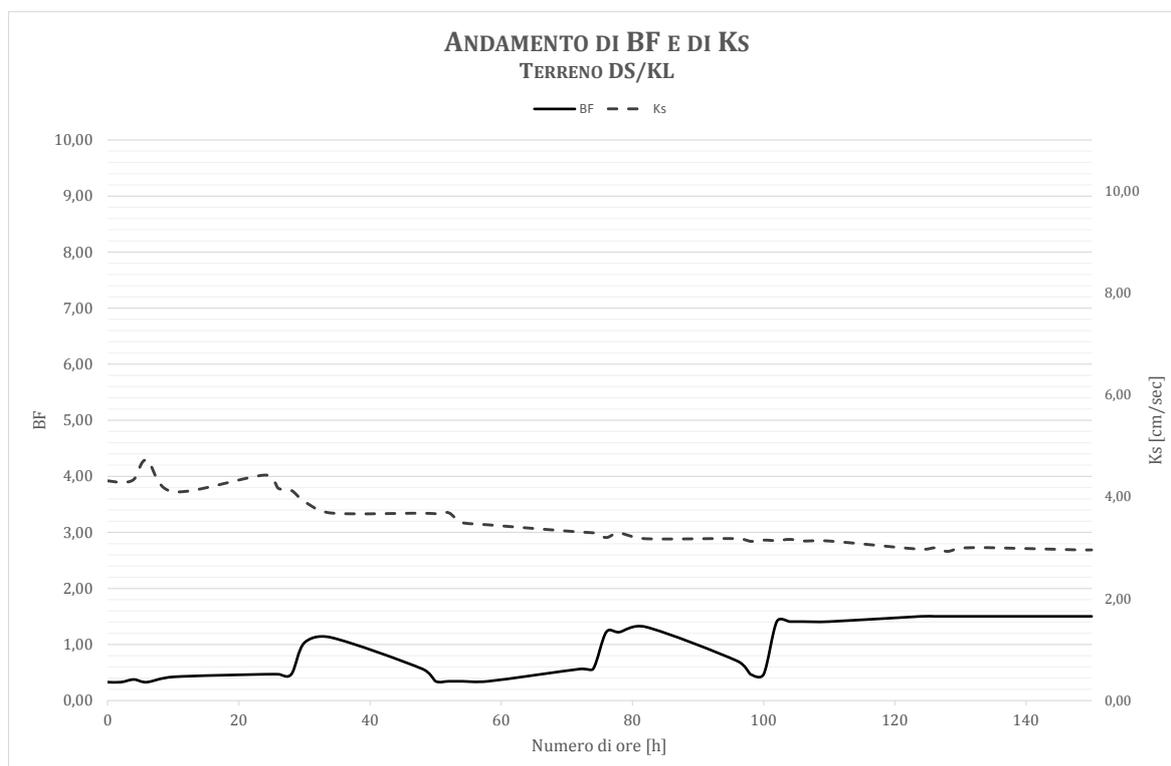


Figura 5.12 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno DS/KL a contatto con geotessile sottile.

Dal confronto della granulometria iniziale con quella dei tre strati, si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria.

Si osserva un perfetto accordo con la granulometria iniziale.

Anche se a contatto con il geotessile sottile caratterizzato da un'apertura caratteristica maggiore rispetto a quella del geotessile spesso, la massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, ricavata tramite differenza del peso iniziale del terreno con il peso finale dello stesso, è, anche in questo caso, irrisoria ($\cong 0,01 \text{ gr}$).

Ciò è indice di terreno internamente stabile, confermato dal BF che, seppur caratterizzato da un andamento crescente che tende, nelle ultime ore della prova a stabilizzarsi, si è mantenuto sempre inferiore al valore di 3.

La permeabilità, invece, seppur fondamentalemente stabile, mostra un andamento decrescente che si stabilizza durante le ultime ore di prova.

5.3.3 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno D/SB con geotessile spesso

Si riportano, in Tabella 5.12, i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno D/SB a contatto con il geotessile spesso.

In Figura 5.13, Figura 5.14 e in Figura 5.15 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.12 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno D/SB a contatto con il geotessile spesso

Terreno D/SB			
Classificazione: SP- Sabbia poco gradata		Tipo di geotessile: spesso	
G_s [gr/cm^3]	2,7	K_i [cm/sec]	0,062
n_i	0,38	K_f [cm/sec]	0,046
n_f	0,36	M_p [gr]	$\cong 0,001$
BF	< 3	CF [%]	26

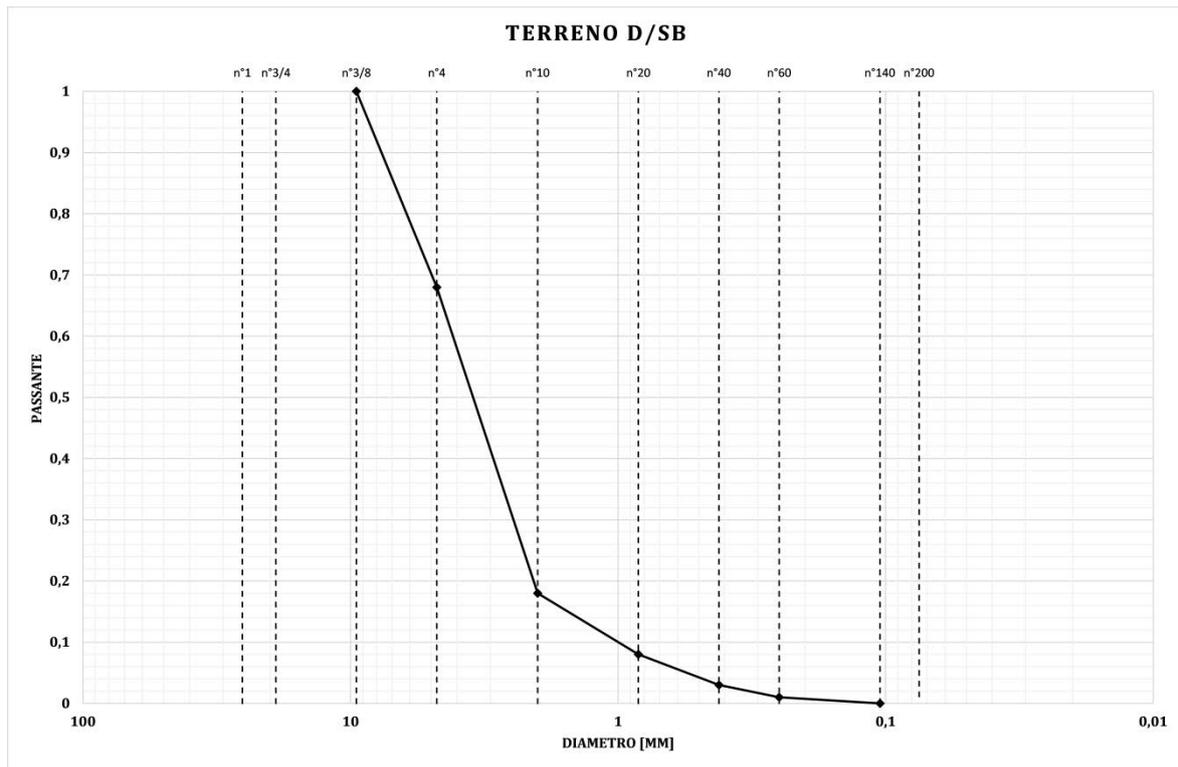


Figura 5.13 Curva granulometrica del terreno D/SB

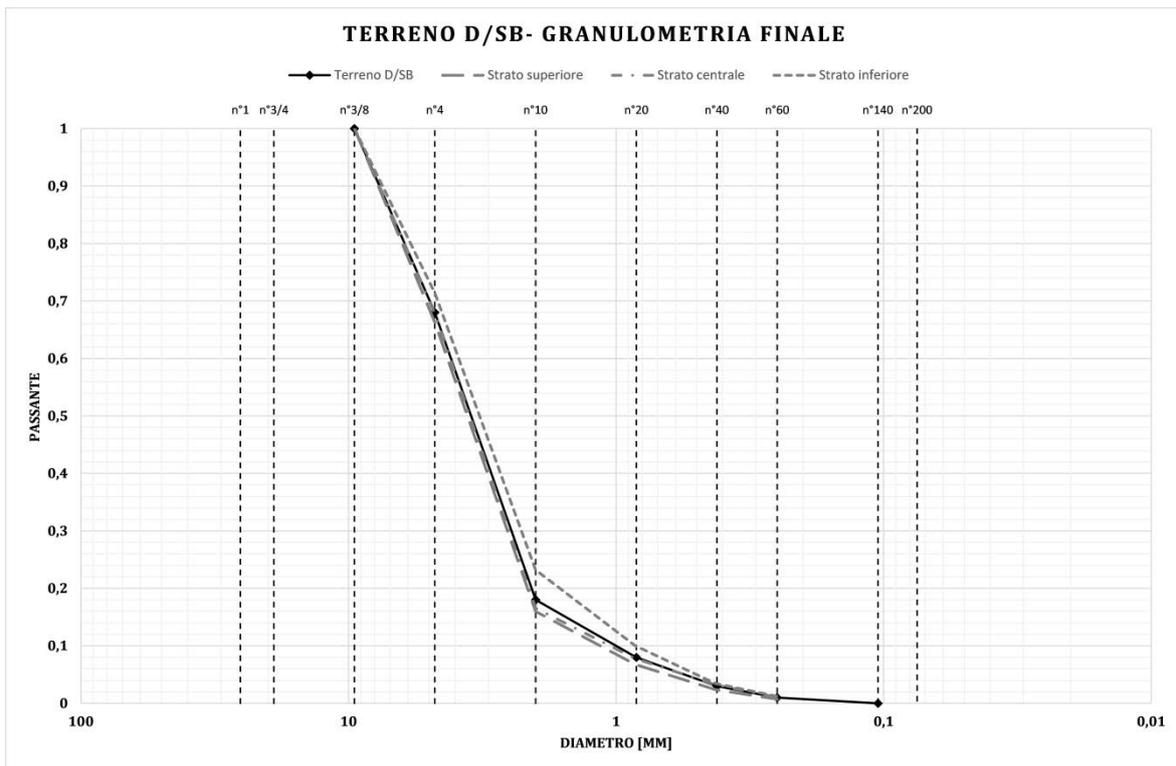


Figura 5.14 Confronto della granulometria iniziale del terreno D/SB a contatto con geotessile spesso con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

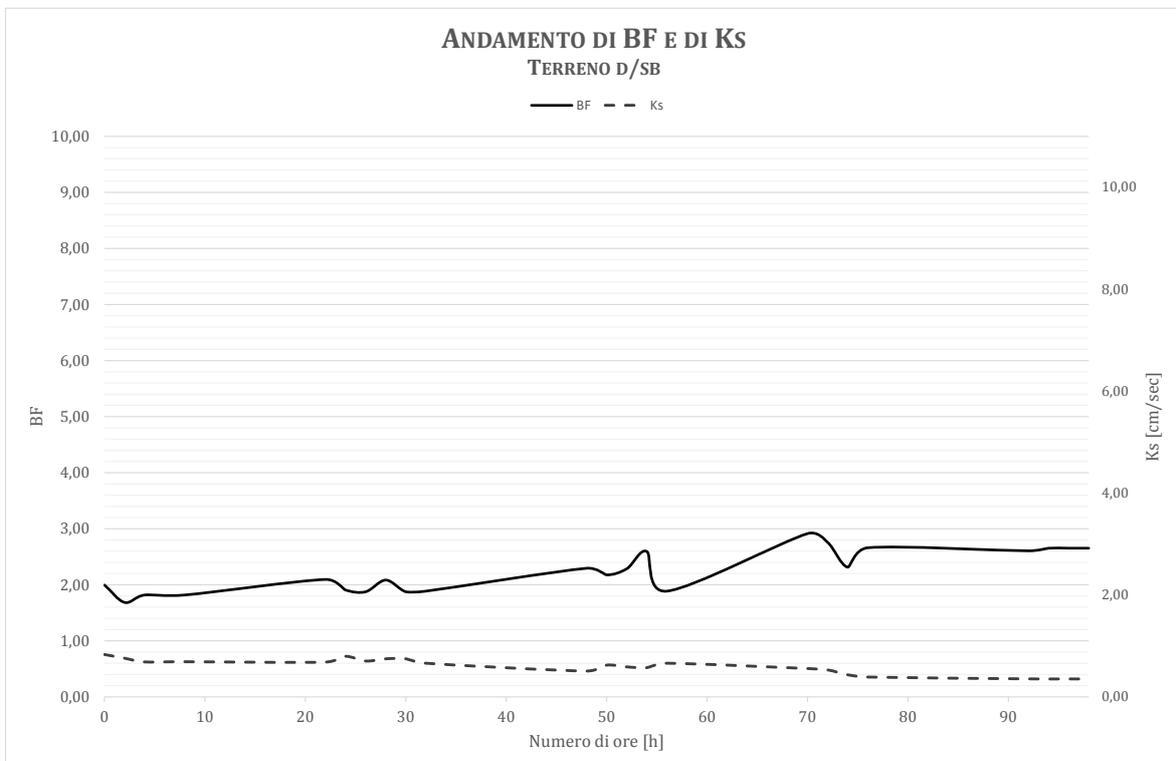


Figura 5.15 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno D/SB a contatto con geotessile spesso.

Dal confronto della granulometria iniziale con quella dei tre strati si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria se non nel terzo strato che si è leggermente arricchito della parte più fine.

Inoltre, la massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, ricavata tramite differenza del peso iniziale del terreno con il peso finale dello stesso, è irrisoria.

Ciò è indice di terreno internamente stabile, confermato dal BF che, seppur caratterizzato da un andamento crescente che si stabilizza a fine prova, si è mantenuto sempre inferiore al valore di 3.

La permeabilità, invece, seppur fondamentalmente stabile, mostra un andamento decrescente.

5.3.4 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno D/SB con geotessile sottile

Si riportano, in Tabella 5.13, i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno D/SB a contatto con il geotessile spesso.

In Figura 5.13, Figura 5.16 e in Figura 5.17 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.13 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno D/SB a contatto con il geotessile sottile

Terreno D/SB			
Classificazione: SP- Sabbia poco gradata		Tipo di geotessile: sottile	
G_s [gr/cm^3]	2,7	K_i [cm/sec]	0,13
n_i	0,38	K_f [cm/sec]	0,004
n_f	0,36	M_p [gr]	\cong 0,02
BF	< 3	CF [%]	97

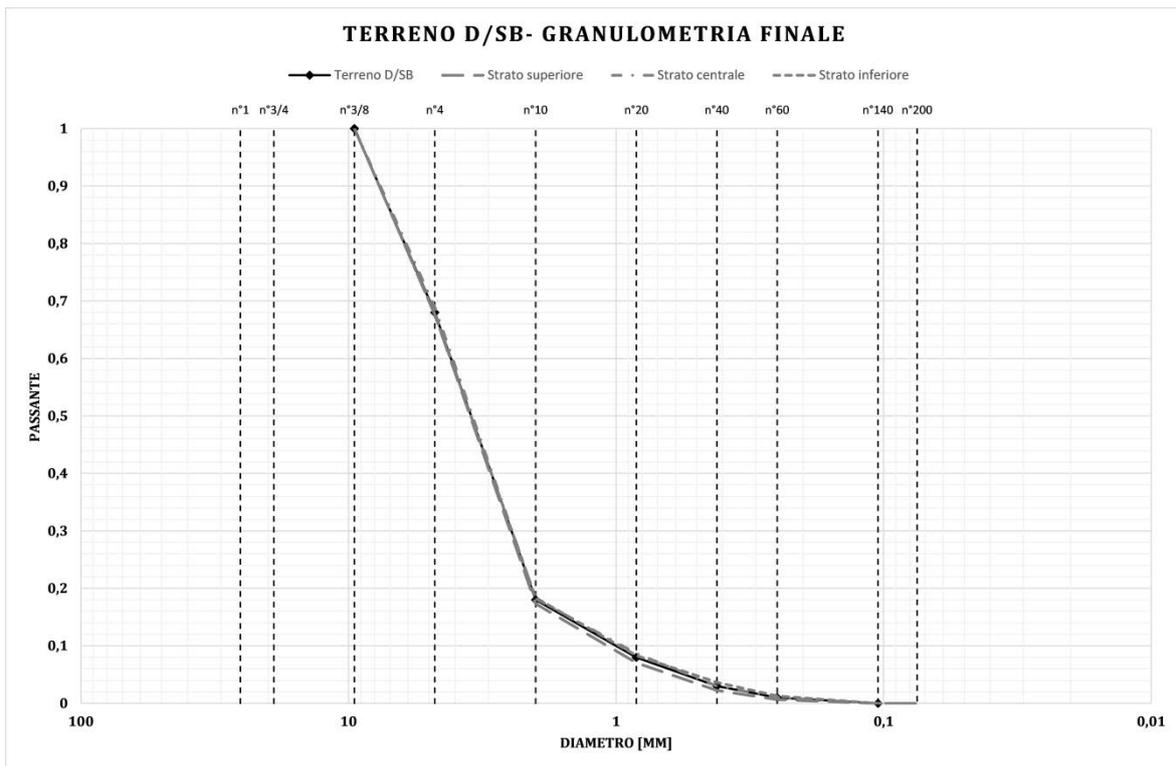


Figura 5.16 Confronto della granulometria iniziale del terreno D/SB a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

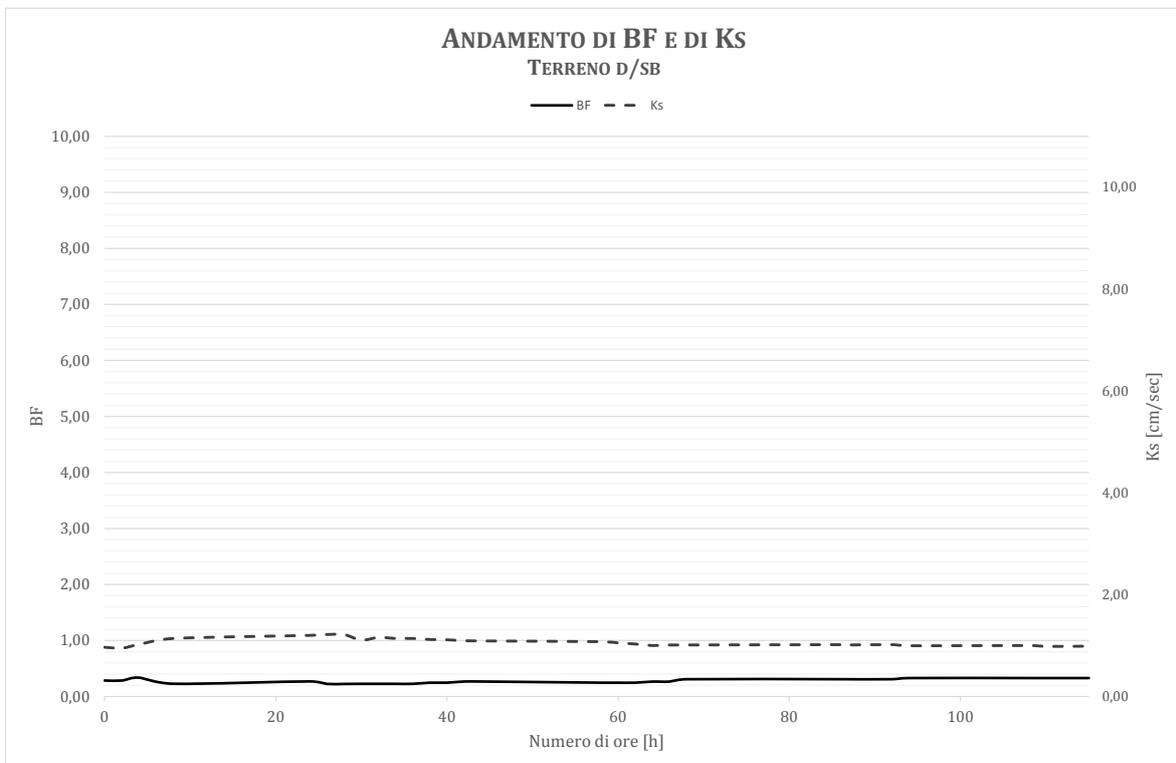


Figura 5.17 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno D/SB a contatto con geotessile sottile.

Dal confronto della granulometria iniziale con quella dei tre strati rispetto alla ricostruzione iniziale, si può asserire che il terreno non ha subito variazioni nei tre strati visto il perfetto accordo delle tre curve granulometriche relative ai tre strati; ovvero il terreno è risultato stabile.

La massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, ricavata tramite differenza del peso iniziale del terreno con il peso finale dello stesso, è, anche in questo caso, irrisoria ($\cong 0,02 \text{ gr}$).

La stabilità interna del terreno è confermata dall'andamento del BF che si è mantenuto sempre inferiore al valore di 3 e che mostra, come la permeabilità, un andamento stabile durante tutta la durata della prova.

5.3.5 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 1,1 A/WF con geotessile sottile

Si riportano, in Tabella 5.14 i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno 1,1 A/WF a contatto con il geotessile sottile.

Si sottolinea che per quanto riguarda la massa passante (calcolata pari a $M_p \cong 183,82 \text{ gr}$) essa è costituita dal solo passante al 200.

In Figura 5.18, Figura 5.19 e in Figura 5.20 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.14 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno 1,1 A/WF a contatto con il geotessile sottile

Terreno 1,1 A/WF			
Classificazione: GM- Ghiaia Limosa		Tipo di geotessile: sottile	
$G_s [\text{gr}/\text{cm}^3]$	2,67	$K_i [\text{cm}/\text{sec}]$	0,13
n_i	0,19	$K_f [\text{cm}/\text{sec}]$	0,007
n_f	0,07	$M_p [\text{gr}]$	$\cong 183,82$
BF	> 3	$CF [\%]$	94

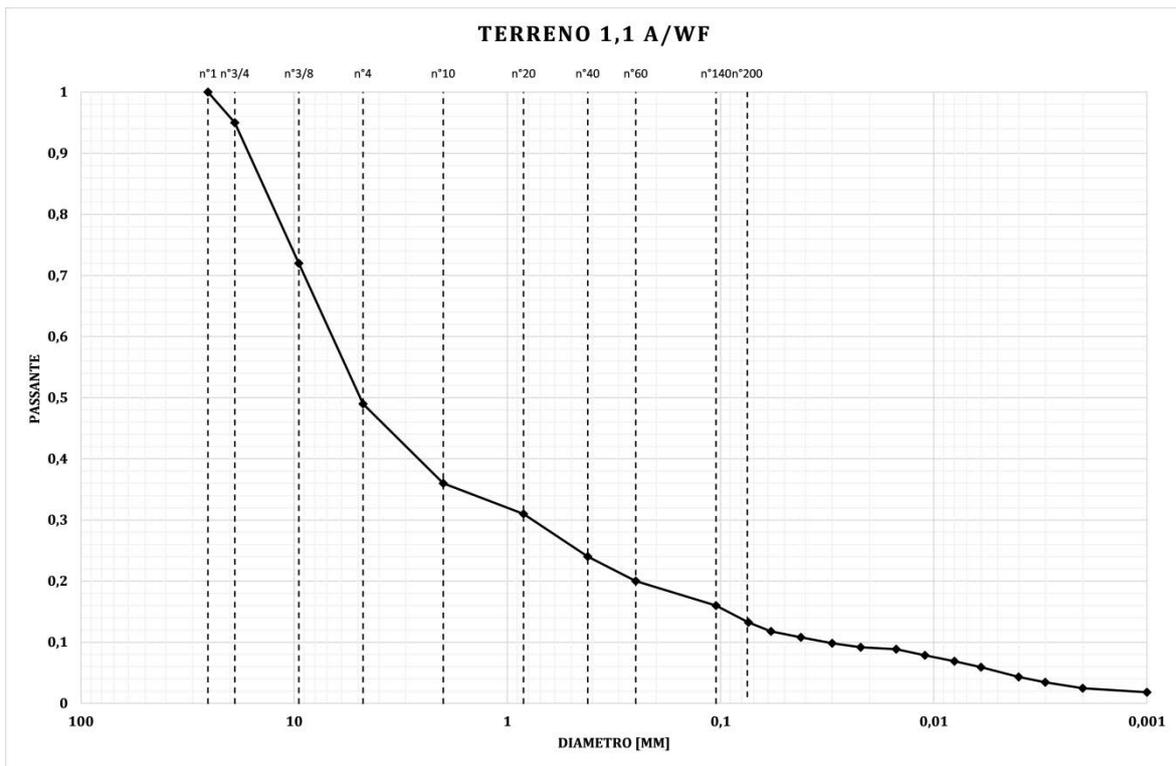


Figura 5.18 Curva granulometrica del terreno 1,1 A/WF

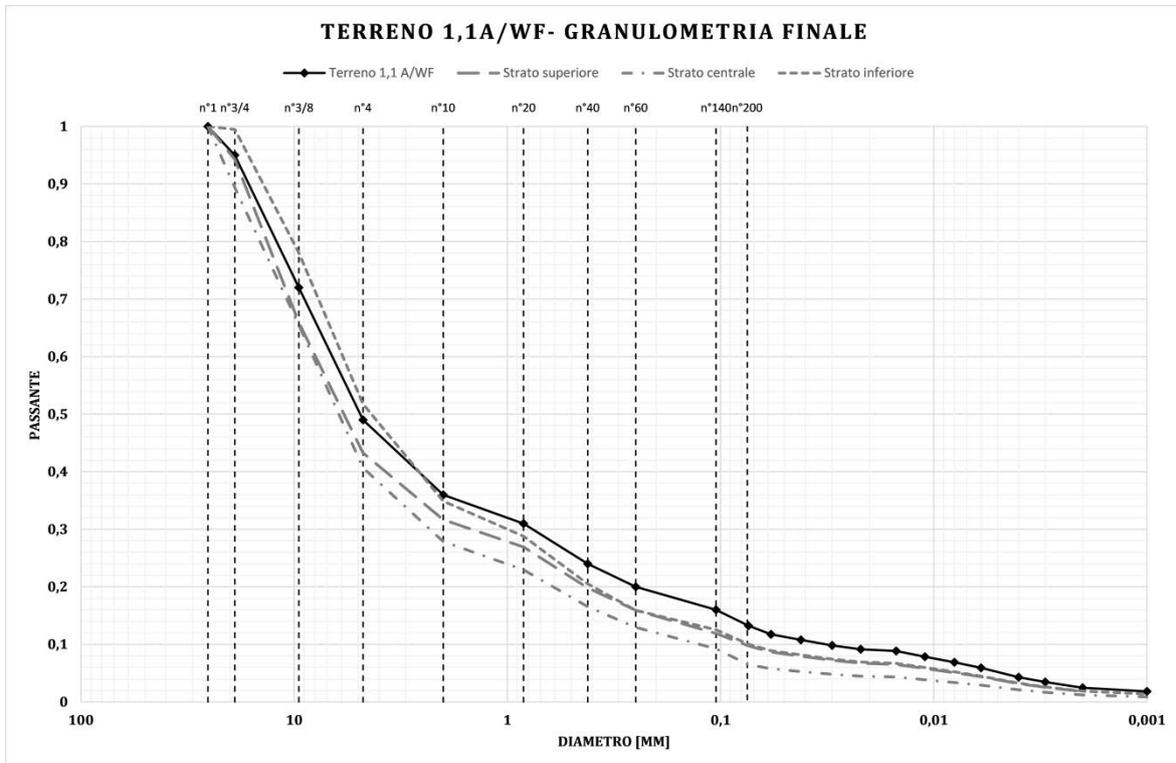


Figura 5.19 Confronto della granulometria iniziale del terreno 1,1 A/WF a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

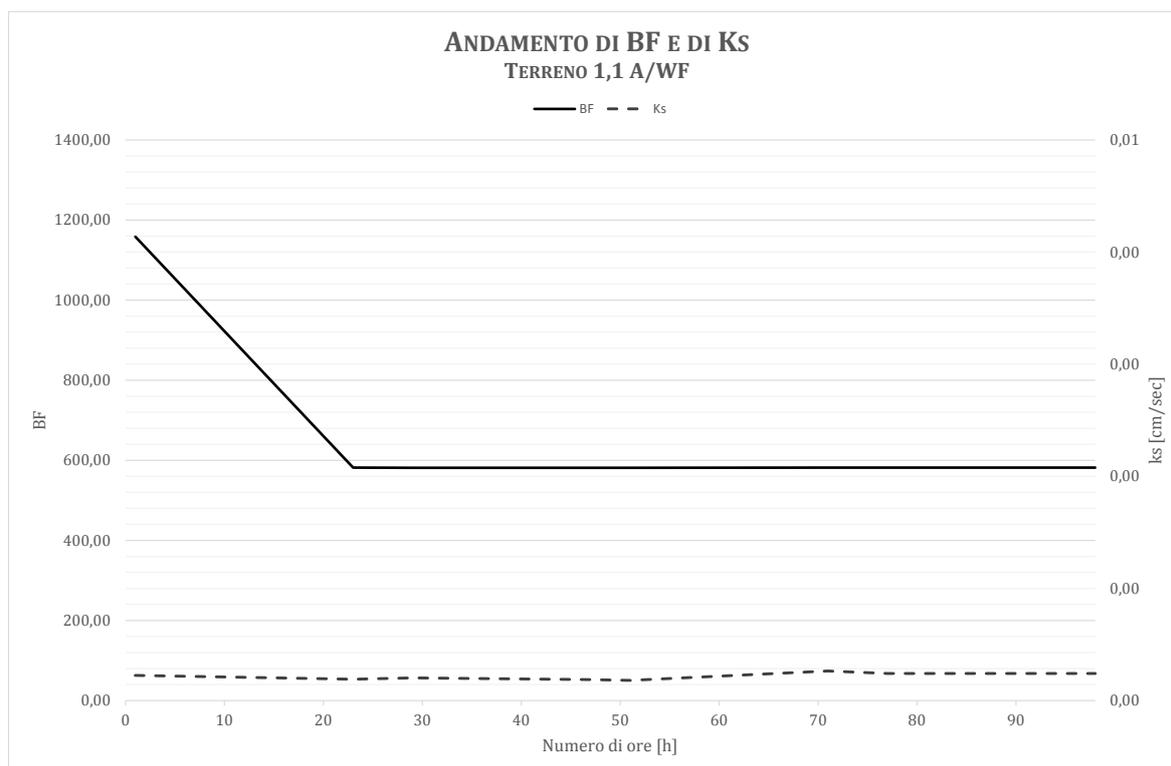


Figura 5.20 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno 1,1 A/WF a contatto con geotessile sottile.

Si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria nei tre strati sebbene a fine prova si riscontra una perdita percentuale della frazione fine.

Già durante la fase di saturazione, essendo il terreno caratterizzato da una % di passante al 200 pari al 13%, si sono persi circa 42 gr.

La massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, ricavata tramite differenza del peso iniziale del terreno con il peso finale dello stesso, è costituita dal solo fine ed è pari al 2,8% in peso del peso iniziale del campione.

Durante la prova, il piezometro 6 è rimasto all'altezza della vaschetta di carico a valle, i piezometri 1, 2, 3, 4 e 5 hanno raggiunto subito l'altezza della vaschetta di carico a monte, a circa 154 cm.

Il BF raggiunge, soprattutto nella fase iniziale della prova, valori molto maggiori di 3 (1200) e si stabilizza a un valore di quasi 600; per tale motivo il terreno è considerato internamente instabile.

La permeabilità, piuttosto costante, è molto bassa e si aggira intorno ai 0,0002 cm/sec.

5.3.6 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 9/WF con geotessile sottile

Si riportano, in Tabella 5.15 i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno 9/WF a contatto con il geotessile sottile.

Si sottolinea che per quanto riguarda la massa passante (calcolata pari a $M_p \cong 114,43$ gr) essa è costituita dal solo passante al 200.

In Figura 5.21, Figura 5.22 e in Figura 5.23 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.15 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno 9/WF a contatto con il geotessile sottile

Terreno 9/WF			
Classificazione: GW-GM- Ghiaia ben gradata con limo e sabbia		Tipo di geotessile: sottile	
G_s [gr/cm^3]	2,64	K_i [cm/sec]	0,13
n_i	0,31	K_f [cm/sec]	0,032
n_f	0,30	M_p [gr]	$\cong 114,43$
BF	> 3	CF [%]	76

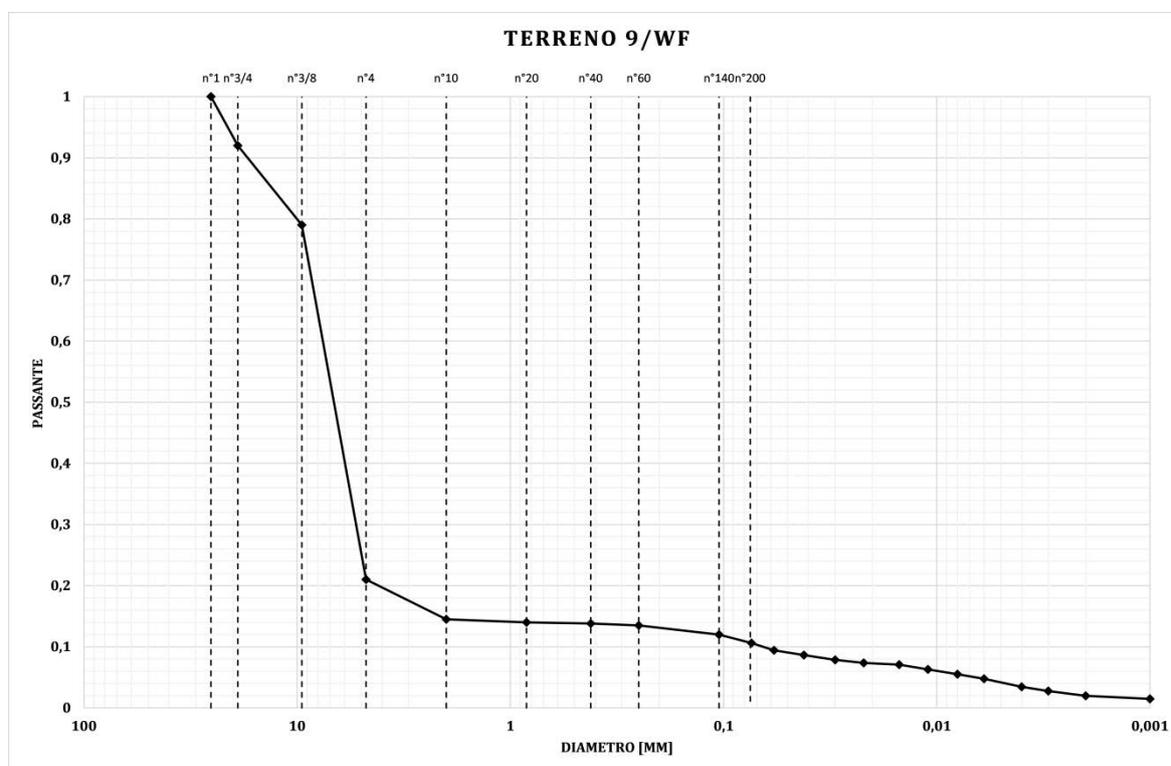


Figura 5.21 Curva granulometrica del terreno 9/WF

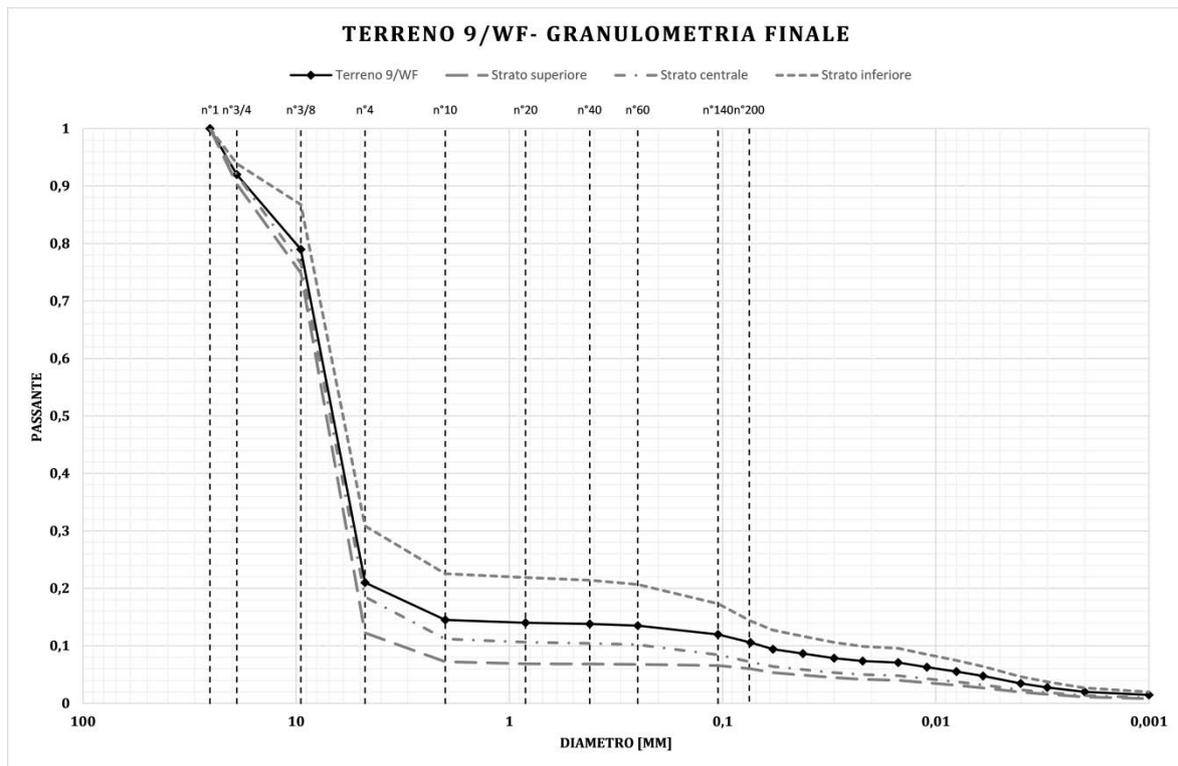


Figura 5.22 Confronto della granulometria iniziale del terreno 9/WF a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

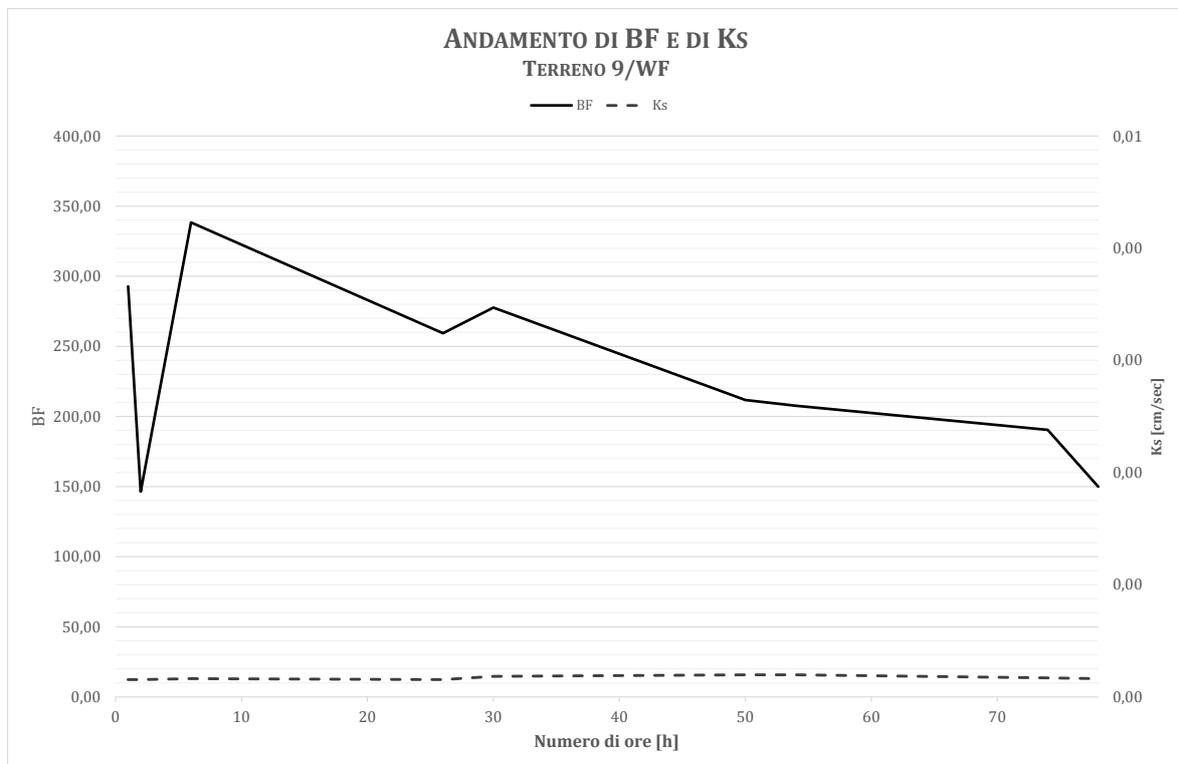


Figura 5.23 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno 9/WF a contatto con geotessile sottile.

Si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria, soprattutto nello strato centrale, sebbene lo strato superiore si sia impoverito della parte fine di cui, invece, si è arricchito il terzo strato.

Durante la fase di saturazione si sono persi circa 7,1 gr di fine.

La massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, ricavata tramite differenza del peso iniziale del terreno con il peso finale dello stesso, è costituita dal solo fine ed è pari al 2,1% in peso del peso iniziale del campione.

Il BF raggiunge valori molto maggiori di 3. Sebbene da un valore di quasi 350 raggiunto durante le prime ore di prova il suo valore tende a scendere, esso si attesta comunque intorno a 150 definendo, così, il terreno 9/WF come internamente instabile.

La permeabilità, piuttosto costante, è molto bassa e si aggira intorno ai 0,0002 cm/sec.

5.3.7 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno RD/WF con geotessile sottile

Si riportano, in Tabella 5.16 i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno RD/WF a contatto con il geotessile sottile.

Si sottolinea che per quanto riguarda la massa passante (calcolata pari a $M_p \cong 358,17$ gr) essa è costituita dal solo passante al 200.

In Figura 5.24, Figura 5.25 e in Figura 5.26 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.16 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno RD/WF a contatto con il geotessile sottile

Terreno RD/WF			
Classificazione: SM- Sabbia Limosa		Tipo di geotessile: sottile	
G_s [gr/cm^3]	2,71	K_i [cm/sec]	0,13
n_i	0,33	K_f [cm/sec]	0,019
n_f	0,31	M_p [gr]	$\cong 358,17$
BF	> 3	CF [%]	85

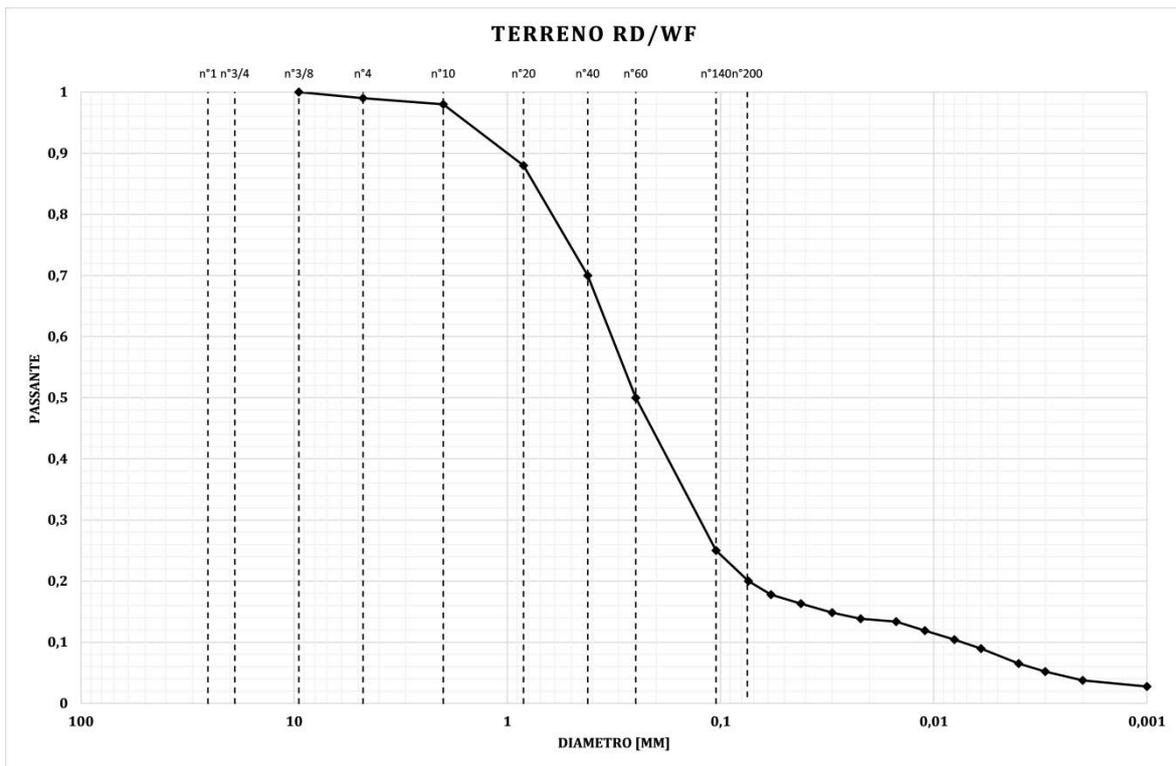


Figura 5.24 Curva granulometrica del terreno RD/WF

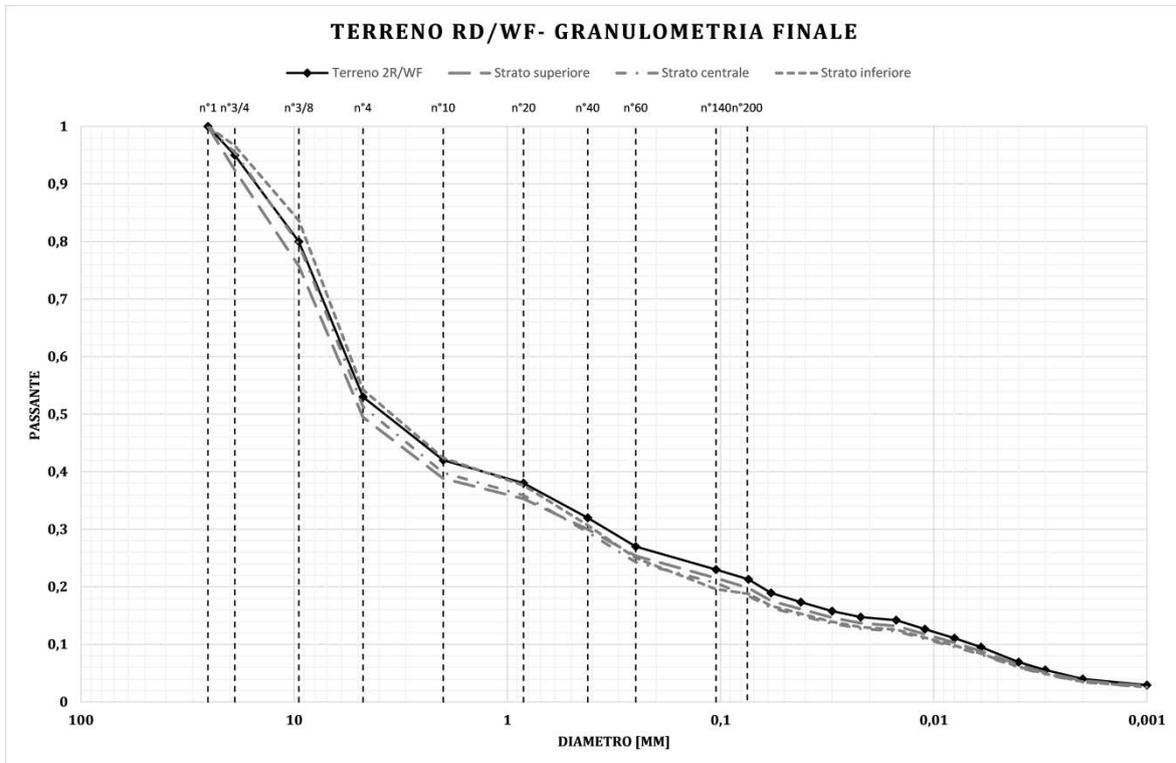


Figura 5.25 Confronto della granulometria iniziale del terreno RD/WF a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

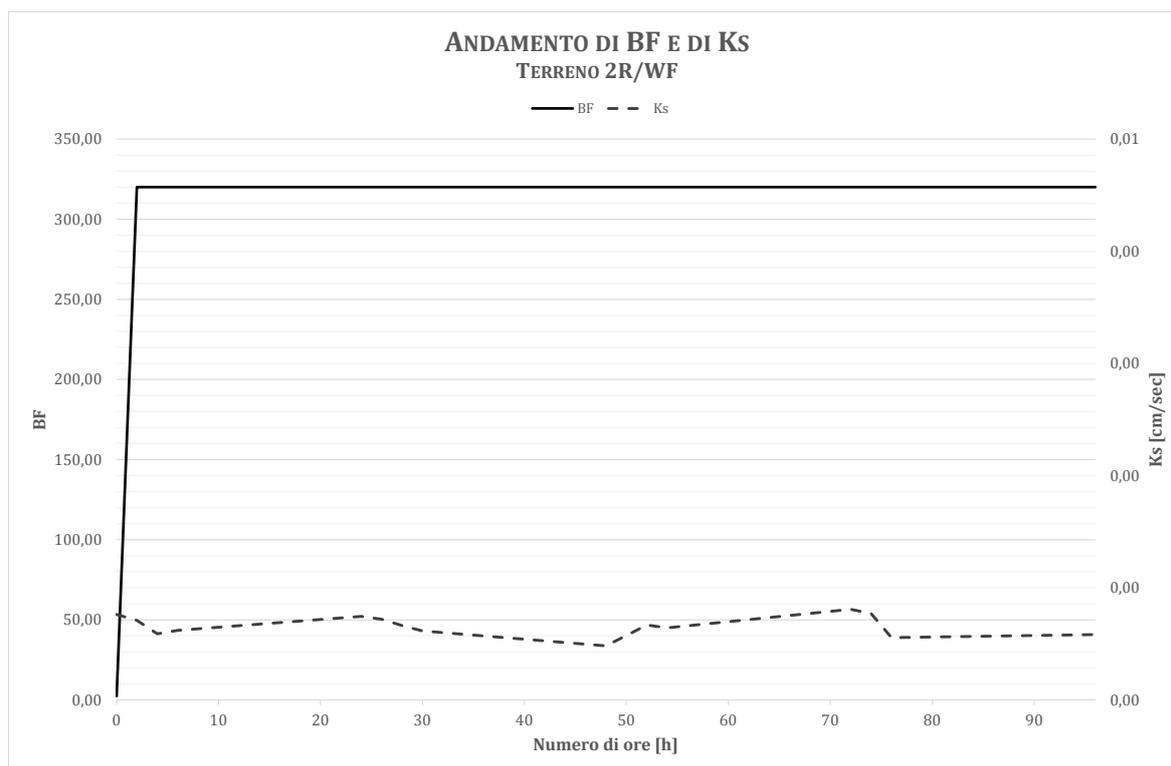


Figura 5.26 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno RD/WF a contatto con geotessile sottile.

Si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria sebbene lo strato superiore si sia impoverito della parte fine; di contro, il terzo strato si è arricchito di fine.

Durante la fase di saturazione si sono persi circa 13 gr di fine.

La massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, costituita dal solo fine, è pari al 6,5% in peso del peso iniziale del campione.

Il BF raggiunge valori molto maggiori di 3: inizialmente pari a circa 40, manifesta un andamento crescente con la durata della prova e si attesta a un valore di circa 1200 a fine prova. Il terreno RD/WF è, perciò, internamente instabile.

La permeabilità, piuttosto costante, è molto bassa e si aggira intorno ai 0,003 cm/sec.

5.3.8 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 2R/WF con geotessile sottile

In Tabella 5.17 sono riportati i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno 2R/WF a contatto con il geotessile sottile.

Si sottolinea che per quanto riguarda la massa passante (calcolata pari a $M_p \cong 115,17$ gr) essa è costituita dal solo passante al 200.

In Figura 5.27, Figura 5.28 e in Figura 5.29 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione

(strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.17 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno 2R/WF a contatto con il geotessile sottile

Terreno 2R/WF			
Classificazione: GM- Ghiaia Limosa		Tipo di geotessile: sottile	
G_s [gr/cm^3]	2,67	K_i [cm/sec]	0,13
n_i	0,32	K_f [cm/sec]	0,011
n_f	0,21	M_p [gr]	$\cong 115,17$
BF	> 3	CF [%]	91

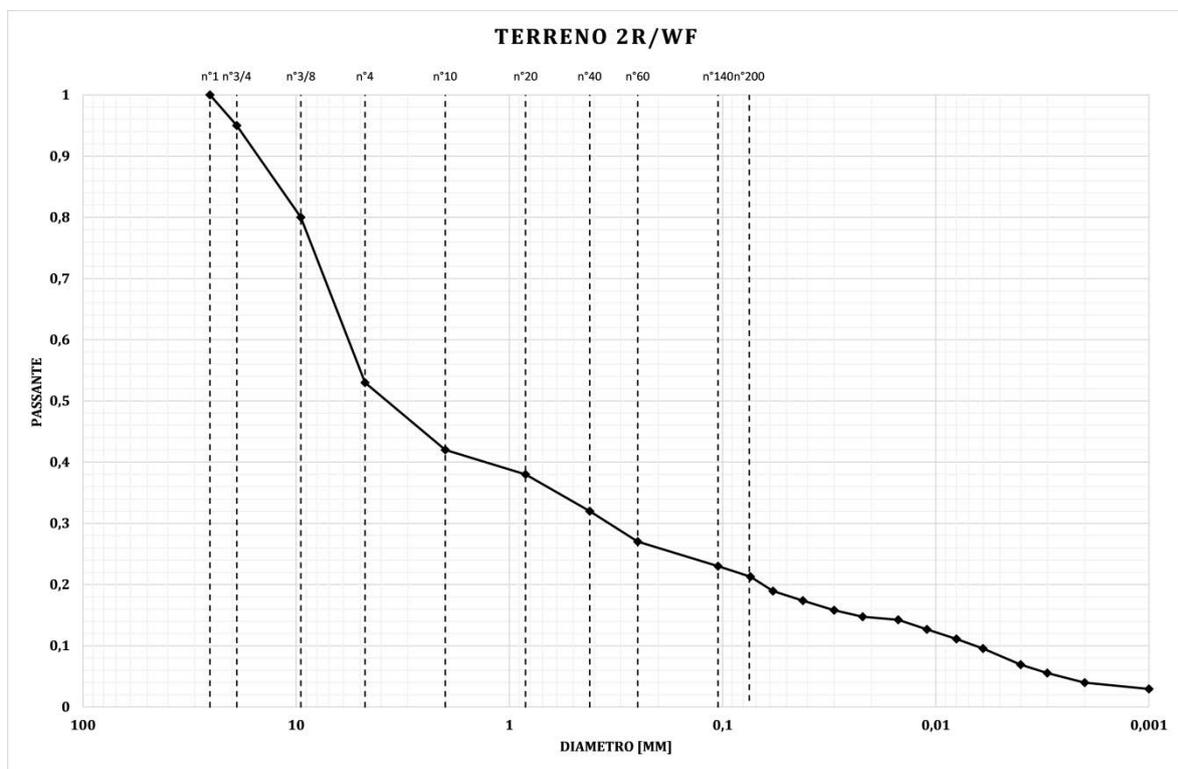


Figura 5.27 Curva granulometrica del terreno 2R/WF

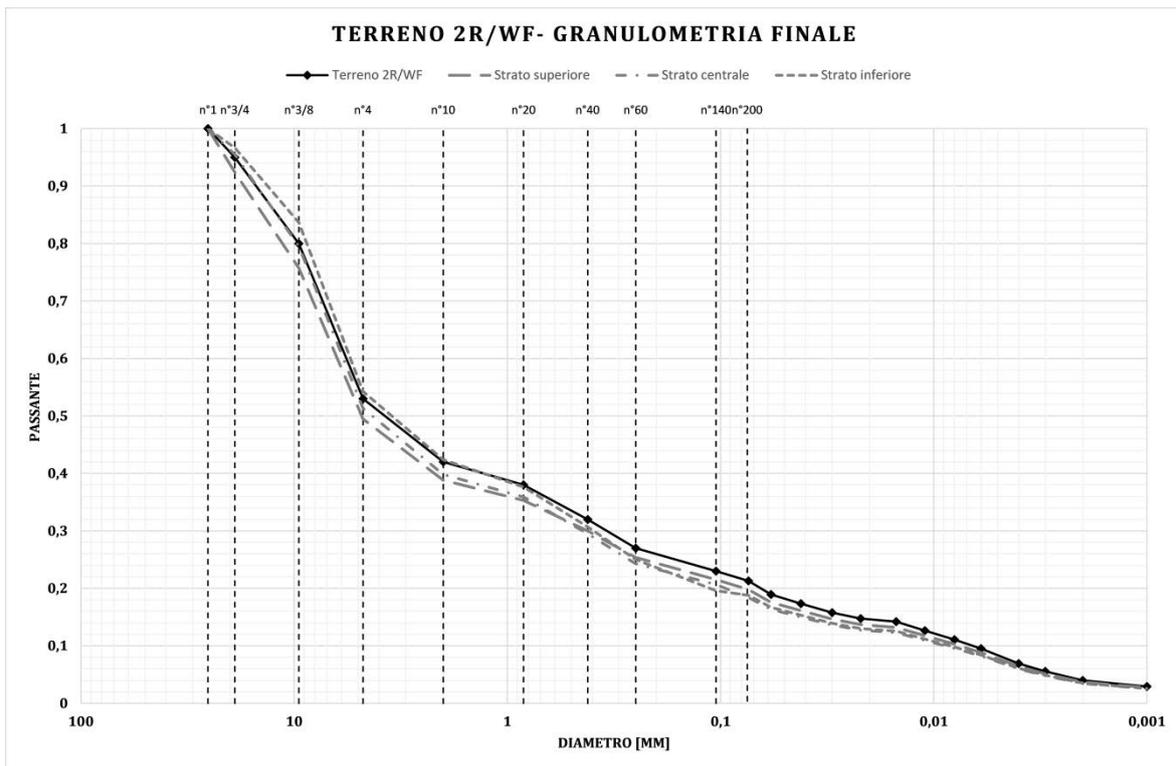


Figura 5.28 Confronto della granulometria iniziale del terreno 2R/WF a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

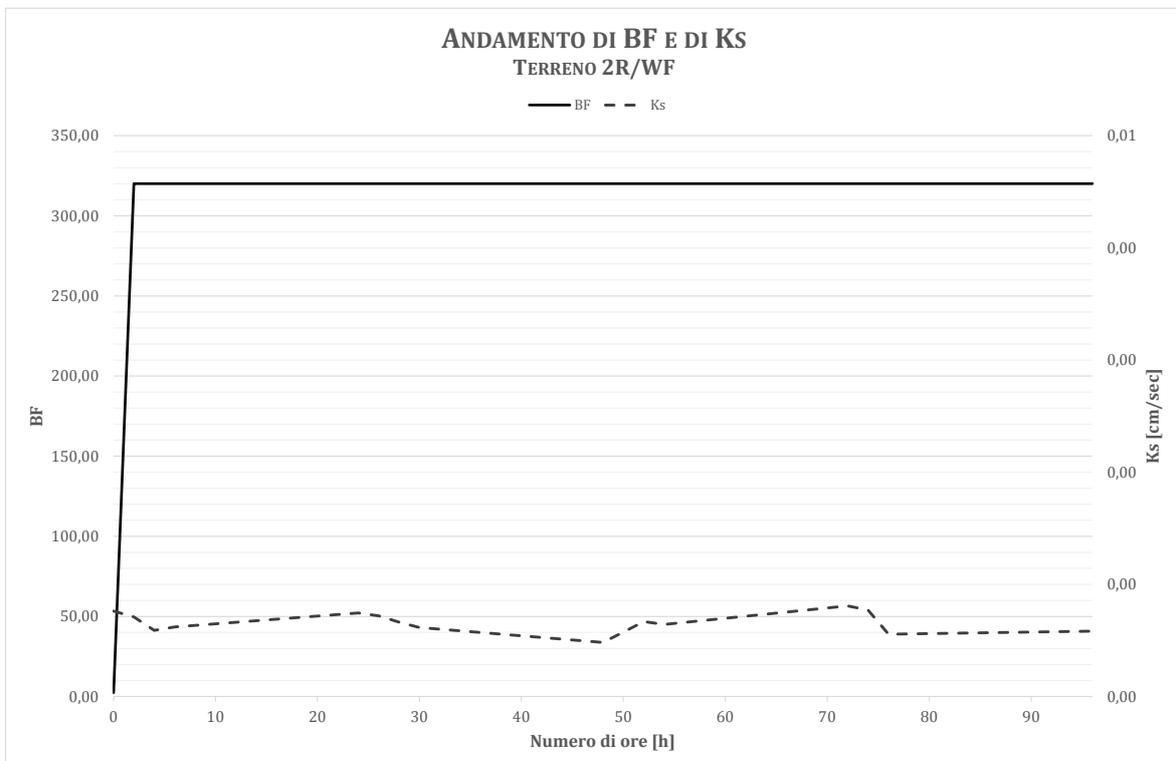


Figura 5.29 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno 2R/WF a contatto con geotessile sottile.

Si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria.

Durante la fase di saturazione si sono persi circa 10 gr di fine mentre la massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, costituita dal solo fine, è pari al 2,1% in peso del peso iniziale del campione.

Il BF raggiunge valori molto maggiori di 3 attestandosi a un valore di circa 3200 durante quasi tutta la durata della prova. Il terreno 2R/WF è, pertanto, internamente instabile.

La permeabilità, piuttosto costante, è molto bassa e si aggira intorno ai 0,001 cm/sec.

5.3.9 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 3R/WF con geotessile sottile

In Tabella 5.17 sono riportati i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno 3R/WF a contatto con il geotessile sottile.

Si sottolinea che per quanto riguarda la massa passante (calcolata pari a $M_p \cong 15,29$ gr) essa è costituita dal solo passante al 200.

In Figura 5.30, Figura 5.31 e in Figura 5.32 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.18 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno 3R/WF a contatto con il geotessile sottile

Terreno 3R/WF			
Classificazione: SM- Sabbia Limosa		Tipo di geotessile: sottile	
G_s [gr/cm^3]	2,69	K_i [cm/sec]	0,13
n_i	0,38	K_f [cm/sec]	0,007
n_f	0,35	M_p [gr]	$\cong 15,29$
BF	> 3	CF [%]	95

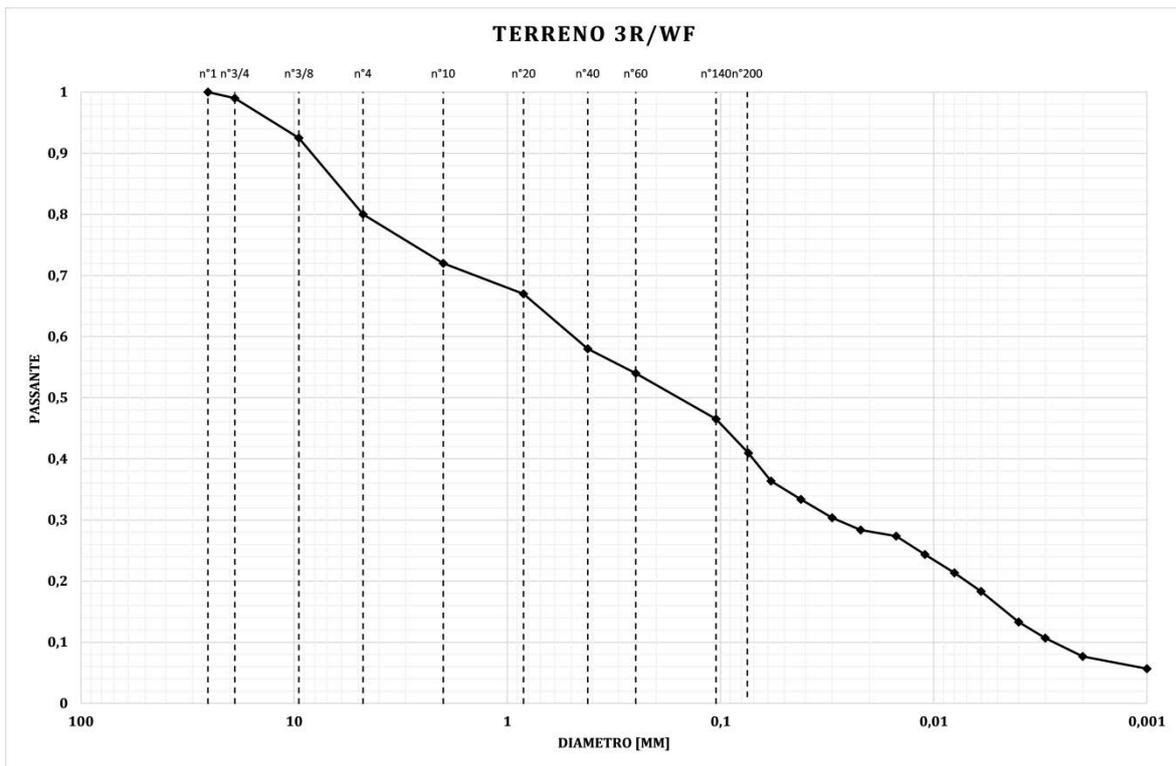


Figura 5.30 Curva granulometrica del terreno 3R/WF

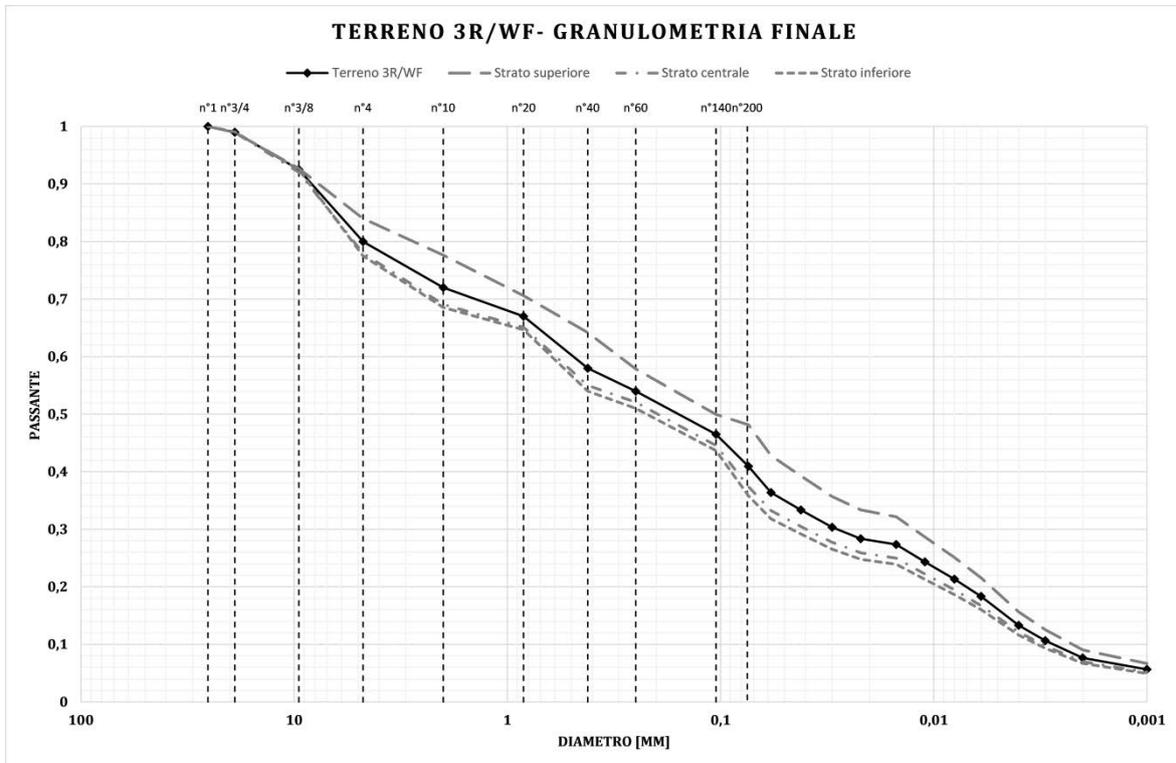


Figura 5.31 Confronto della granulometria iniziale del terreno 3R/WF a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

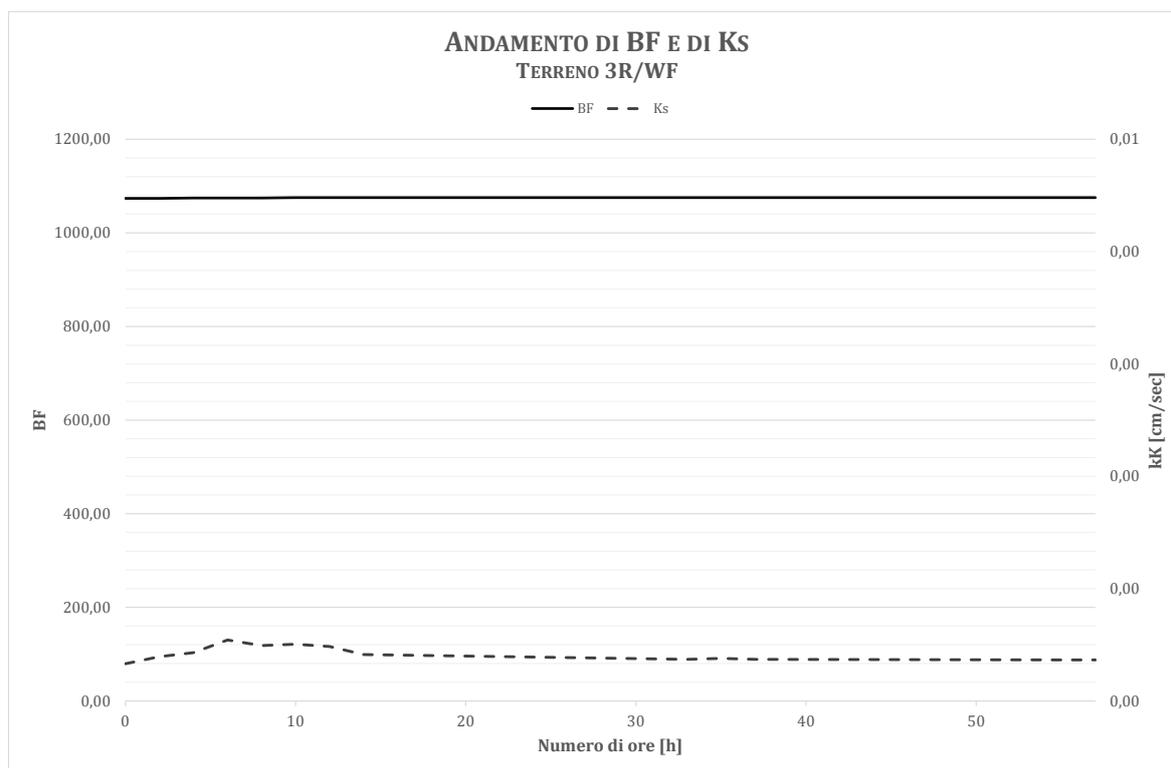


Figura 5.32 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno 3R/WF a contatto con geotessile sottile.

Si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria.

Durante la fase di saturazione si sono persi circa 12 gr di fine mentre la massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, costituita dal solo fine, è pari al 0,31 % in peso del peso iniziale del campione.

Il BF raggiunge valori molto maggiori di 3 attestandosi a un valore di circa 1100 durante quasi tutta la durata della prova. Il terreno 3R/WF è, pertanto, internamente instabile.

La permeabilità, piuttosto costante, è molto bassa e si aggira intorno ai 0,0004 cm/sec.

Circa la granulometria nei tre strati si osserva che il secondo e il terzo strato si sono arricchiti in fine a discapito del primo strato.

5.3.10 Verifica sperimentale della stabilità interna del terreno 4R/WF con geotessile sottile

In Tabella 5.18 sono riportati i dati relativi alla verifica della stabilità interna del terreno 4R/WF a contatto con il geotessile sottile.

Si sottolinea che per quanto riguarda la massa passante (calcolata pari a $M_p \cong 25,8$ gr) essa è costituita dal solo passante al 200.

In Figura 5.33, Figura 5.34 e in Figura 5.35 sono riportati, invece, la curva granulometrica iniziale del terreno, la granulometria a fine prova ricavata da tre strati diversi del campione (strato superiore, strato centrale, strato finale) e l'andamento di K e BF al variare del tempo, rispettivamente.

Tabella 5.19 Tabella riepilogativa della verifica della stabilità interna del terreno 4R/WF a contatto con il geotessile sottile

Terreno 4R/WF			
Classificazione: GW- Ghiaia ben gradata		Tipo di geotessile: sottile	
$G_s [gr/cm^3]$	2,68	$K_i [cm/sec]$	0,13
n_i	0,32	$K_f [cm/sec]$	0,004
n_f	0,20	$M_p [gr]$	$\cong 25,8$
BF	> 3	$CF [\%]$	97

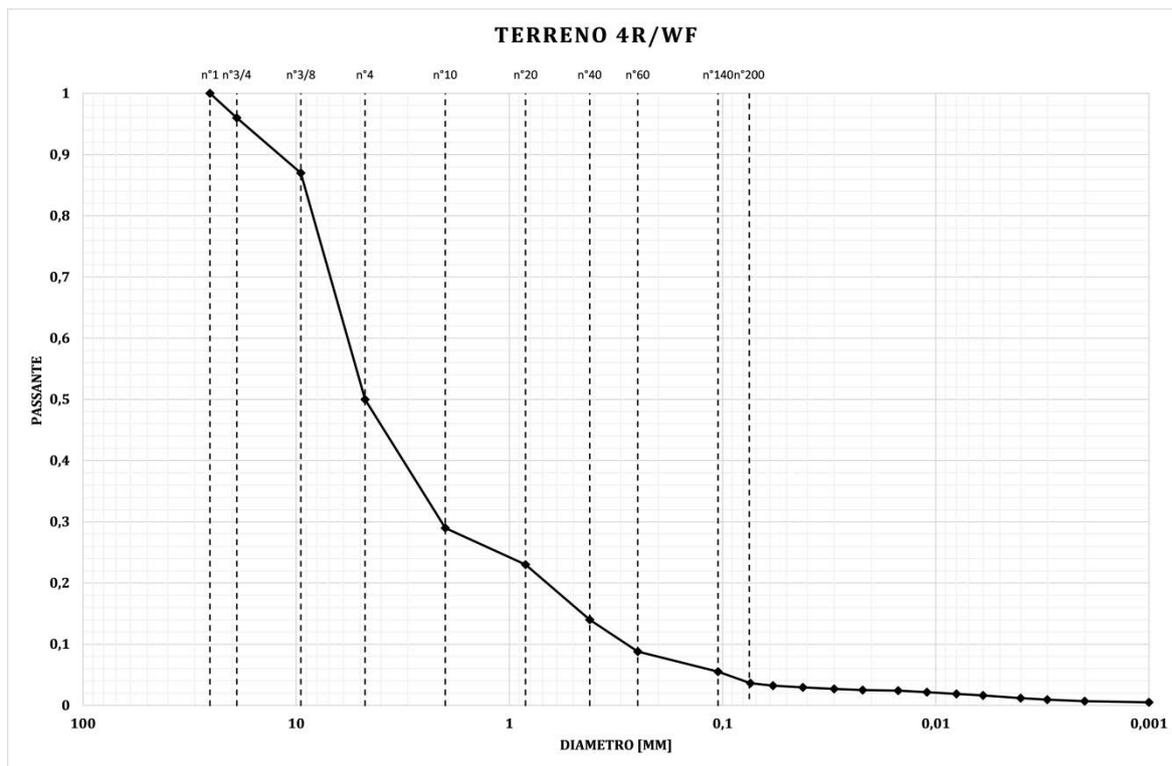


Figura 5.33 Curva granulometrica del terreno 4R/WF

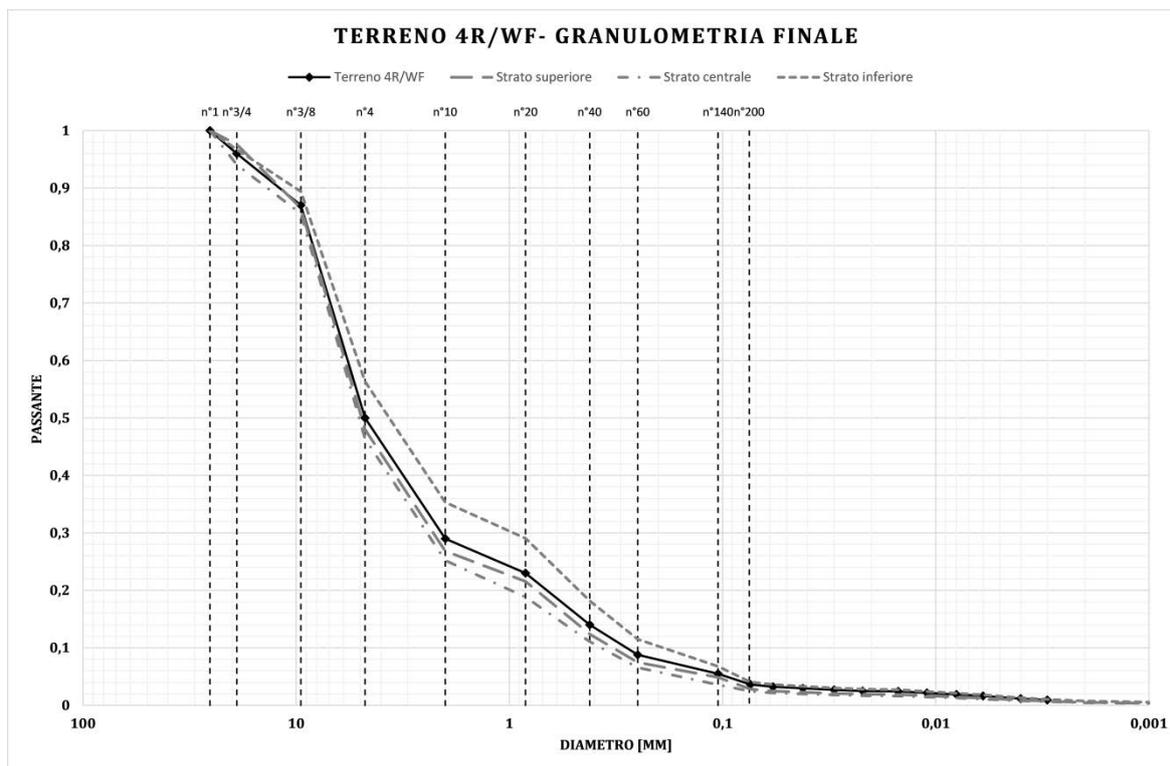


Figura 5.34 Confronto della granulometria iniziale del terreno 4R/WF a contatto con geotessile sottile con la granulometria a fine prova nello strato superiore, centrale e inferiore.

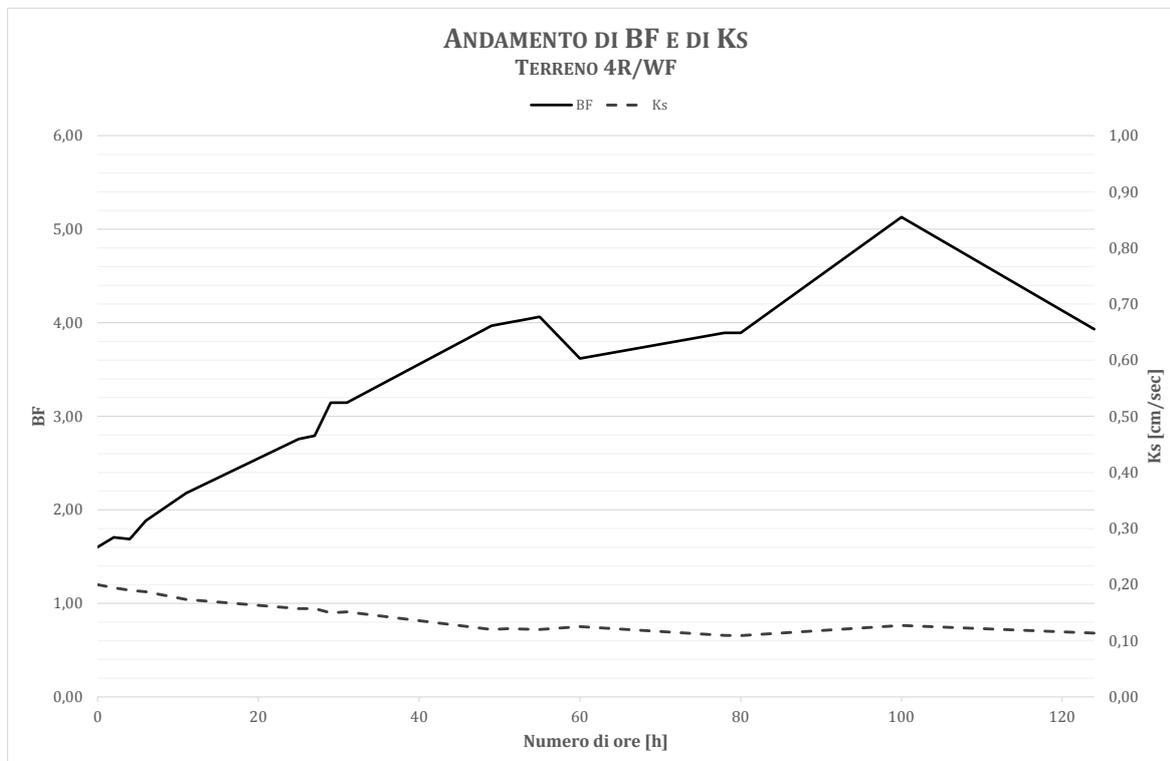


Figura 5.35 Andamento del Blinding Factor e della permeabilità per il terreno 4R/WF a contatto con geotessile sottile.

Si osserva che, rispetto alla ricostruzione iniziale, il terreno non ha subito evidenti modifiche della granulometria.

Durante la fase di saturazione si sono persi circa 6,3 gr di fine mentre la massa passante attraverso il geotessile durante tutta la prova, costituita dal solo fine, è pari al 0,47 % in peso del peso iniziale del campione.

Il BF varia nel tempo ma raggiunge valori maggiori di 3; il valore massimo raggiunto durante la prova è pari a 5,1. Il terreno 4R/WF è, pertanto, internamente instabile.

La permeabilità, piuttosto costante, si aggira intorno ai 0,11 cm/sec.

Si osserva che il terreno non ha subito modificazioni della granulometria nei tre strati se non nell'ultimo strato che si è arricchito del fine.

5.4 Osservazioni sull'andamento della permeabilità e del BF in funzione del geotessile

Si vogliono confrontare i risultati in termini di BF e di Ks ottenuti per lo stesso terreno utilizzando un geotessile spesso piuttosto che un geotessile sottile.

5.4.1 Osservazioni sull'andamento della permeabilità e del BF in funzione del geotessile sul terreno DS/KL

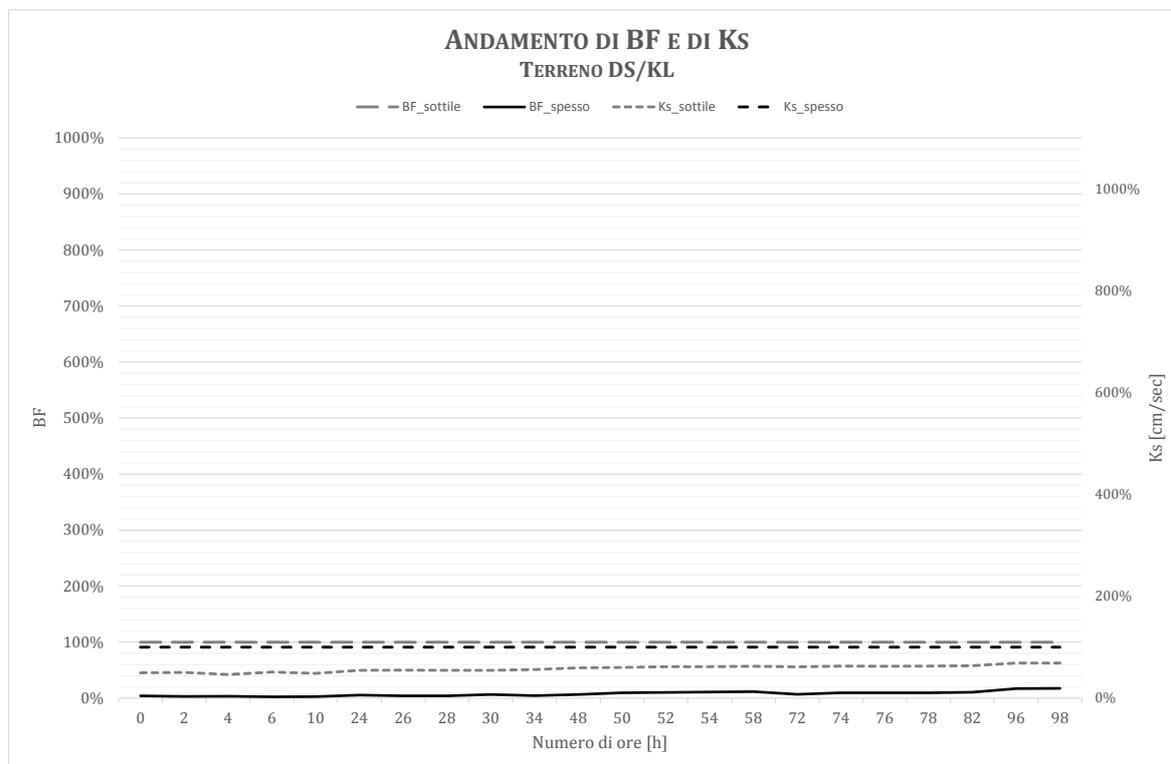


Figura 5.36 Confronto dell'andamento di BF e di Ks per il terreno DS/KL a contatto con il geotessile spesso e sottile

È interessante osservare in Figura 5.36, come non vi siano evidenti differenze fra il BF del geotessile sottile e quello del geotessile spesso. Per le prime trenta ore assumono quasi gli

stessi valori e, sebbene subiscano variazioni differenti, si attestano entrambi a un valore inferiore a 3.

La permeabilità, invece, che durante le prime ore è simile, diminuisce con maggior rapidità, seppur lieve, nel geotessile spesso.

5.4.2 Osservazioni sull'andamento della permeabilità e del BF in funzione del geotessile sul terreno D/SB

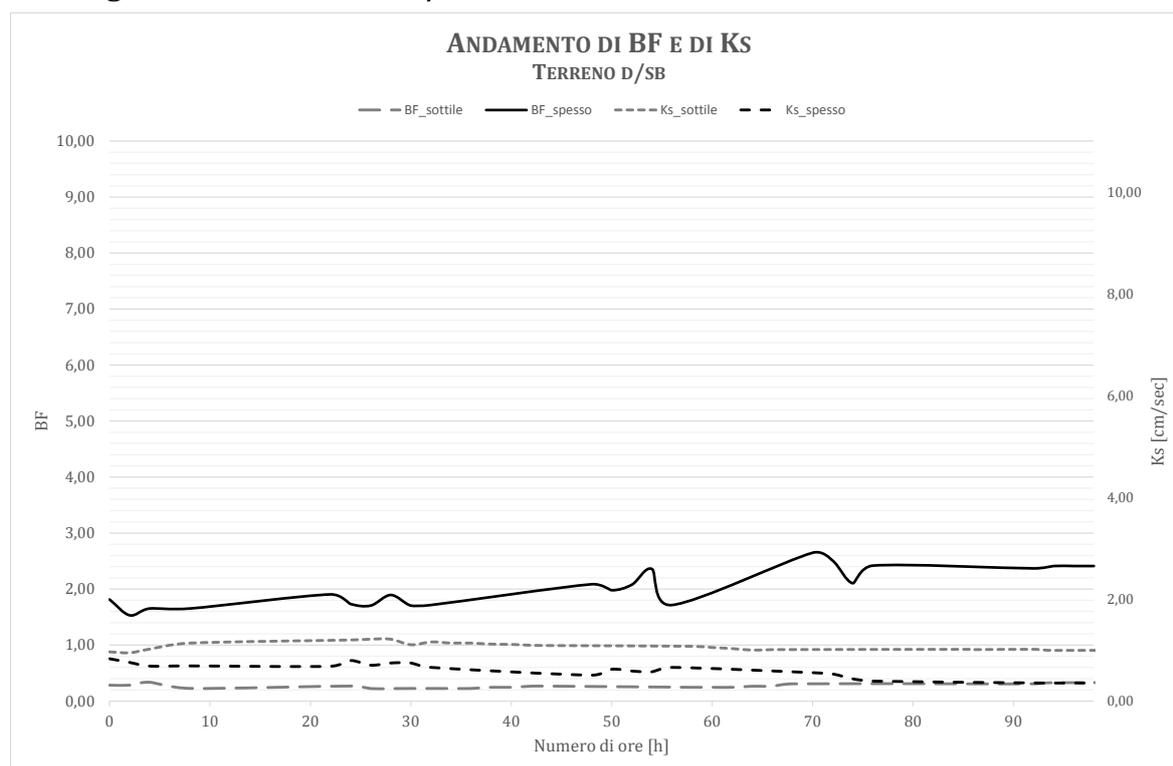


Figura 5.37 Confronto dell'andamento di BF e di Ks per il terreno D/SB a contatto con il geotessile spesso e sottile

È interessante osservare, in Figura 5.37, come il BF durante la prova con il geotessile sottile e con il geotessile spesso sia, in entrambi i casi, minore di 3 seppur si attesti con maggior costanza e a un valore più basso nel caso di geotessile sottile.

La permeabilità, invece, assume un valore pressoché uguale in entrambi i casi e risulta maggiore nel caso di geotessile sottile.

5.5 Risultati della stabilità interna condotta mediante prove di filtrazione di lunga durata

Nelle prove di filtrazione i terreni sono stati considerati instabili quando il fattore di accecamento all'interfaccia (blinding) BF superava il valore 3 (Moraci, 1992; 1996).

Tabella 5.20 Denominazione del terreno, zona in cui esso ricade nel Butterfly Wings Chart e risultati dell'analisi di stabilità condotta mediante il metodo SimulFiltr e sperimentale.

Terreno	Geotessile	BF	Risultato Sperimentale
D/SB	Spesso	<3	Stabile
D/SB	Sottile	<3	Stabile
D/SB	Spesso	<3	Stabile
D/SB	Sottile	<3	Stabile
1,1 A/WF	Sottile	>3	Instabile
9/WF	Sottile	>3	Instabile
RD/WF	Sottile	>3	Instabile
2R/WF	Sottile	>3	Instabile
3R/WF	Sottile	>3	Instabile
4R/WF	Sottile	>3	Instabile

Com'era prevedibile, i terreni con un'alta percentuale di fine hanno quasi immediatamente raggiunto le condizioni d'instabilità mostrando, sin da subito, valori di BF altissimi.

Il raggiungimento dello stato limite di blinding si sarebbe potuto evitare utilizzando geotessili con un O_F maggiore ma ciò avrebbe provocato il manifestarsi dello stato limite di erosione, la cui analisi è condotta tramite pesatura iniziale e finale del campione di terreno e sua analisi granulometrica a fine prova.

I risultati sperimentali sulla stabilità dei terreni a seguito delle prove di filtrazione in funzione anche del tipo di geotessile utilizzato sono riassunti in Tabella 5.20.

Tutti i terreni hanno comunque mostrato una diminuzione di permeabilità, seppur minima, dovuta, presumibilmente, all'accumularsi all'interfaccia terreno-filtro delle particelle di terreno.

6 Caratterizzazione geotessili a fine prova

A seguito delle prove di filtrazione di lunga durata atte a valutare la stabilità interna dei terreni, si sono caratterizzati i geotessili e la ghiaia a fine prova.

Tale caratterizzazione permette di ottenere informazioni circa la permeabilità della ghiaia e dei geotessili, la porometria dei geotessili, la caratterizzazione morfologica e composizionale dei geotessili a fine prova.

Si osserva subito che dal confronto fra la permeabilità iniziale e quella a fine prova della ghiaia non si riscontrano variazioni significative (i valori della permeabilità iniziale e finale sono uguali).

Al contrario, tutte le caratteristiche dei geotessili hanno subito delle modifiche importanti.

Ci si concentra, pertanto:

- Sulla permeabilità dei geotessili a fine prova;
- Sulla porometria dei geotessili a fine prova;
- Sulla caratterizzazione morfologica e composizionale dei geotessili a fine prova.

Si specifica che, per comodità, si nominano i geotessili con il nome del terreno sottoposto a prova di filtrazione a lungo termine.

6.1 Confronto fra la permeabilità iniziale e a fine prova dei geotessili con determinazione del Clogging Factor

Il calcolo della permeabilità del geotessile a inizio e a fine prova è necessario per valutare il grado d'intasamento raggiunto.

Infatti la percentuale di variazione di permeabilità è strettamente correlato al Clogging Factor, essendo:

$$CF [\%] = 100 - \frac{\Psi' g}{\Psi g} \cdot 100 = 100 - \frac{K_f}{K_i} \cdot 100$$

$$\Delta K [\%] = \frac{K_i - K_f}{K_i} \cdot 100 [\%]$$

Esso è determinabile confrontando i valori iniziali e a fine prova della permeabilità trasversale ovvero della permittività dei geotessili.

Per valutare la permeabilità dei geotessili a fine prova si è realizzato un geotessile equivalente realizzato inserendo, in ordine:

- Quattro geotessili vergini di nota k_i ;
- Il geotessile a fine prova;
- Quattro strati di geotessile vergine di nota k_i .

Tale geotessile equivalente è stato sottoposto a prove di permeabilità così come descritto per i geotessili vergini ottenendo il valore della permeabilità trasversale, k_{\perp} .

Precedentemente si è dimostrato che vale la:

$$k_{\perp} = \frac{T}{\sum_{i=1}^9 \left(\frac{T_i}{k_i} \right)}$$

Siano allora:

- = Spessore del geotessile equivalente formato da 8 geotessili vergini e uno a fine prova;
- T_v = Spessore del geotessile vergine;
- T_f = Spessore del geotessile a fine prova;
- k_v = Permeabilità, nota, del geotessile vergine;
- k_f = Permeabilità del geotessile a fine prova, da calcolare;
- k_{\perp} = Permeabilità del sistema valutata sperimentalmente.

Si avrà che:

$$k_{\perp} = \frac{T}{\sum_{i=1}^9 \left(\frac{T_i}{k_i} \right)} = \frac{T}{\sum_{i=1}^8 \left(\frac{T_v}{k_v} \right) + \left(\frac{T_f}{k_f} \right)}$$

Perciò:

$$k_{\perp} \cdot \left[\sum_{i=1}^8 \left(\frac{T_v}{k_v} \right) + \left(\frac{T_f}{k_f} \right) \right] = T$$

$$k_{\perp} \cdot \sum_{i=1}^8 \left(\frac{T_v}{k_v} \right) + k_{\perp} \cdot \left(\frac{T_f}{k_f} \right) = T$$

$$k_{\perp} \cdot \left(\frac{T_f}{k_f} \right) = T - k_{\perp} \cdot \sum_{i=1}^8 \left(\frac{T_v}{k_v} \right)$$

Infine si ottiene:

$$k_f = \frac{[k_{\perp} \cdot T_f]}{\left[T - k_{\perp} \cdot \sum_{i=1}^8 \left(\frac{T_v}{k_v} \right) \right]}$$

Attraverso quest'ultima formula si è potuto valutare la permeabilità del geotessile a fine prova, k_f , riportata in Tabella 6.1. Nella stessa è riportato anche il confronto fra la permeabilità iniziale dei geotessili e quella a fine prova ovvero il Clogging Factor.

Si è scelto di porre singolarmente ogni geotessile utilizzato durante le prove di filtrazione di lunga durata fra geotessili vergini per evitare che il flusso d'acqua modificasse l'eventuale effetto di blinding/clogging.

Si osservi che ogni geotessile è stato pesato, asciutto, prima e dopo ogni prova di filtrazione per valutare quale fosse la percentuale della perdita di peso per via delle particelle eventualmente perse durante il processo di filtrazione.

Tale perdita di peso si è attestata sempre per valori compresi fra [0,02% ÷ 0,46 %]. E ha raggiunto, solo nel caso del geotessile 1,1 A/WF un valore di 6,9% dovuto a un importante effetto blinding.

Tabella 6.1 Confronto fra la permeabilità iniziale dei geotessili, K_i , e quella finale, K_f , dopo le prove di filtrazione di lunga durata; determinazione del Clogging Factor.

Geotessile	K_i [cm/s]	K_f [cm/s]	CF = ΔK [%]
Geotessile spesso DS/KL	0,062	0,018	72%
Geotessile spesso D/SB	0,062	0,046	26%
Geotessile sottile DS/KL	0,130	0,007	95%
Geotessile sottile D/SB	0,130	0,004	97%
Geotessile sottile 1,1 A/WF	0,130	0,007	94%
Geotessile sottile 9/WF	0,130	0,032	76%
Geotessile sottile RD/WF	0,130	0,019	85%
Geotessile sottile 2R/WF	0,130	0,011	91%
Geotessile sottile 3R/WF	0,130	0,007	95%
Geotessile sottile 4R/WF	0,130	0,004	97%

Si riportano, nell'Allegato 2, i risultati completi delle prove di permeabilità.

6.2 Confronto fra la porometria iniziale dei geotessili e a fine prova

L'analisi porometrica dei geotessili a seguito di prove di filtrazione ha permesso di avere ulteriori informazioni circa l'effettivo intasamento dei geotessili a seguito di prove di filtrazione.

Tali analisi sono state condotte su zone rappresentative dei geotessili a fine prova stessi e sono state eseguite così come già descritto per i geotessili vergini.

In tale paragrafo si riporta, per ogni geotessile, il confronto fra l'istogramma delle dimensioni delle costrizioni del geotessile nontessuto a fine prova di filtrazione di lunga durata e la distribuzione delle costrizioni dello stesso geotessile vergine.

Di ogni geotessile sono riportati:

- Il riepilogo dei risultati ottenuti tramite software Capwin;
- La distribuzione porometrica rispetto al diametro;
- La distribuzione cumulata dei pori del geotessile con linea tratteggiata in corrispondenza di $F(D) = 95\%$.

Inoltre, per ogni prova si confronta l'istogramma della distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine e quello a fine prova di filtrazione di lunga durata eseguita sul terreno.

I grafici sono mostrati in Figura 6.3, Figura 6.6, Figura 6.9, Figura 6.12, Figura 6.15, Figura 6.18, Figura 6.21, Figura 6.24, Figura 6.27, Figura 6.30.

In accordo con la diminuzione di permeabilità riscontrata dalle prove di permeabilità condotte a fine prova sui geotessili nontessuti, si riscontra una modifica della porometria degli stessi.

Si evidenzia come, in tutti i casi, sia aumentato il numero di costrizioni più piccole.

Tale fenomeno è tanto più accentuato quanto più aumenta la percentuale di fine dei terreni testati. Le conseguenze di tale fenomeno si manifestano nella diminuzione della permeabilità dei geotessili a fine prova.

D'altra parte, in ogni formulazione teorica la permeabilità K è sempre legata alle dimensioni più piccole dei vuoti di un canalicolo (tipicamente $O_5 \div O_{10}$ della distribuzione porometrica (Ielo, 2011).

È, inoltre, interessante osservare quanto si sia modificata l'apertura caratteristica dei geotessili a seguito di prove di filtrazione di lunga durata. Tali risultati sono riportati in Tabella 6.2.

Tabella 6.2 Confronto fra la valutazione mediante Capillary Flow Porometry Test dell'apertura caratteristica dei geotessili prima e dopo le prove di filtrazione di lunga durata.

Geotessile	$O_{95,i}$	$O_{95,f}$	ΔO_{95}
Geotessile spesso DS/KL	0,055	0,083	50%
Geotessile spesso D/SB	0,055	0,064	15%
Geotessile sottile DS/KL	0,187	0,200	7%
Geotessile sottile D/SB	0,187	0,190	2%
Geotessile sottile 1,1 A/WF	0,187	0,191	2%
Geotessile sottile 9/WF	0,187	0,178	5%
Geotessile sottile RD/WF	0,187	0,255	36%
Geotessile sottile 2R/WF	0,187	0,203	9%
Geotessile sottile 3R/WF	0,187	0,167	11%
Geotessile sottile 4R/WF	0,187	0,210	12%

6.2.1 Porometria geotessile DS/KL spesso

Si riportano in Figura 6.1, Figura 6.2 e in Tabella 6.3 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile spesso relativo al terreno DS/KL.

Tabella 6.3 Riepilogo risultati relativi al geotessile DS/KL spesso

GEOTESSILE DS/KL SPESSO	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.3% CFF) [μm]	3,4428
PRESSURE AT SMALLEST PORE [bar]	0.132
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	31,1605
PRESSURE AT LARGEST PORE [bar]	0,003
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	29,7966
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	12,2521
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	65,3639
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,083
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	50

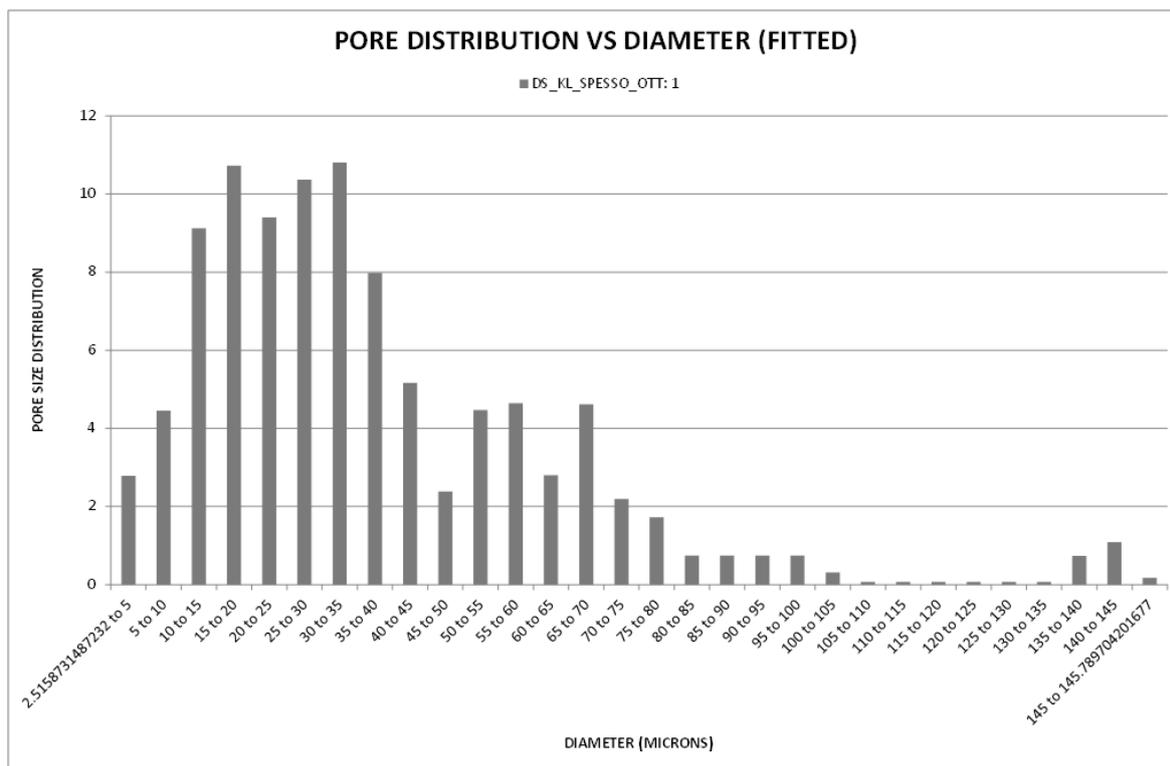


Figura 6.1 Software Capwin- Pore distribution vs diameter geotessile spesso DS/KL

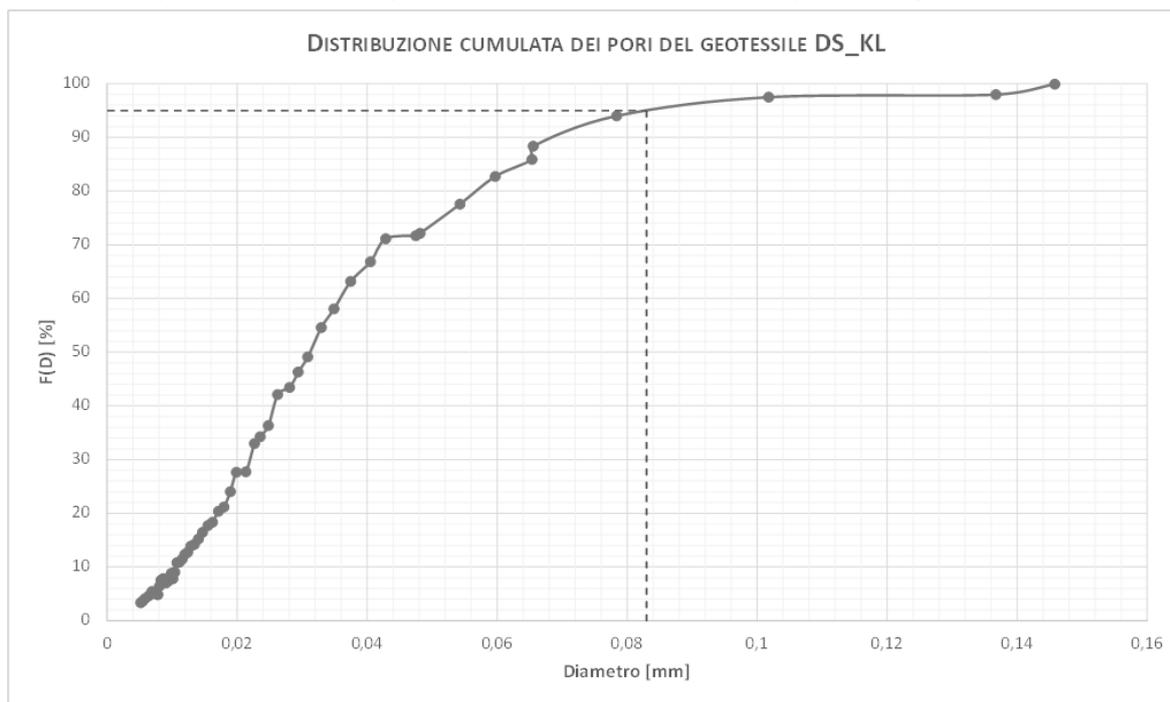


Figura 6.2 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile DS/KL spesso

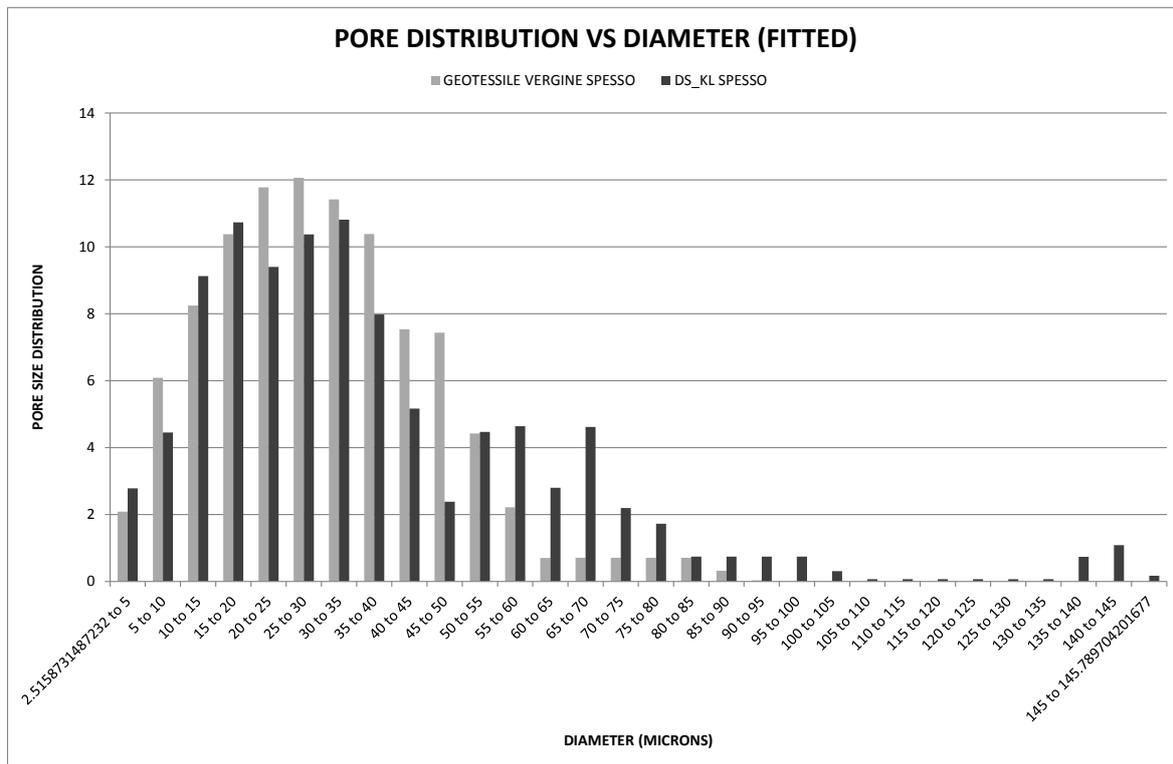


Figura 6.3 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine spesso e quella del geotessile DS/KL

In termini di porometria, si osservi che per il geotessile spesso DS/KL non vi sono modifiche evidenti così come, invece, si hanno nel caso di geotessili a contatto con terreni internamente instabili come si osserva nel seguito.

Si osserva, comunque, una diminuzione della distribuzione dei pori nella banda compresa fra $20 \div 45 \mu m$.

6.2.2 Porometria geotessile D/SB spesso

Si riportano in Figura 6.4, Figura 6.5 e in Tabella 6.4 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile spesso relativo al terreno D/SB.

Tabella 6.4 Riepilogo risultati relativi al geotessile D/SB spesso

GEOTESSILE D/SB SPESSO	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.01% CFF) [μm]	3,8981
PRESSURE AT SMALLEST PORE [<i>bar</i>]	0.117
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	25,7834
PRESSURE AT LARGEST PORE [<i>bar</i>]	0,001
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	54,1025
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	5,1363
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	17,1827
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,0635
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	15

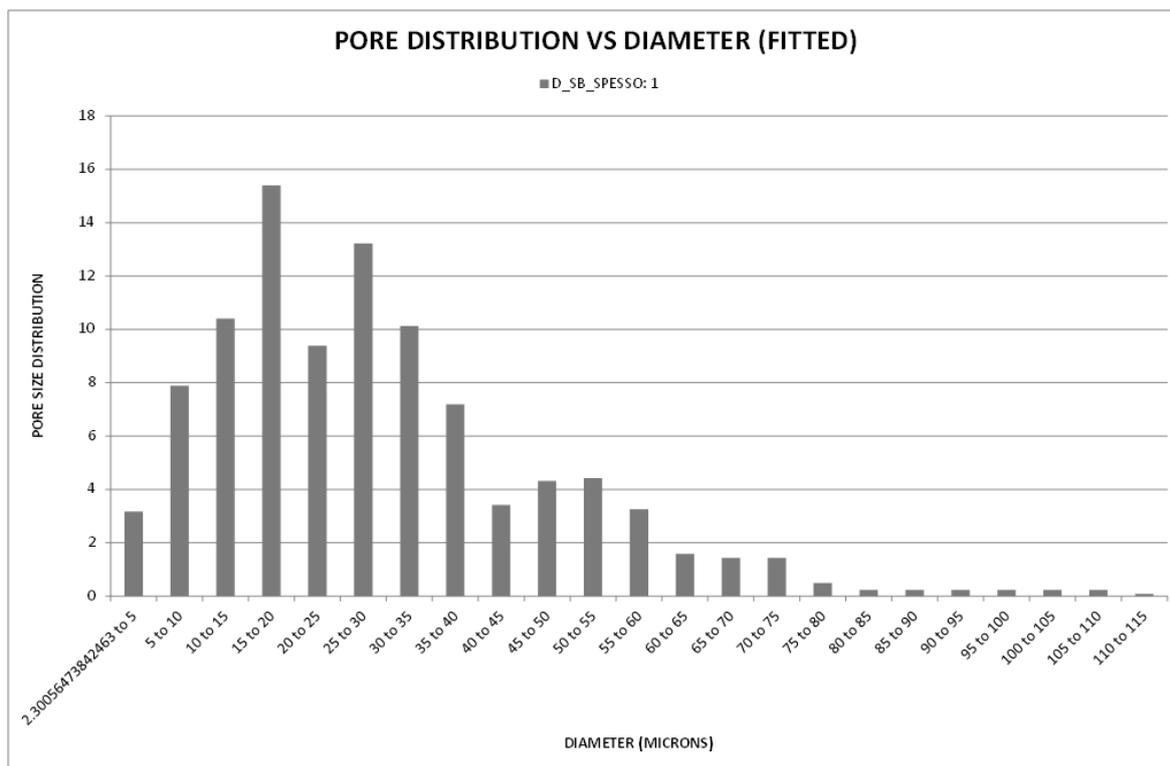


Figura 6.4 Software Capwin- Pore distribution vs diameter geotessile spesso D/SB

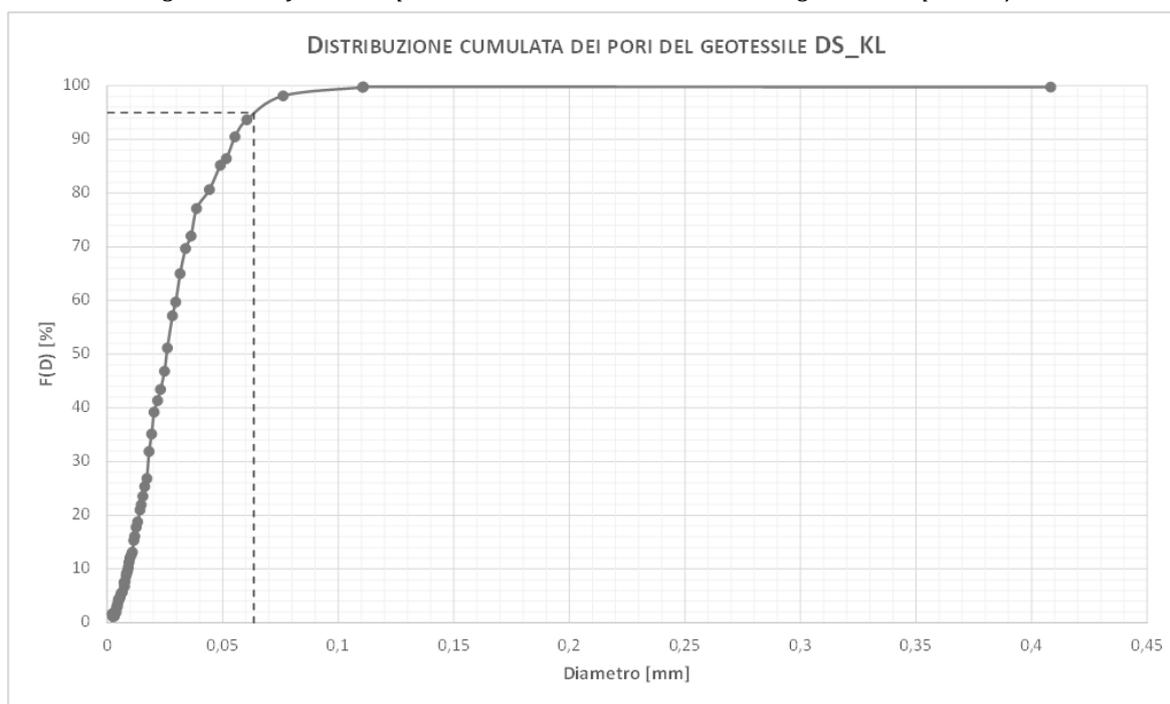


Figura 6.5 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile D/SB spesso

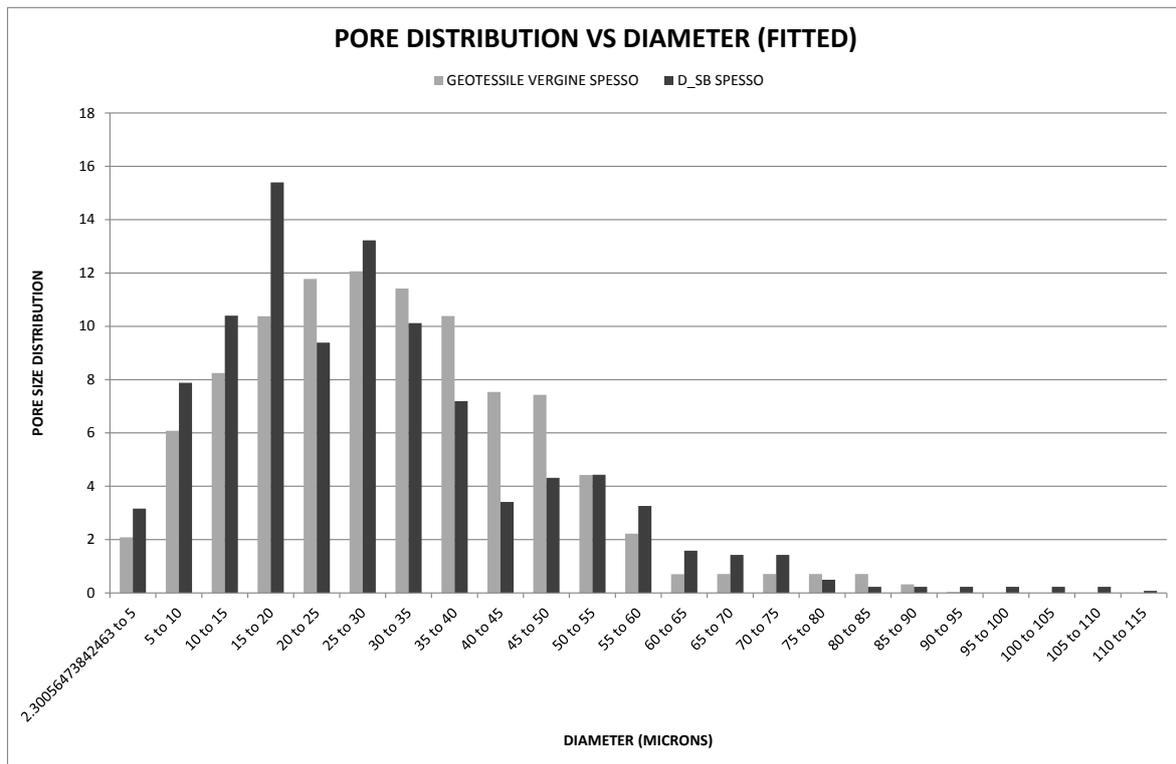


Figura 6.6 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine spesso e quella del geotessile D/SB

In termini di porometria, si osservi che per il geotessile spesso D/SB non vi siano evidenti modifiche in termini di porometria così come, invece, si hanno per i geotessili a contatto con terreni internamente instabili di cui nel seguito sono riportati i risultati.

Si osserva, comunque, una diminuzione della distribuzione dei pori nella banda compresa fra $30 \div 50 \mu m$.

6.2.3 Porometria geotessile DS/KL sottile

Si riportano in Figura 6.7, Figura 6.8 e in Tabella 6.5 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno DS/KL.

Tabella 6.5 Riepilogo risultati relativi al geotessile DS/KL sottile

GEOTESSILE DS/KL SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.49% CFF) [μm]	13,571
PRESSURE AT SMALLEST PORE [<i>bar</i>]	0.034
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	89,5502
PRESSURE AT LARGEST PORE [<i>bar</i>]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	60,2017
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	2,0033
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	87,6415
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,2
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	7

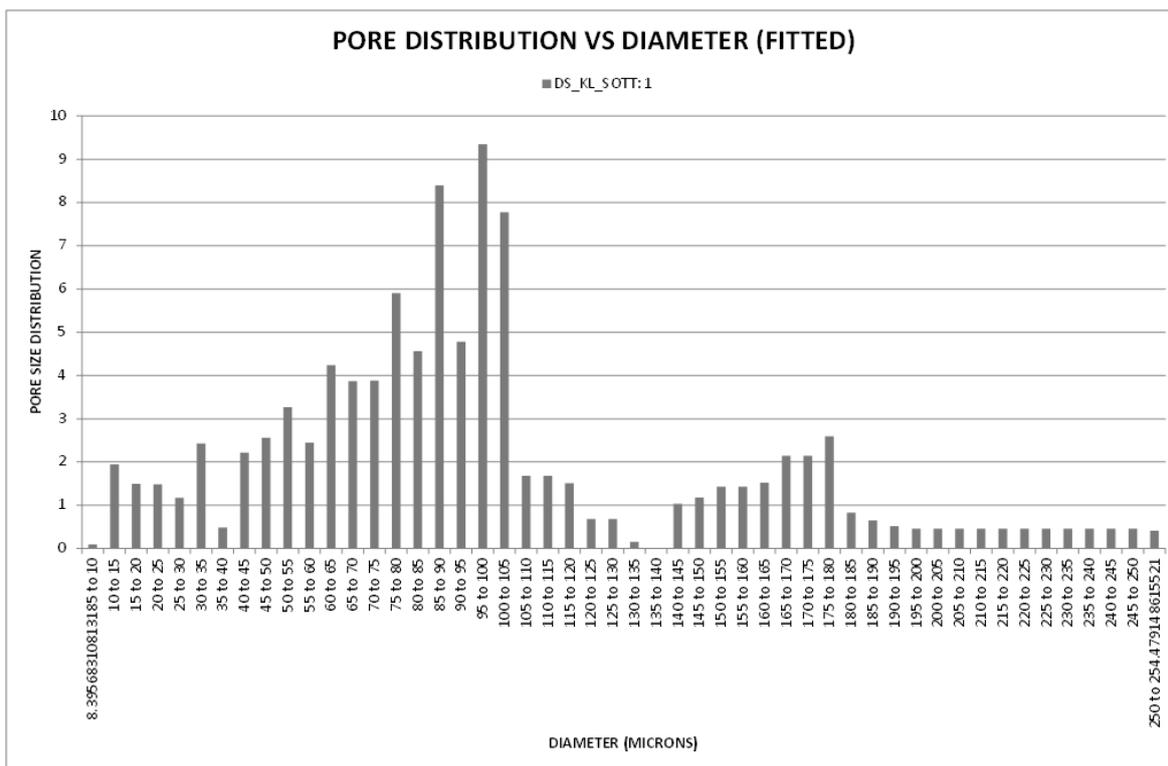


Figura 6.7 Software Capwin- Pore distribution vs diameter (fitted)- Geotessile sottile DS/KL

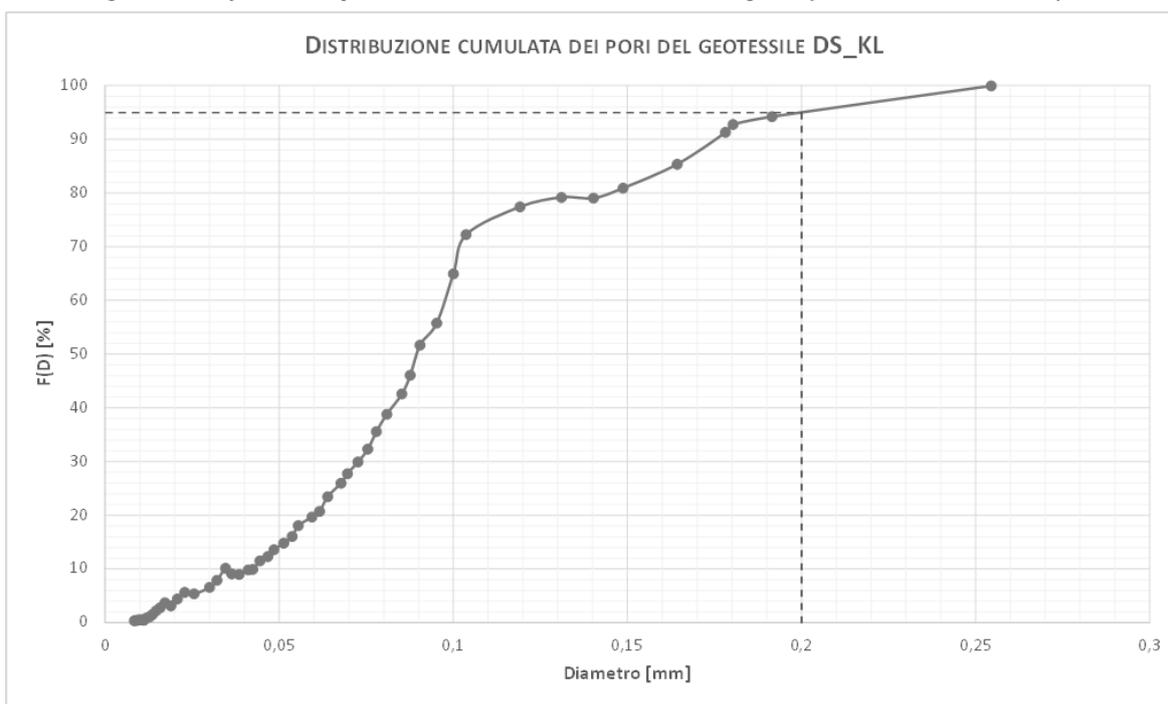


Figura 6.8 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile DS/KL sottile

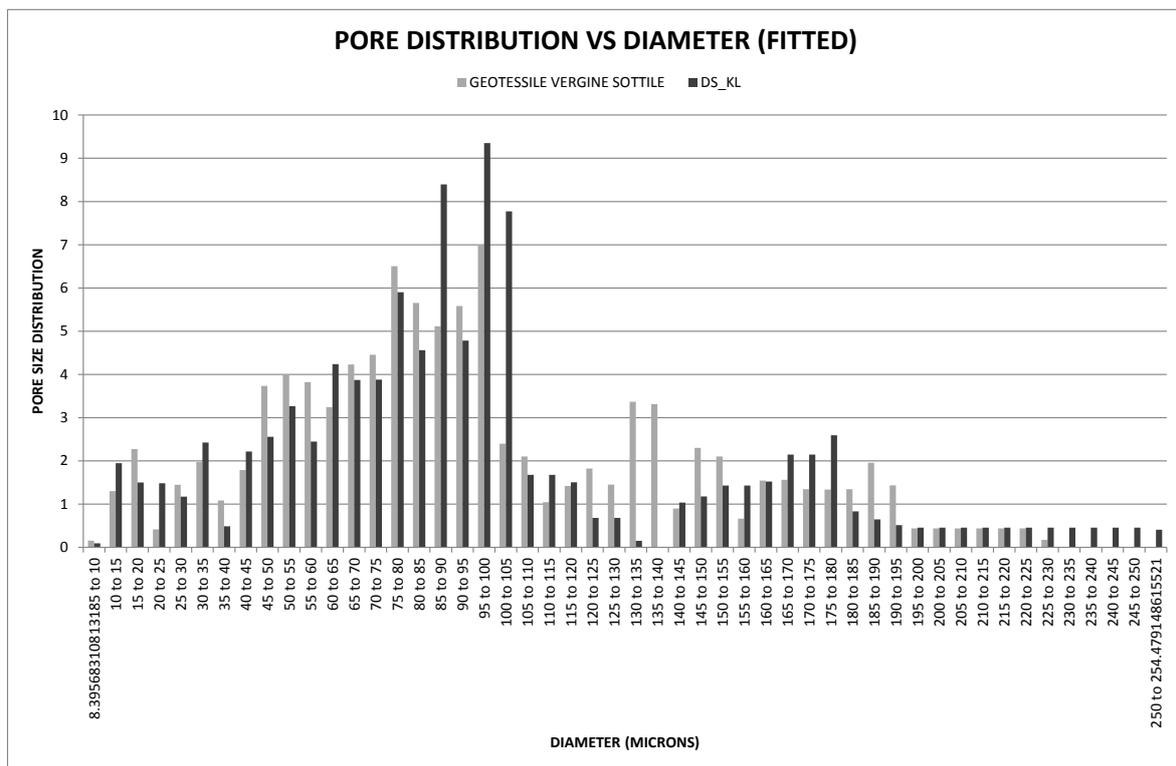


Figura 6.9 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile DS/KL

Si osservi che per il geotessile sottile DS/KL le modifiche della porometria non sono evidenti così come, invece, sono per lo stesso tipo di geotessile a contatto con terreni internamente instabili.

Si osserva, comunque, una diminuzione della distribuzione dei pori nella banda compresa fra $45 \div 80 \mu\text{m}$.

6.2.4 Porometria geotessile D/SB sottile

Si riportano in Figura 6.10, Figura 6.11 e in Tabella 6.6 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno D/SB.

Tabella 6.6 Riepilogo risultati relativi al geotessile D/SB sottile

GEOLESSILE D/SB SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.53% CFF) [μm]	16,9236
PRESSURE AT SMALLEST PORE [bar]	0,027
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	86,5871
PRESSURE AT LARGEST PORE [bar]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	56,144
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	3,575
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	86,4242
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,19
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	2

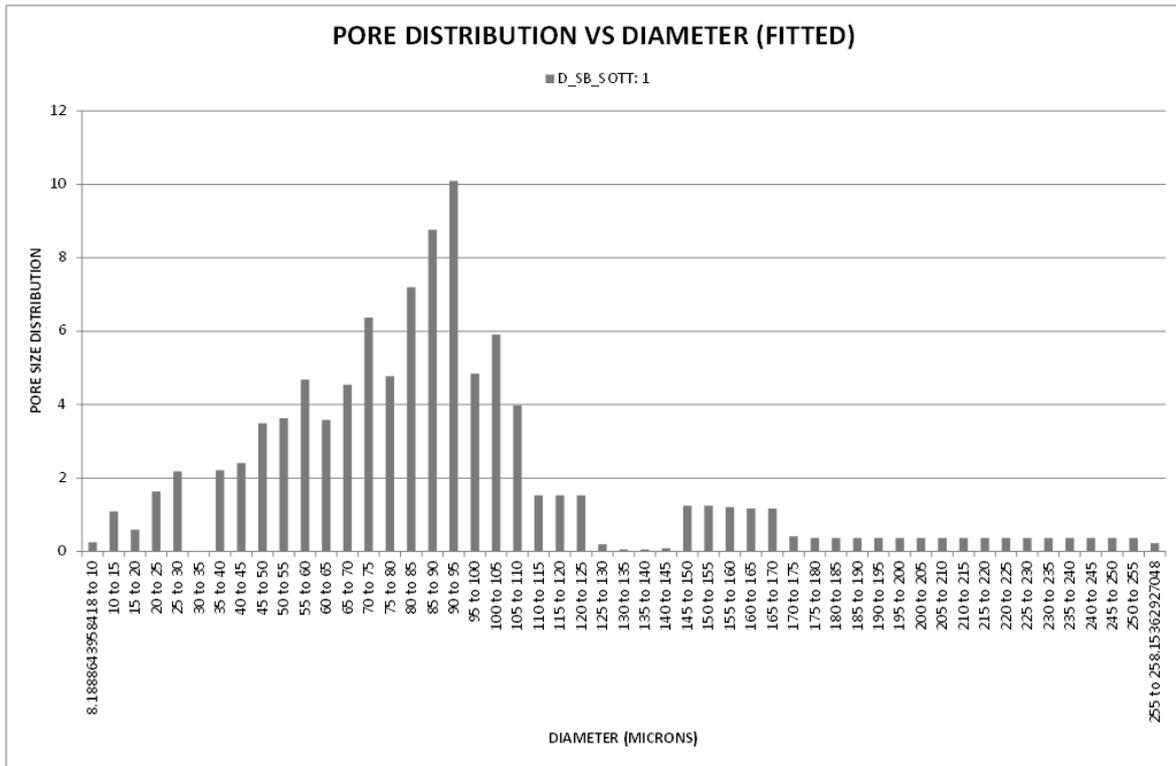


Figura 6.10 Software Capwin- Pore distribution vs diameter (fitted)- geotessile sottile D/SB

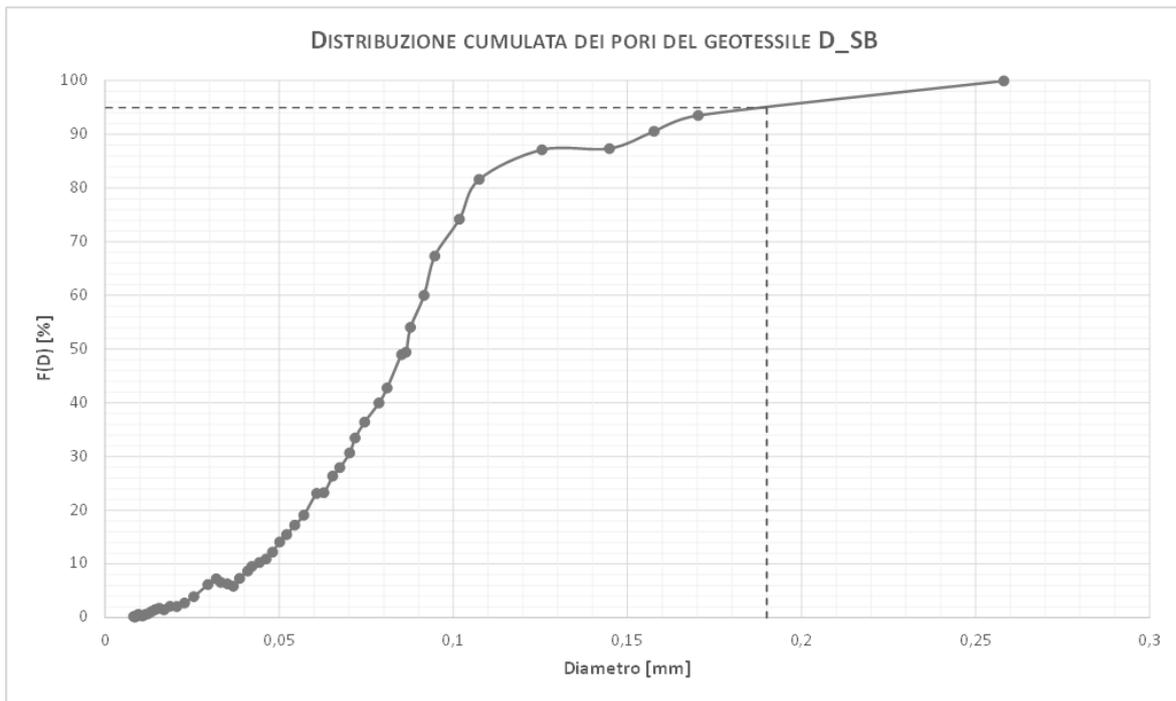


Figura 6.11 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile D/SB sottile

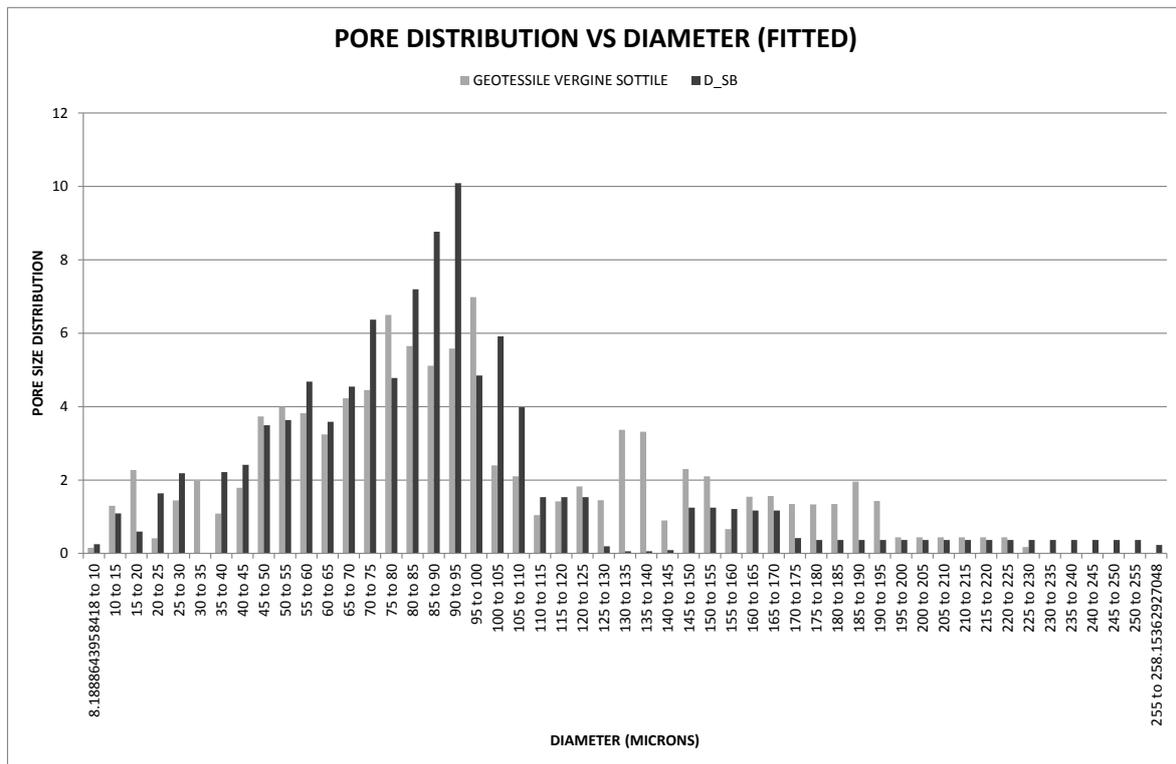


Figura 6.12 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile D/SB

Si osservi che per il geotessile sottile DS/KL le modifiche della porometria non sono evidenti così come, invece, sono per lo stesso tipo di geotessile a contatto con terreni internamente instabili.

Si osserva, comunque, una diminuzione della distribuzione dei pori nella banda compresa fra $120 \div 220 \mu\text{m}$.

6.2.5 Porometria geotessile 1,1 A/WF sottile

Si riportano in Figura 6.13, Figura 6.14 e in Tabella 6.7 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno 1,1 A/WF.

Tabella 6.7 Riepilogo risultati relativi al geotessile 1,1 A/WF sottile

GEOTESSILE 1,1 A/WF SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.31% CFF) [μm]	15,1189
PRESSURE AT SMALLEST PORE [bar]	0.03
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	86,9832
PRESSURE AT LARGEST PORE [bar]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	64,4643
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	3,7443
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	93,7018
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,191
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	2

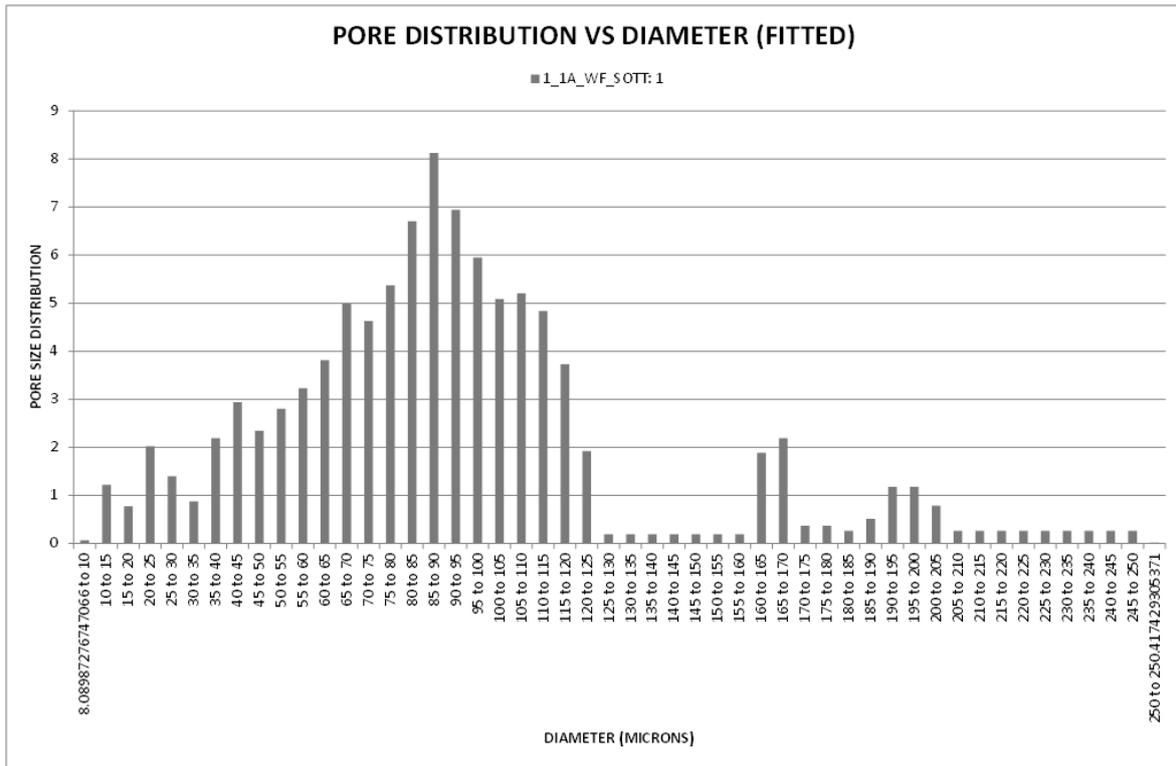


Figura 6.13 Software Capwin- Pore distribution vs diameter geotessile sottile 1,1 A/WF

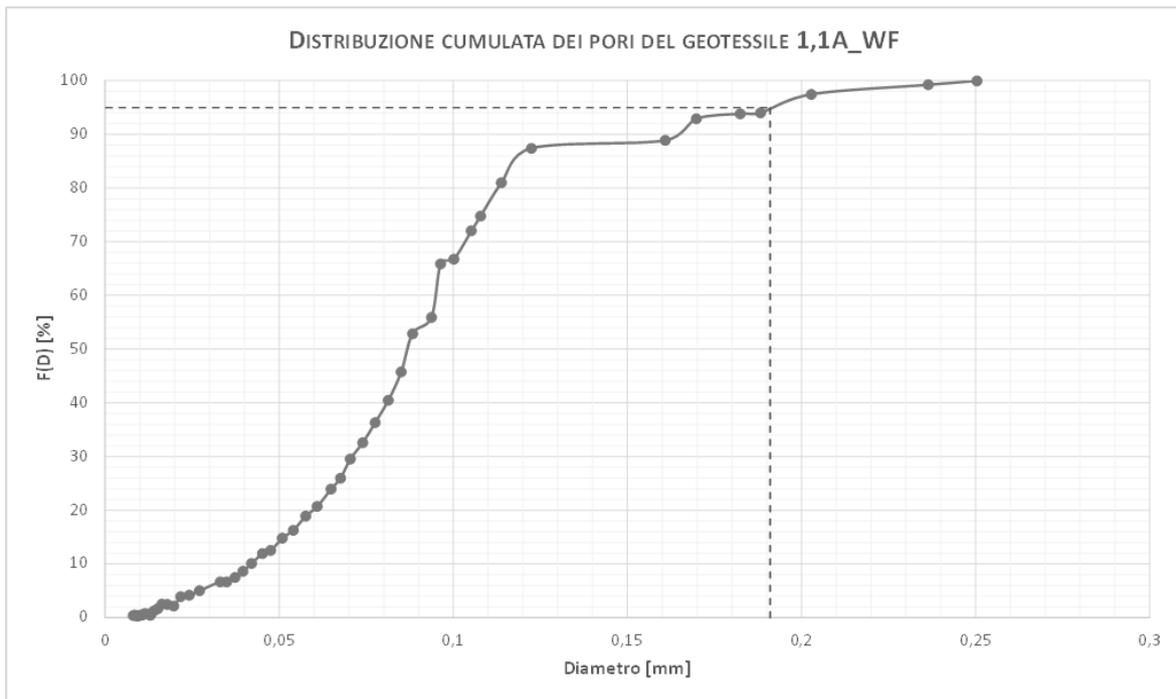


Figura 6.14 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile 1,1 A/WF sottile

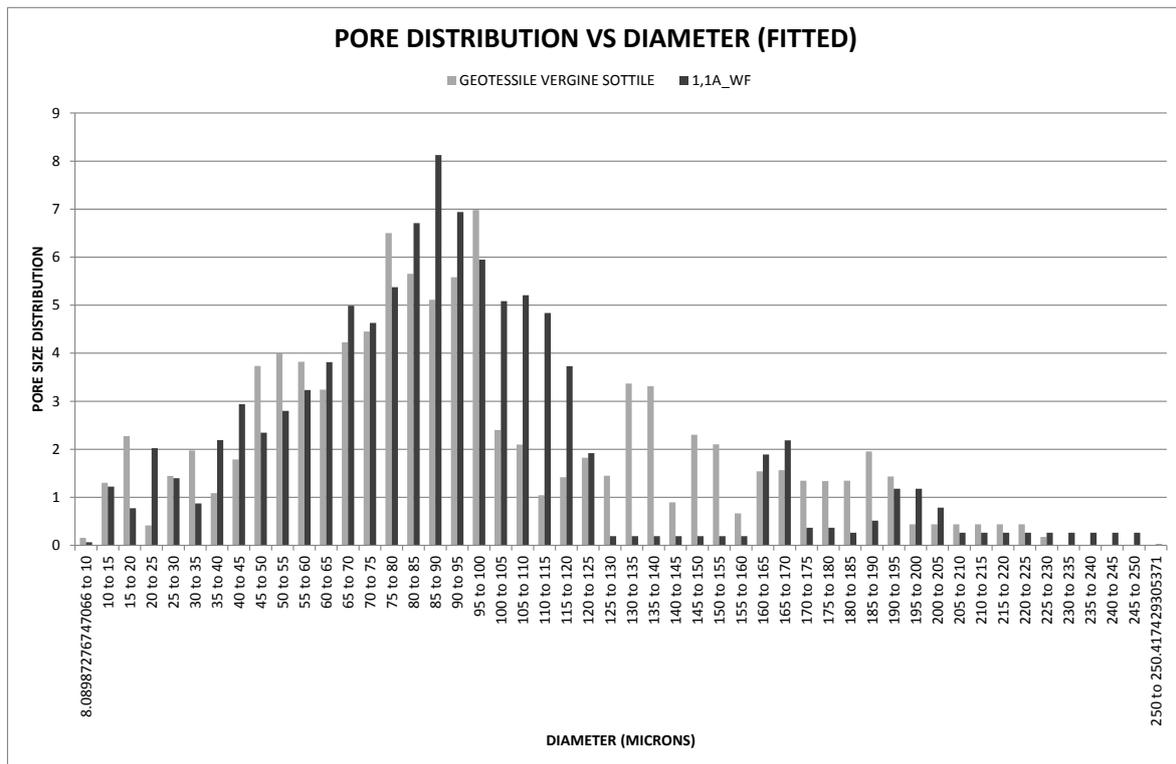


Figura 6.15 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile 1,1 A/WF

Si osservi che per il geotessile sottile 1,1 A/WF vi sono evidenti modifiche in termini di porometria.

Si osserva una diminuzione della distribuzione dei pori nella banda compresa fra $10 \div 60 \mu\text{m}$ e poi fra $125 \div 195 \mu\text{m}$.

6.2.6 Porometria geotessile 9/WF sottile

Si riportano in Figura 6.16, Figura 6.17 e in Tabella 6.8 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno 9/WF.

Tabella 6.8 Riepilogo risultati relativi al geotessile 9/WF sottile

GEOTESSILE 9/WF SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.47% CFF) [μm]	18,4651
PRESSURE AT SMALLEST PORE [<i>bar</i>]	0,025
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	81,0994
PRESSURE AT LARGEST PORE [<i>bar</i>]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	65,6478
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	2,8776
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	65,7415
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,178
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	5

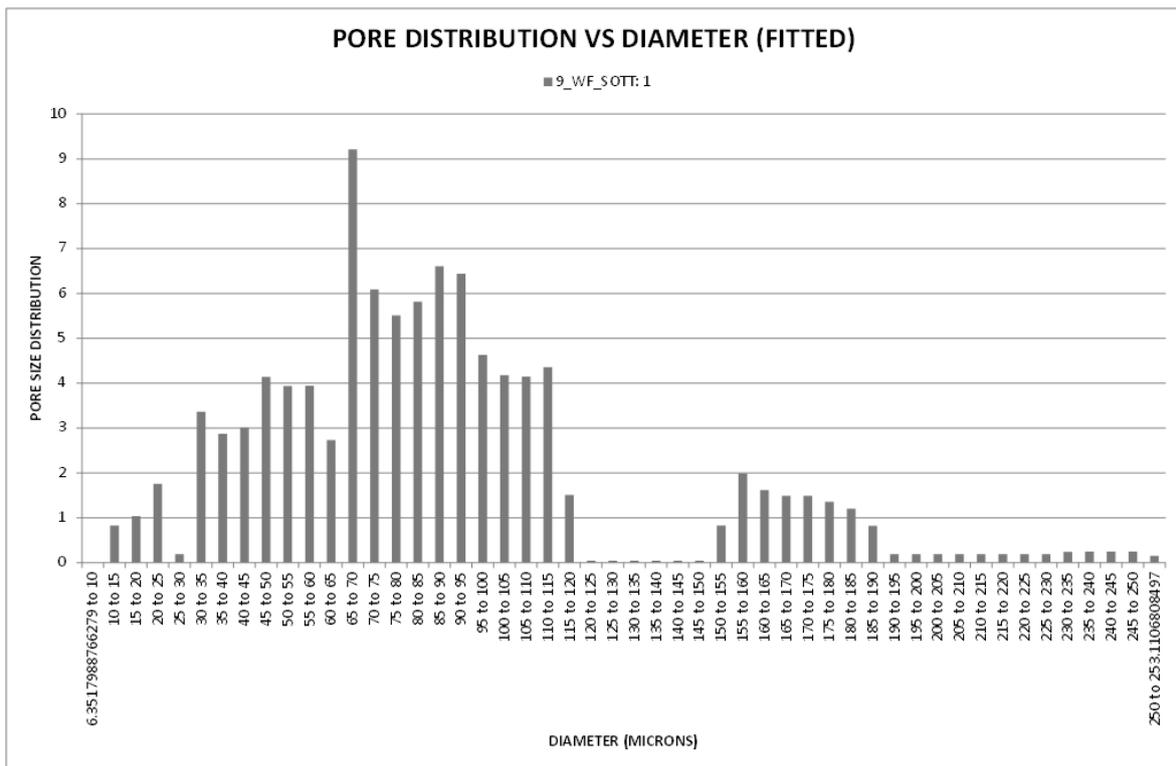


Figura 6.16 Software Capwin- Pore distribution vs diameter geotessile sottile 9/WF

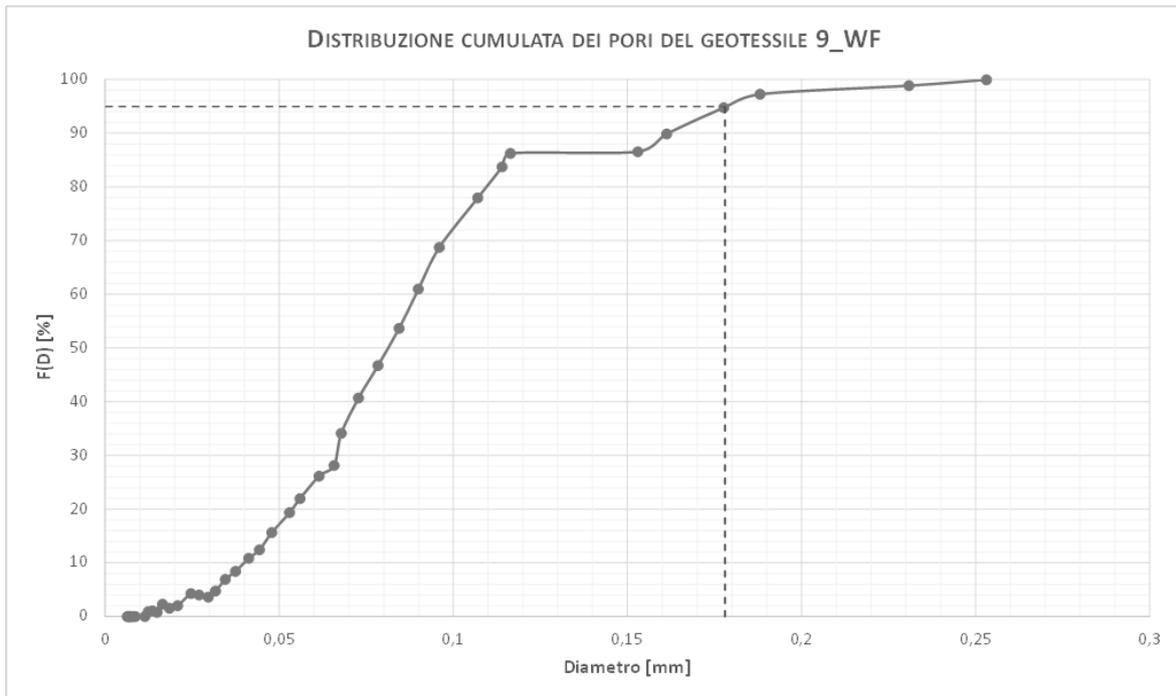


Figura 6.17 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile 9/WF sottile

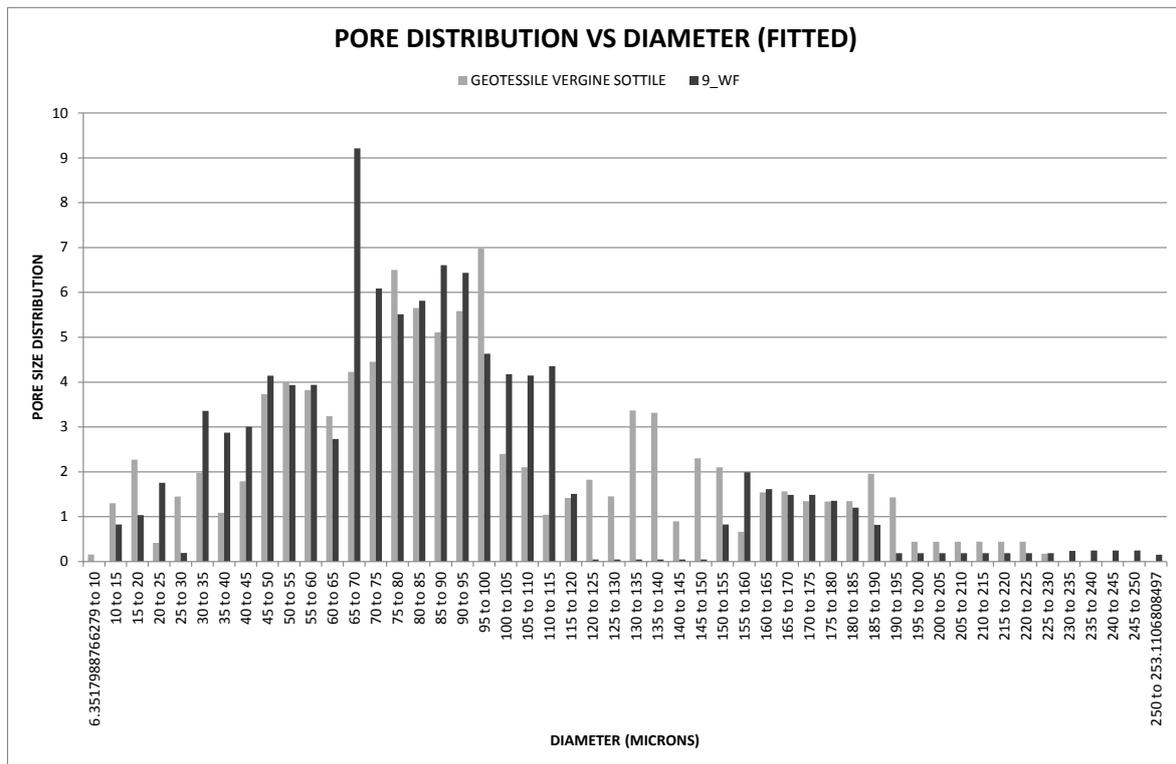


Figura 6.18 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile 9/WF

Si osservi che per il geotessile sottile 9/WF vi sono evidenti modifiche in termini di porometria.

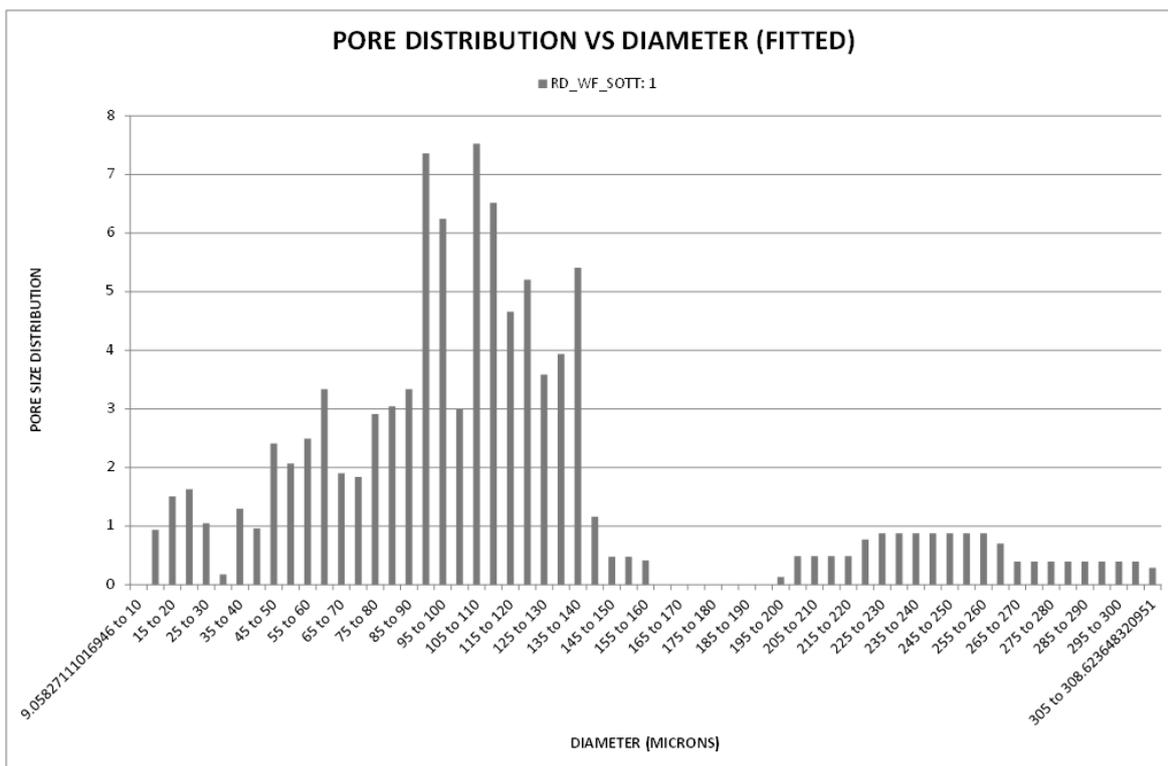
Le diminuzioni più evidenti della distribuzione dei pori si hanno nella banda compresa fra $120 \div 225 \mu\text{m}$.

6.2.7 Porometria geotessile RD/WF sottile

Si riportano in Figura 6.19, Figura 6.20 e in Tabella 6.9 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno RD/WF.

Tabella 6.9 Riepilogo risultati relativi al geotessile RD/WF sottile

GEOTESSILE RD/WF SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.32% CFF) [μm]	18,9194
PRESSURE AT SMALLEST PORE [bar]	0,024
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	106,5236
PRESSURE AT LARGEST PORE [bar]	0,001
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	76,8724
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	1,9069
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	94,0214
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,255
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	36



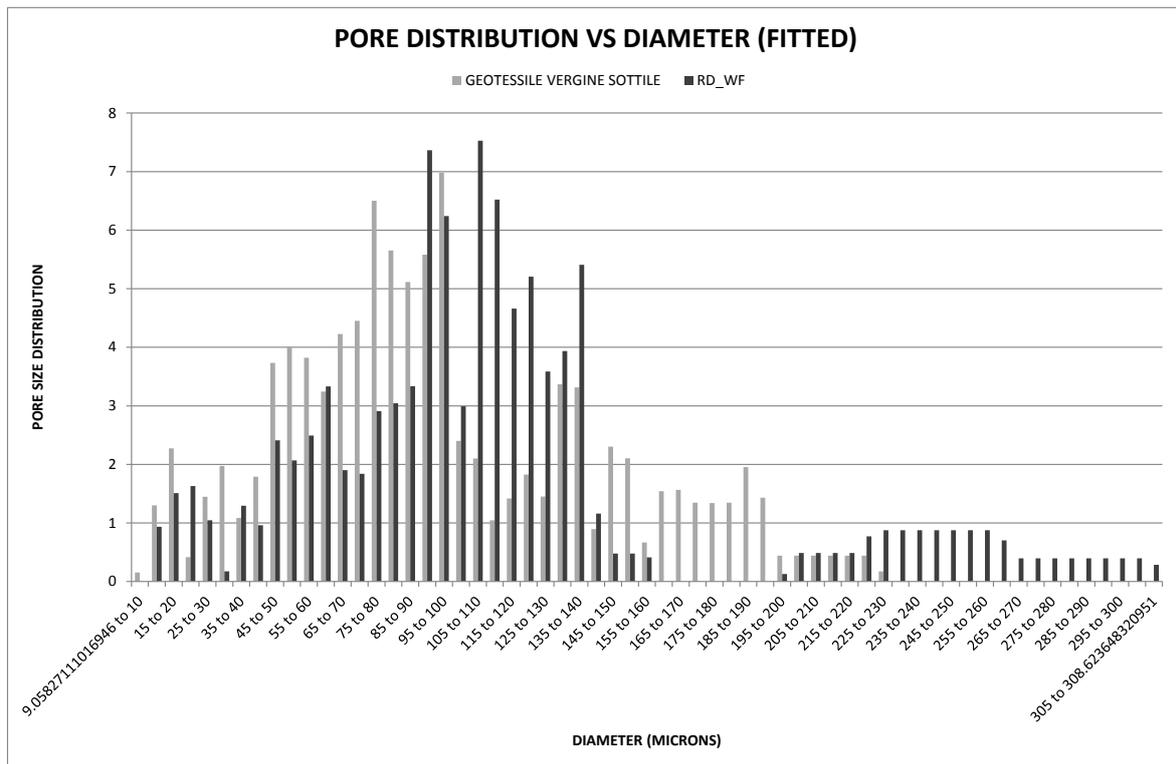


Figura 6.21 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile RD/WF

Si osservi che per il geotessile sottile RD/WF vi sono evidenti modifiche in termini di porometria; in particolare le diminuzioni della distribuzione dei pori si hanno nella banda compresa fra $10 \div 80 \mu\text{m}$ e poi fra $145 \div 200 \mu\text{m}$ in cui, addirittura, tali distribuzioni sono nulle.

6.2.8 Porometria geotessile 2R/WF sottile

Si riportano in Figura 6.22, Figura 6.23 e in Tabella 6.10 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno 2R/WF.

Tabella 6.10 Riepilogo risultati relativi al geotessile 2R/WF sottile

GEOTESSILE 2R/WF SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.31% CFF) [μm]	14,6624
PRESSURE AT SMALLEST PORE [<i>bar</i>]	0,031
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	87,0368
PRESSURE AT LARGEST PORE [<i>bar</i>]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	64,4213
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	1,7805
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	82,1114
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,203
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	9

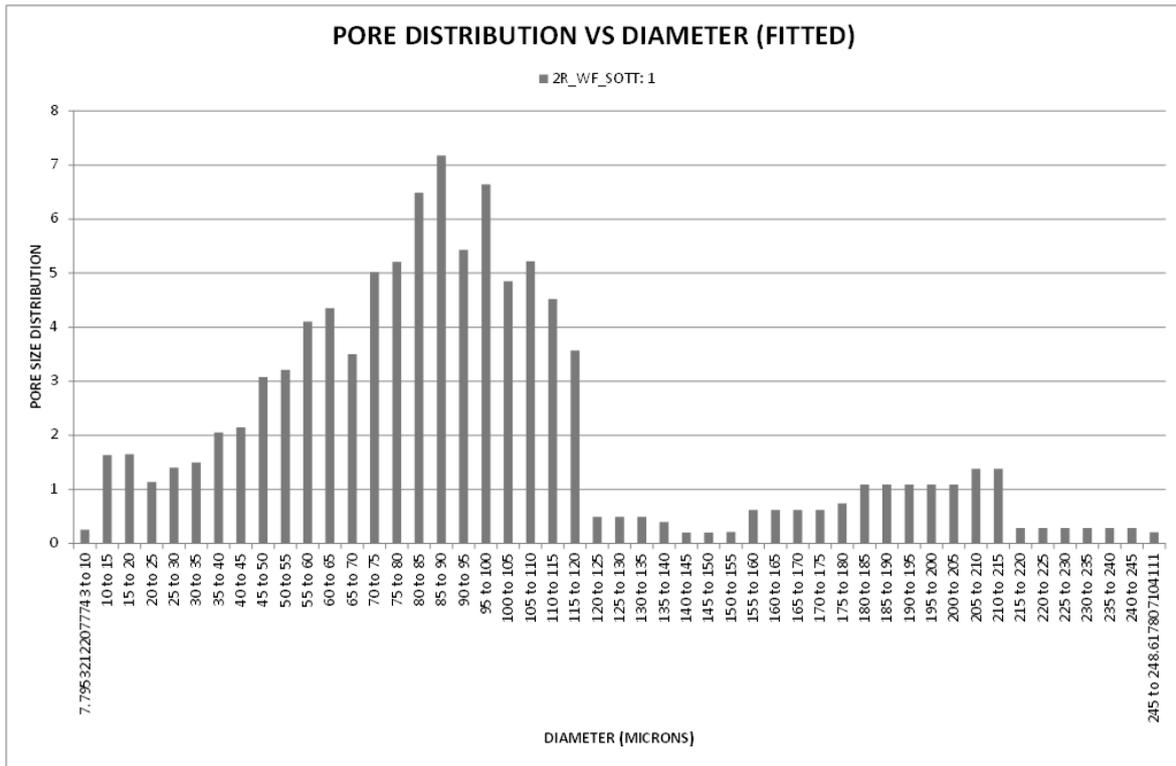


Figura 6.22 Software Capwin- Pore distribution vs diameter geotessile sottile 2R/WF

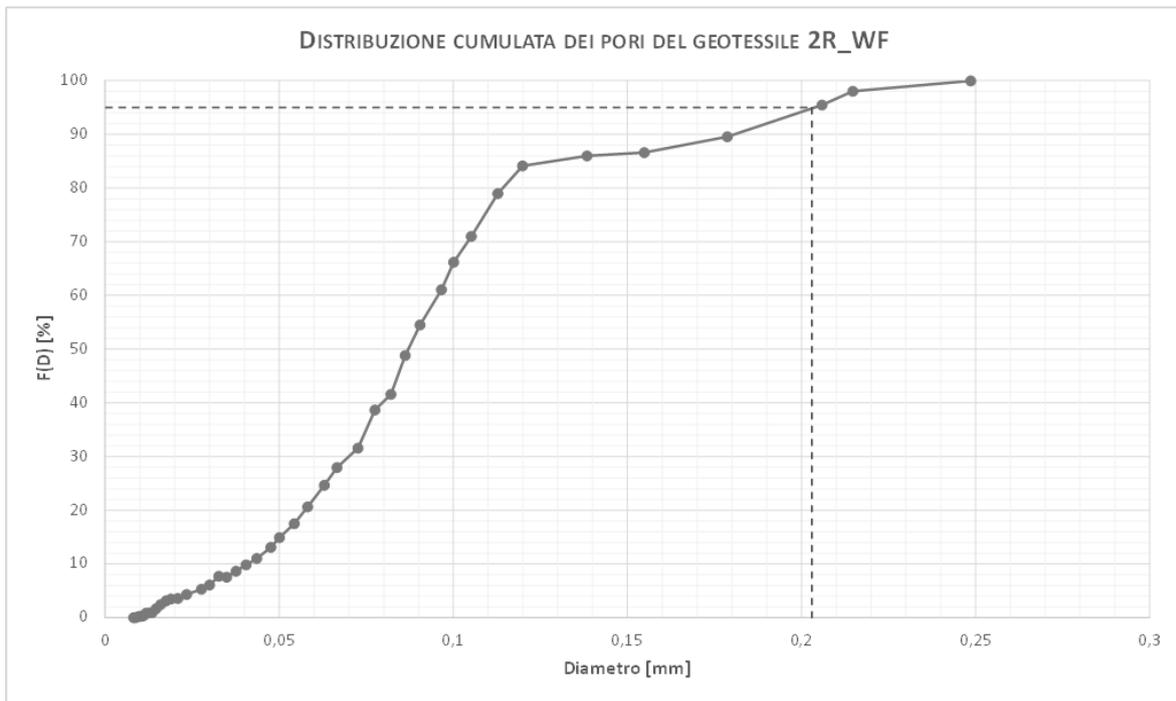


Figura 6.23 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile 2R/WF sottile

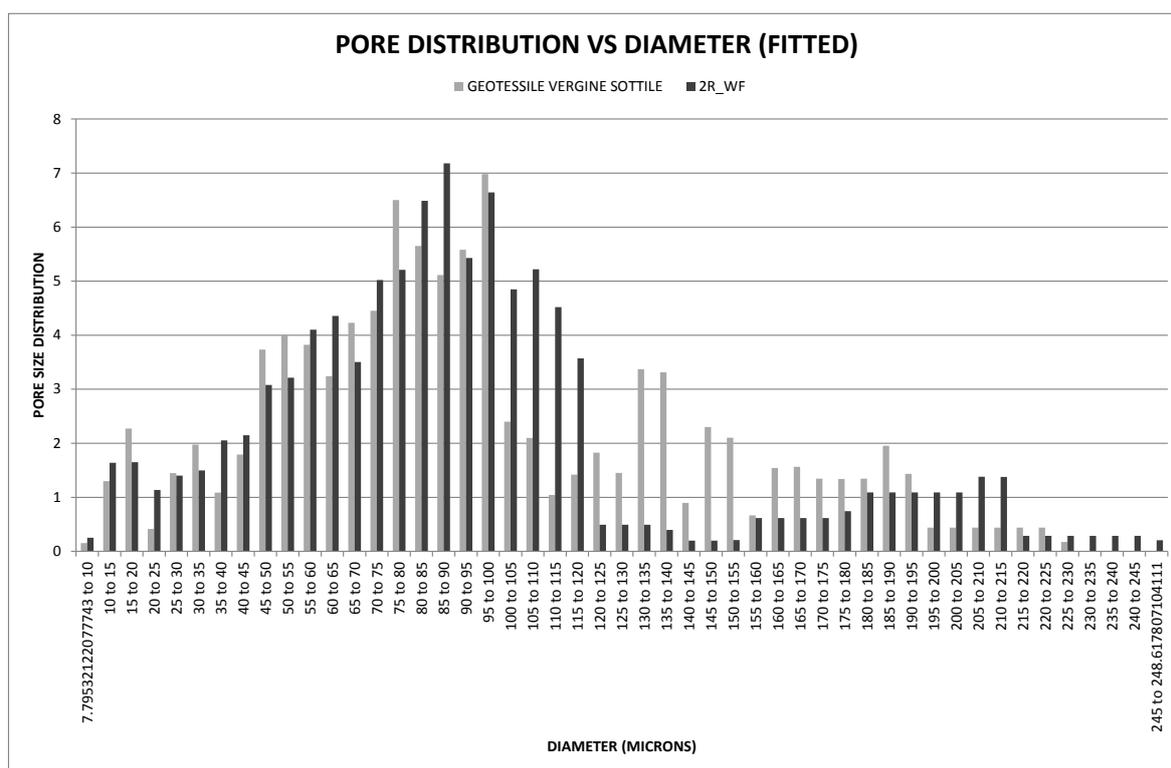


Figura 6.24 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile 2R/WF

Si osservi che per il geotessile sottile 2R/WF vi sono evidenti modifiche in termini di porometria; quasi tutta la banda, eccetto la coda ($195 \div 245 \mu\text{m}$) e fra $100 \div 120 \mu\text{m}$ è caratterizzata da una diminuzione della distribuzione dei pori.

6.2.9 Porometria geotessile 3R/WF sottile

Si riportano in Figura 6.25, Figura 6.26 e in Tabella 6.11 i dati e i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno 3R/WF.

Tabella 6.11 Riepilogo risultati relativi al geotessile 3R/WF sottile

GEOTESSILE 3R/WF SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.31% CFF) [μm]	31,1249
PRESSURE AT SMALLEST PORE [bar]	0.015
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	84,5388
PRESSURE AT LARGEST PORE [bar]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	55,7928
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	5,6286
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	86,1873
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,167
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	11

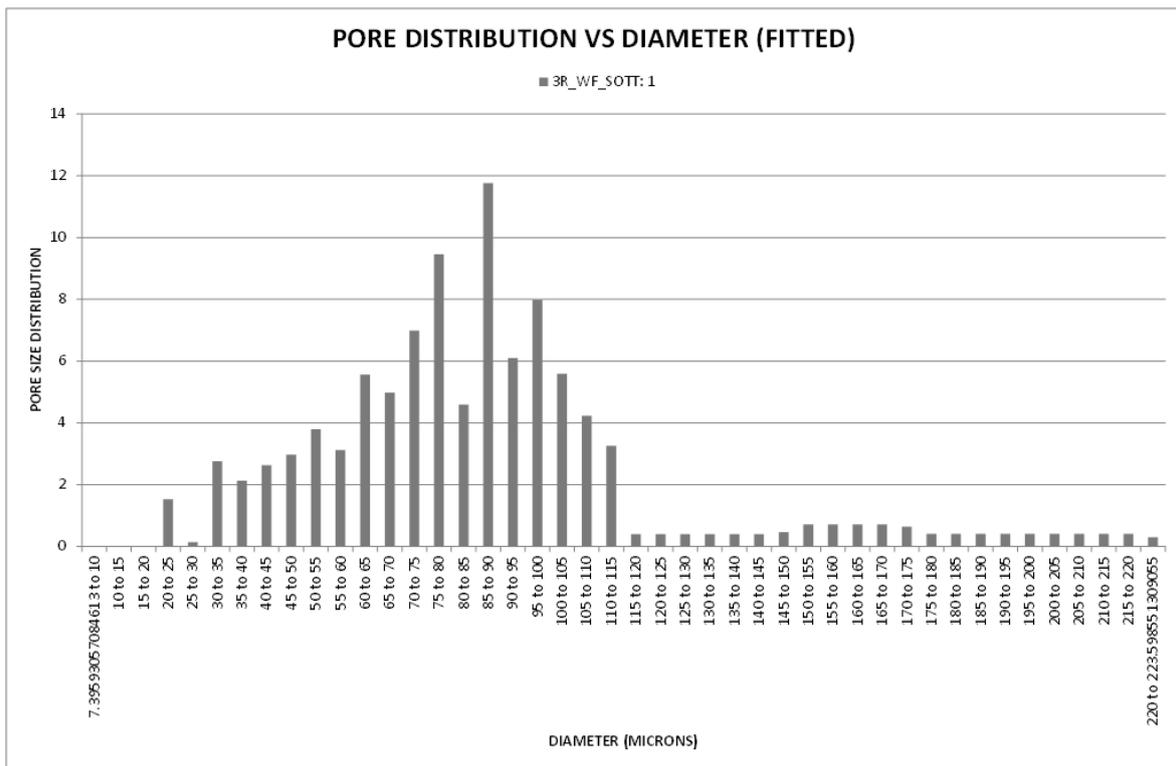


Figura 6.25 Software Capwin- Pore distribution vs diameter geotessile sottile 3R/WF

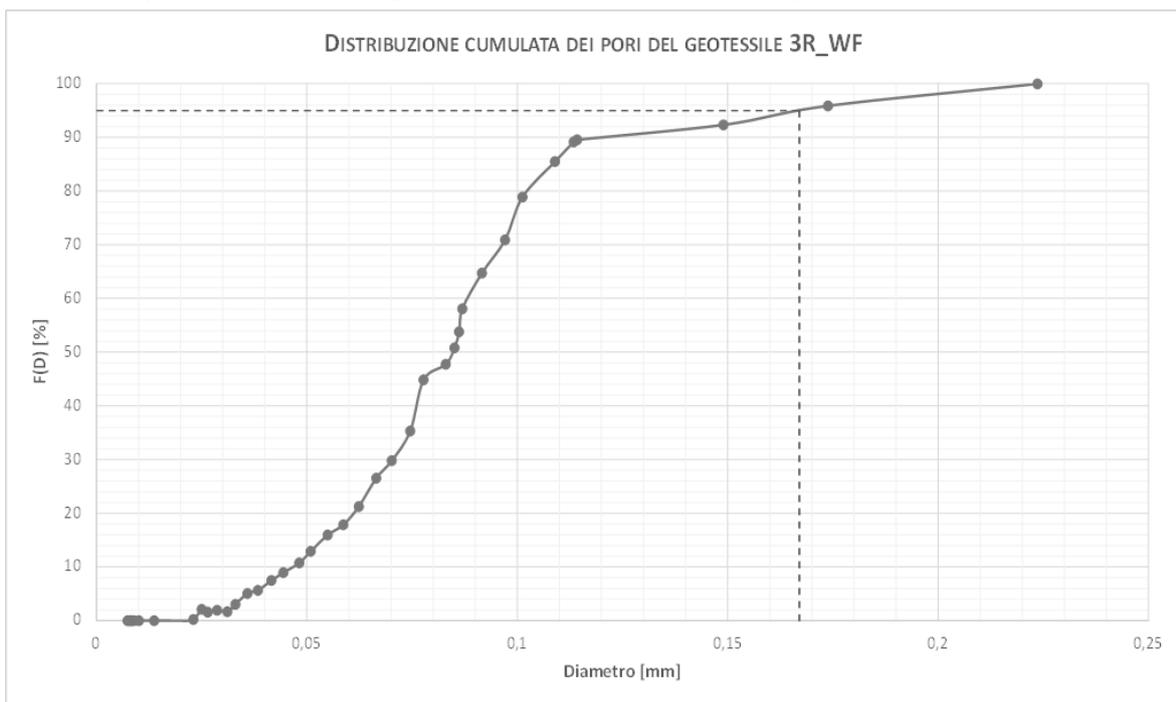


Figura 6.26 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile 3R/WF sottile

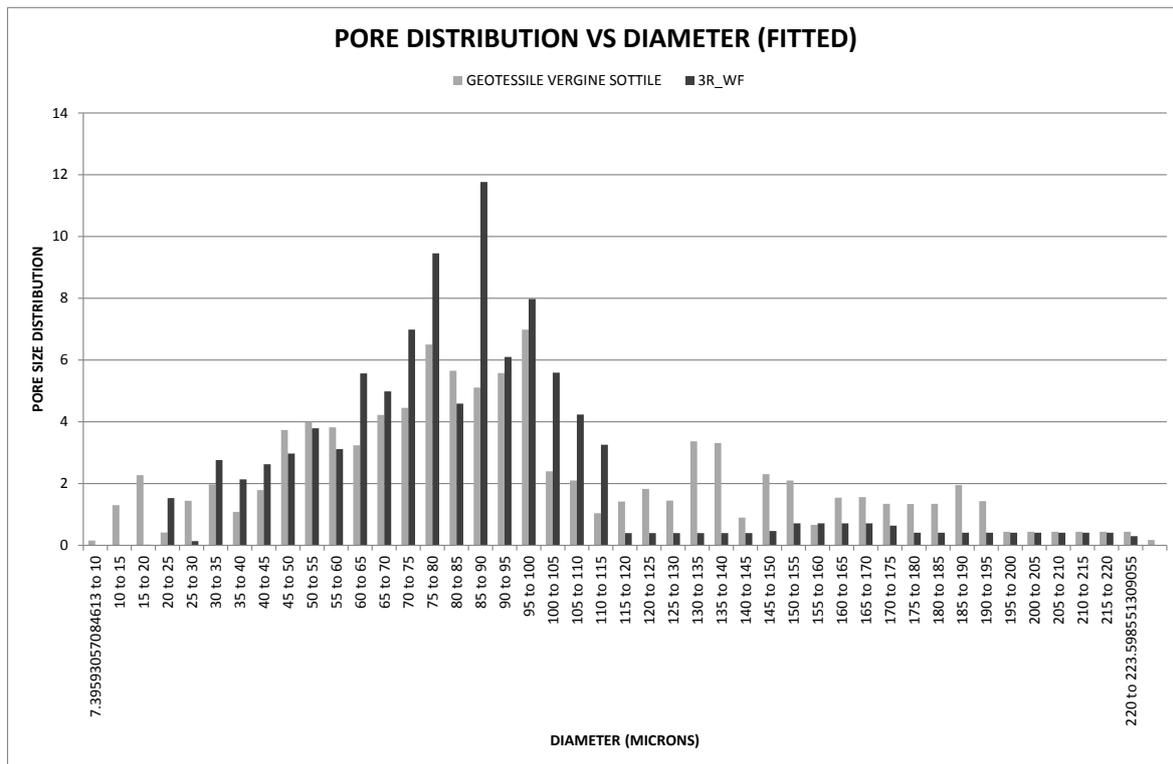


Figura 6.27 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile 3R/WF

Si osservi che per il geotessile sottile 3R/WF vi sono evidenti modifiche in termini di porometria soprattutto nella coda della banda di distribuzione ($115 \div 220 \mu\text{m}$) che è caratterizzata da una diminuzione della distribuzione dei pori.

6.2.10 Porometria geotessile sottile 4R/WF

Si riportano i dati e in Figura 6.28, Figura 6.29, Figura 6.26 e in Tabella 6.12 i grafici della prova mediante porosimetro del geotessile sottile relativo al terreno 4R/WF.

Tabella 6.12 Riepilogo risultati relativi al geotessile 4R/WF sottile

GEOTESSILE 4R/WF SOTTILE	
SMALLEST DETECTED PORE DIAMETER (AT 98.42% CFF) [μm]	17,5338
PRESSURE AT SMALLEST PORE [<i>bar</i>]	0.026
MEAN FLOW PORE DIAMETER [μm]	92,3436
PRESSURE AT LARGEST PORE [<i>bar</i>]	0,002
STANDARD DEVIATION OF AVG. PORE DIAMETER	64,6711
MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION	1,6706
DIAMETER AT MAXIMUM PORE SIZE DISTRIBUTION [μm]	83,9393
DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ [mm]	0,21
DIFFERENCE RESPECT TO THE DIAMETER AT $F(D) = 95\%$ OF VERGIN GEOTEXTILE [%]	12

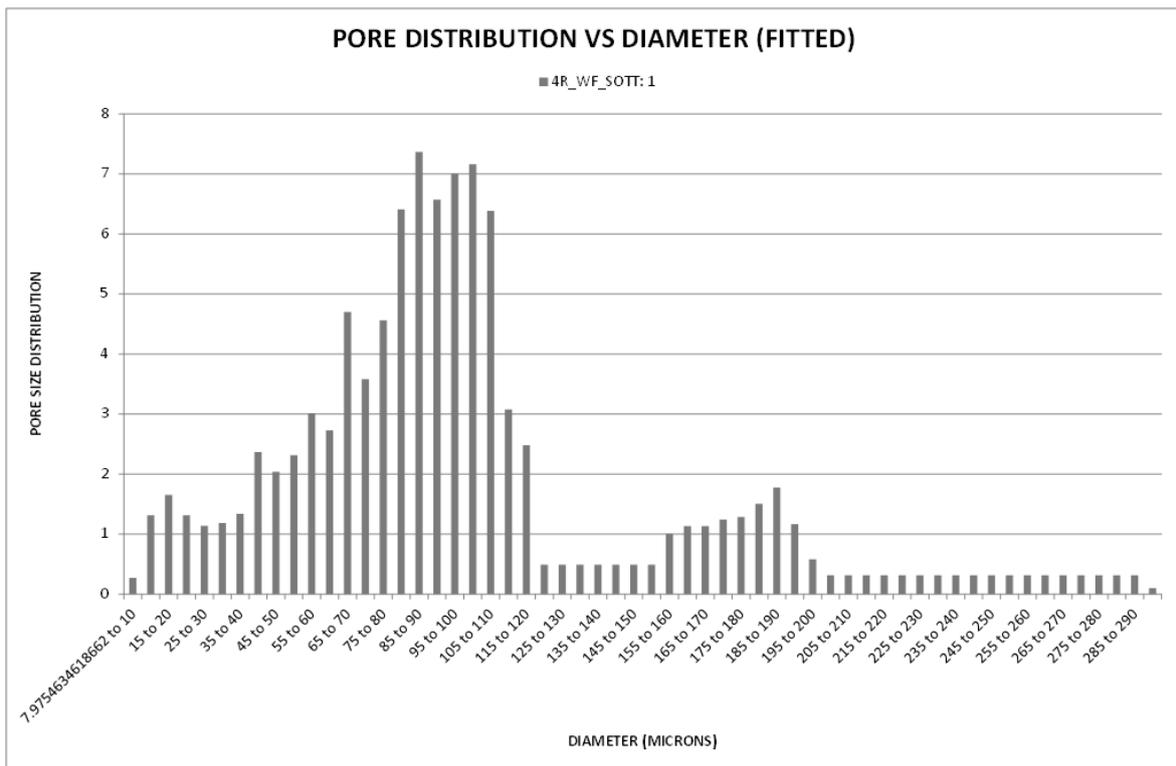


Figura 6.28 Software Capwin- Pore distribution vs diameter geotessile sottile 4R/WF

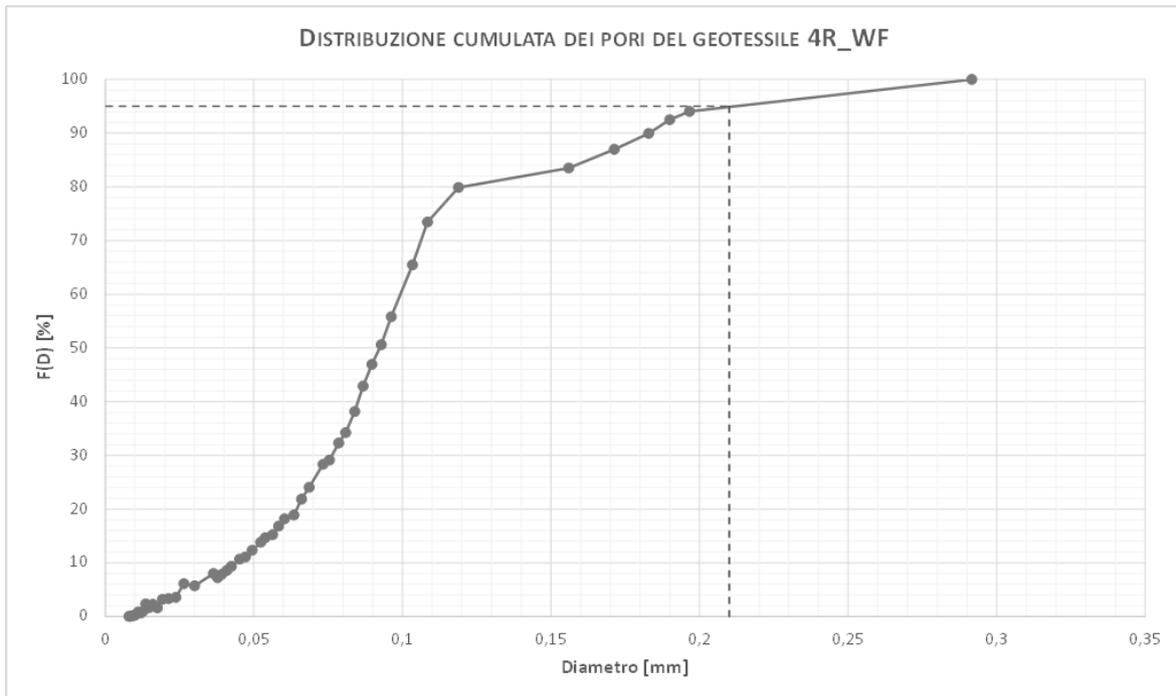


Figura 6.29 Distribuzione cumulata dei pori del geotessile 4R/WF sottile

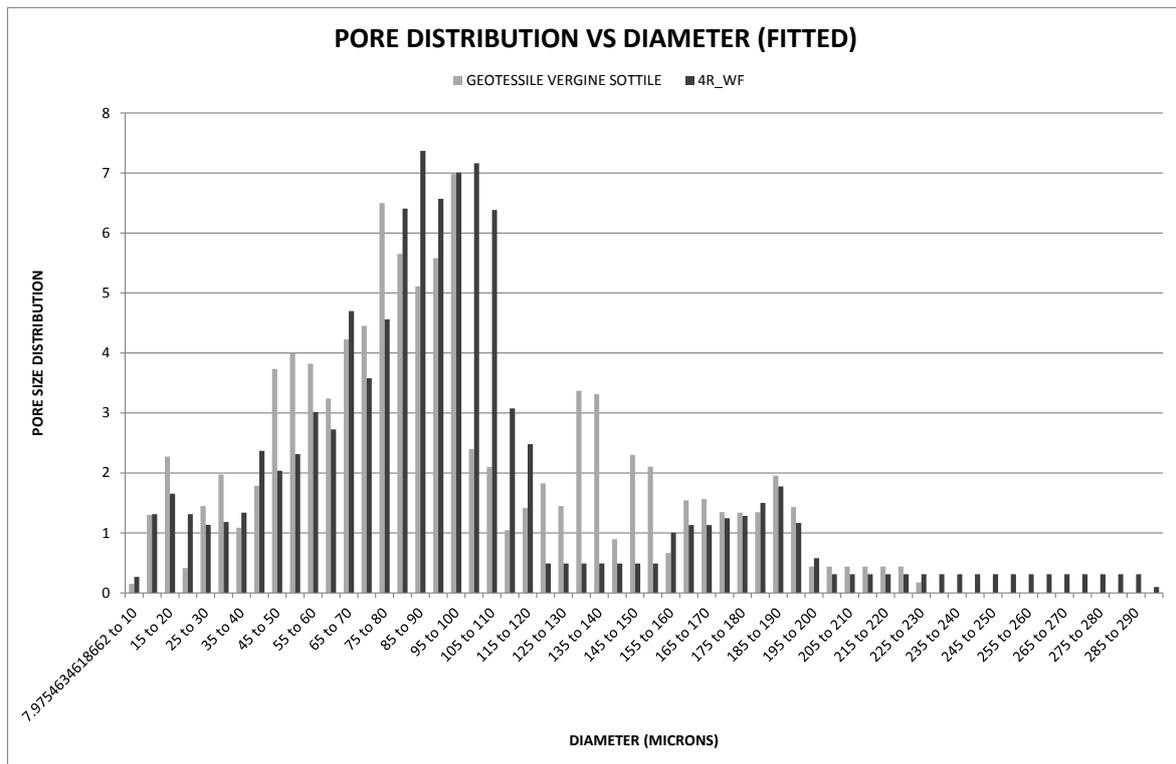


Figura 6.30 Confronto fra la distribuzione porometrica del geotessile nontessuto vergine sottile e quella del geotessile 4R/WF

Si osservi che per il geotessile sottile 4R/WF vi sono evidenti modifiche in termini di porometria; quasi tutta la banda, eccetto la coda ($235 \div 290 \mu\text{m}$) e fra $80 \div 120 \mu\text{m}$ è caratterizzata da una diminuzione della distribuzione dei pori.

6.3 Caratterizzazione morfologica e composizionale dei geotessili a fine prova

In questo paragrafo si mostrano i risultati della caratterizzazione morfologica e composizionale dei geotessili a contatto con i terreni sui quali sono state condotte prove di filtrazione di lunga durata al fine di verificarne sperimentalmente la stabilità interna.

Circa la caratterizzazione morfologica, per ogni geotessile a fine prova si è eseguita un'analisi mediante SEM:

- Della parte del geotessile direttamente a contatto con il terreno di base (Top);
- Della parte inferiore del geotessile (Back);
- Della sezione del geotessile.

Si sono ricavati campioni di dimensioni di circa $0,6 \text{ cm} \times 0,6 \text{ cm}$ per l'analisi delle superfici superiore e inferiore del geotessile e di $0,6 \text{ cm} \times 0,2 \text{ cm}$ per la sezione.

Viste le esigue dimensioni del geotessile, la sezione dei geotessili sottili è stata analizzata ponendo il geotessile fra due nastri di rame opportunamente posizionati sugli stubs e nel porta campioni in modo che restassero in posizione verticale.

Se l'analisi della parte superiore del geotessile è indicativa del livello di Blinding, l'analisi della sezione è indicativa del livello di Clogging.

L'analisi della parte inferiore è stata eseguita per verificare la differenza fra le modifiche del geotessile laddove sia direttamente a contatto con il terreno e la parte del geotessile non a contatto con il terreno.

Prima della caratterizzazione terreno per terreno si vuole porre l'attenzione sul confronto fra la microscopia elettronica a scansione su un geotessile vergine e uno a fine prova.

Mediante software Fibermetric è stato possibile analizzare il diametro delle fibre di geotessile per fare un confronto fra i geotessili vergini e quelli a fine prova.

Si osserva in Figura 6.31 e in Figura 6.32 per il geotessile spesso e sottile, rispettivamente, che le fibre dei geotessili a fine prova subiscono un incremento del diametro che varia fra il 19% e il 72% per via delle particelle di fine che rivestono le fibre stesse.

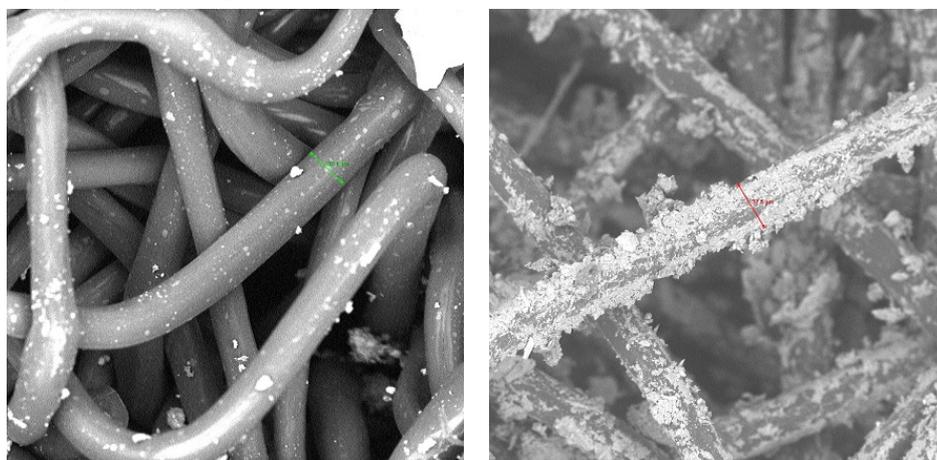


Figura 6.31 Microscopia elettronica a scansione su geotessile spesso vergine e su geotessile spesso a fine prova- confronto fra il diametro delle fibre.

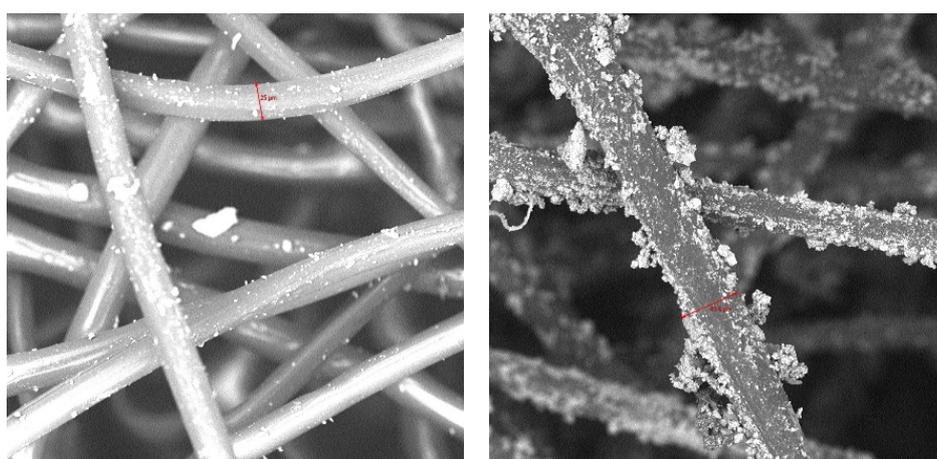


Figura 6.32 Microscopia elettronica a scansione su geotessile sottile vergine e su geotessile sottile a fine prova- confronto fra il diametro delle fibre.

Oltre ai fenomeni di Blinding e di Clogging, anche l'aumento del diametro comporta, in parte, la modifica della permeabilità dei geotessili e la diminuzione dell'apertura caratteristica. La variazione percentuale del diametro delle fibre di geotessile a fine prova è riportato in Tabella 6.13.

Tabella 6.13 Variazione del diametro delle fibre di geotessile a fine prova.

Geotessile	$\bar{\Phi}_i [\mu\text{m}]$	$\bar{\Phi}_f [\mu\text{m}]$	$\Delta\bar{\Phi}$
Geotessile spesso DS/KL	32	38	19%
Geotessile spesso D/SB	32	38	19%
Geotessile sottile DS/KL	25	35	40%
Geotessile sottile D/SB	25	35	40%
Geotessile sottile 1,1 A/WF	25	43	72%
Geotessile sottile 9/WF	25	35	40%
Geotessile sottile RD/WF	25	44	76%
Geotessile sottile 2R/WF	25	32	28%
Geotessile sottile 3R/WF	25	34	36%
Geotessile sottile 4R/WF	25	40	60%

In Figura 6.33 si osserva, a titolo di esempio, il chiaro effetto d'intrappolamento delle particelle di terreno fra le fibre di geotessile. In questo caso l'immagine è relativa al geotessile D/SB sottile. Si osservi che la forma delle particelle è ellissoidale.

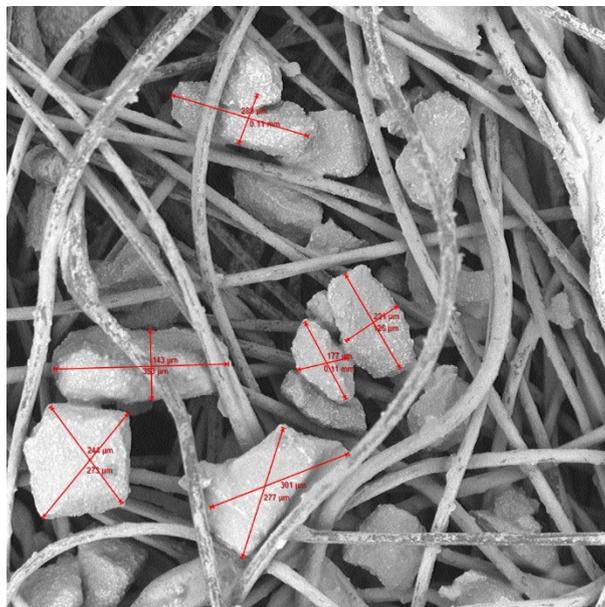


Figura 6.33 Microscopia elettronica a scansione sulle particelle intrappolate fra le fibre del geotessile D/SB sottile.

Si osservi, ora, la microscopia elettronica a scansione eseguita sui diversi geotessili. Essa rispecchia i risultati riportati precedentemente circa la diminuzione di permeabilità ovvero del fattore di Clogging, la diminuzione dell'apertura caratteristica, l'aumento del diametro medio delle fibre sintetizzati in Tabella 6.14.

Tabella 6.14 Clogging Factor, variazione dell'apertura caratteristica e variazione del diametro delle fibre di geotessile a fine prova.

Geotessile	$CF = \Delta K$	ΔO_{95}	$\Delta \bar{\Phi}$
Geotessile spesso DS/KL	72%	50%	19%
Geotessile spesso D/SB	26%	15%	19%
Geotessile sottile DS/KL	95%	7%	40%
Geotessile sottile D/SB	97%	2%	40%
Geotessile sottile 1,1 A/WF	94%	2%	72%
Geotessile sottile 9/WF	76%	5%	40%
Geotessile sottile RD/WF	85%	36%	76%
Geotessile sottile 2R/WF	91%	9%	28%
Geotessile sottile 3R/WF	95%	11%	36%
Geotessile sottile 4R/WF	97%	12%	60%

6.3.1 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile DS/KL spesso

Si osservino, in Figura 4.37, le fibre del geotessile DS/KL spesso a fine prova. Si osserva che il livello di Clogging (72%) valutato rispecchia quanto visibile mediante microscopia. Le particelle eventualmente intrappolate si trovano sulla parte di geotessile a contatto con il terreno di base. Le fibre di geotessile dal lato inferiore non sono molto differenti da quelle al top.

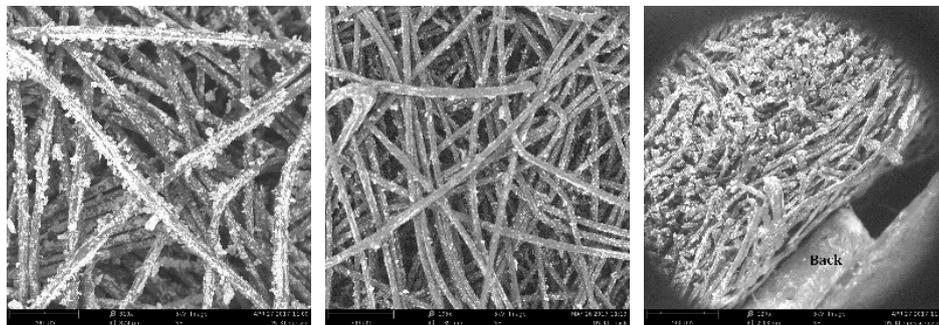


Figura 6.34 Microscopia elettronica a scansione su geotessile DS/KL spesso (Top, Back, Sezione)

6.3.2 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile D/SB spesso

Si osservi, in Figura 6.35, quanto le fibre del geotessile D/SB spesso a fine prova non siano particolarmente interessate da Clogging come dimostrato dalla valutazione del CF, pari al 26%.

Le particelle eventualmente intrappolate si trovano sulla parte di geotessile a contatto con il terreno di base. Le fibre di geotessile dal lato inferiore non sono molto differenti da quelle al top.

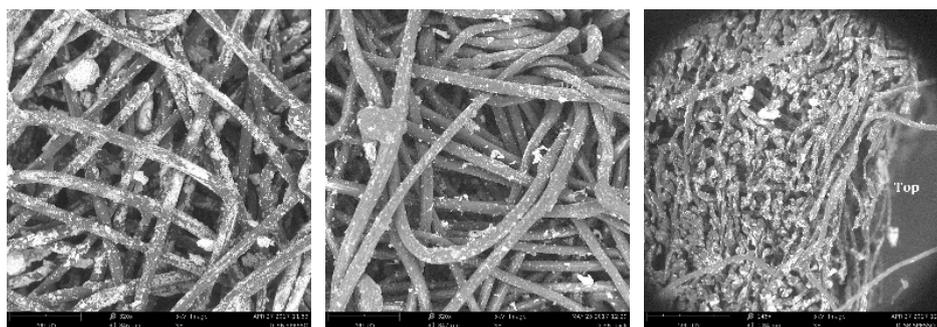


Figura 6.35 Microscopia elettronica a scansione su geotessile D/SB spesso (Top, Back, Sezione)

6.3.3 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile DS/KL sottile

Si osservi, in Figura 6.36, la microscopia del geotessile DS/KL sottile a fine prova.

Esso è caratterizzato da un aumento del diametro delle fibre e si osserva un discreto livello d'intasamento delle fibre.

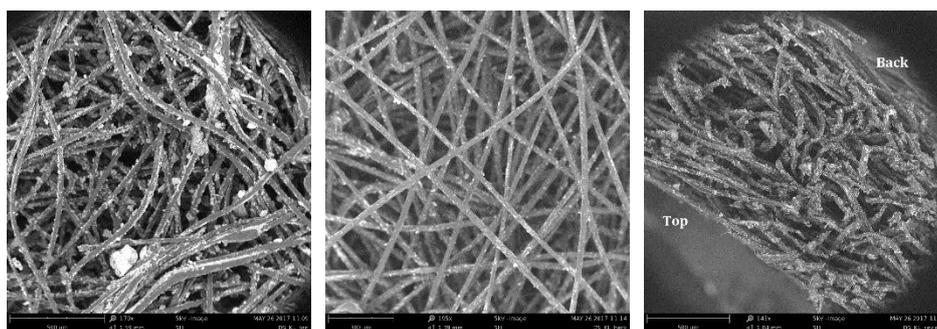


Figura 6.36 Microscopia elettronica a scansione su geotessile DS/KL sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.4 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile D/SB sottile

Si osservi in Figura 6.37 la microscopia elettronica a scansione eseguita su geotessile D/SB sottile. Essa è una chiara dimostrazione di come le particelle di terreno restino intrappolate fra le fibre del geotessile.

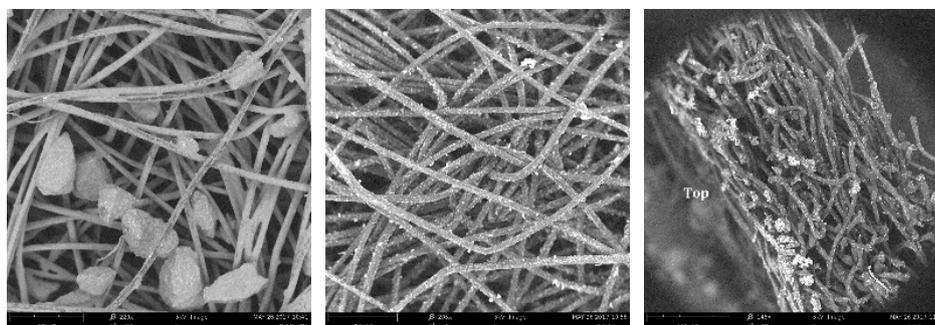


Figura 6.37 Microscopia elettronica a scansione su geotessile D/SB sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.5 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 1,1 A/WF sottile

La Figura 6.38 mostra chiaramente gli effetti dell'effetto Blinding e Clogging su un geotessile sottile a contatto con un terreno internamente instabile, quale è il terreno 1,1 A/WF.

Il geotessile, nella parte superiore, è quasi del tutto accecato dalle particelle di fine (che si osservano fino alla base sebbene con un effetto blinding completamente differente).

È chiaro anche l'effetto Clogging ben visibile nella sezione del geotessile.

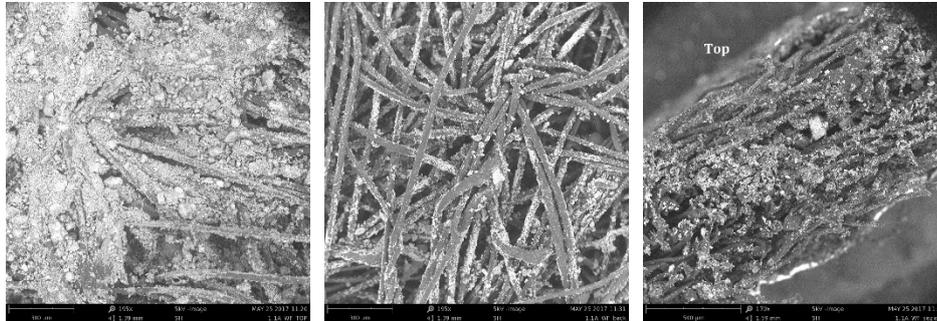


Figura 6.38 Microscopia elettronica a scansione su geotessile 1,1 A/WF sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.6 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 9/WF sottile

La Figura 6.39 mostra i chiari effetti di un effetto di Blinding e di Clogging su un geotessile vergine a contatto con un terreno internamente instabile.

Per quanto riguarda l'effetto di Blinding esso è caratterizzato dall'accumularsi sulla superficie del geotessile di uno strato di fine e di agglomerati di particelle che occludono quasi tutti i pori. In sezione si osserva che l'effetto clogging si spinge fino a oltre la metà dello spessore del geotessile.

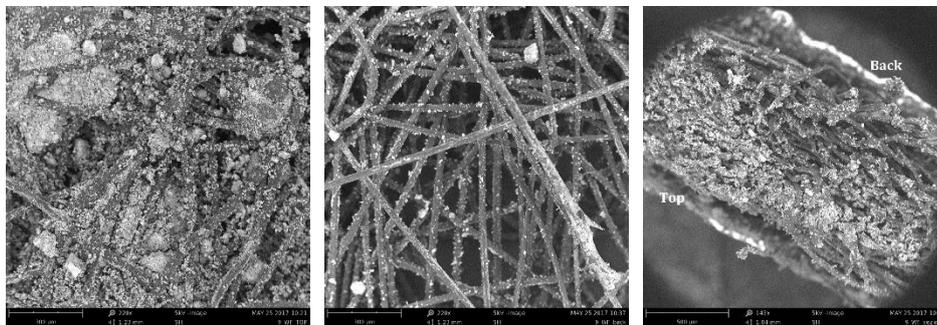


Figura 6.39 Microscopia elettronica a scansione su geotessile 9/WF sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.7 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile RD/WF sottile

Il geotessile a contatto con il terreno RD/WF è interessato, come mostrato in Figura 6.40 da effetto clogging e blinding.

Tali effetti sono ben visibili dal confronto fra la microscopia sulla parte del terreno a contatto con il terreno e quella non a contatto e dalla sezione.

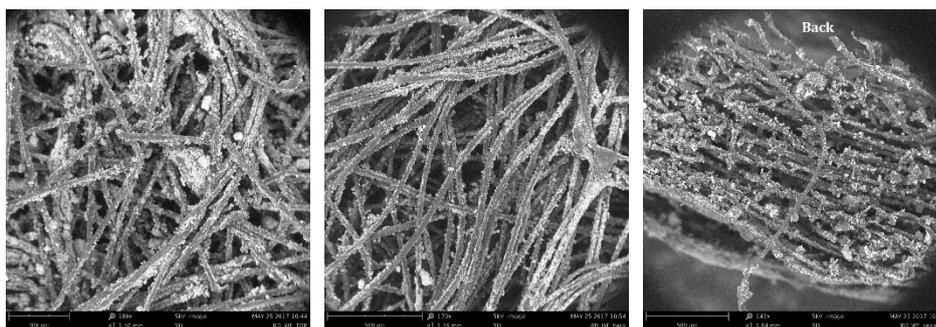


Figura 6.40 Microscopia elettronica a scansione su geotessile RD/WF sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.8 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 2R/WF sottile

Anche per quanto riguarda il geotessile 2R/WF gli effetti di Blinding e di Clogging (che si sviluppa fino a oltre la metà dello spessore del geotessile) sono ben mostrati in Figura 6.41.

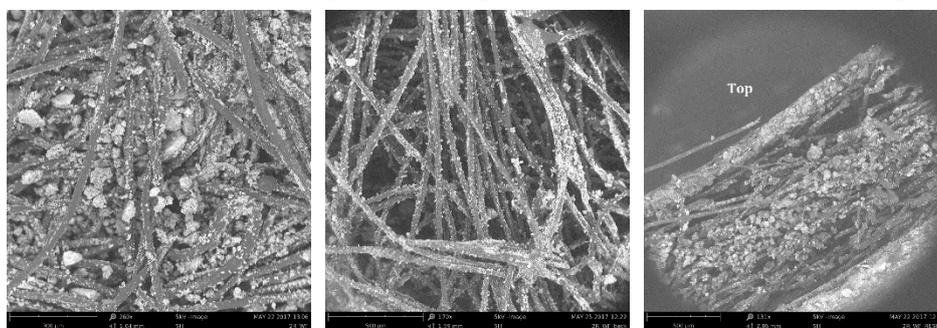


Figura 6.41 Microscopia elettronica a scansione su geotessile 2R/WF sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.9 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 3R/WF sottile

Per il geotessile 3R/WF è possibile visualizzare in Figura 6.42 gli effetti di Blinding e di Clogging dovuti all'interazione fra il geotessile con un terreno internamente instabile.

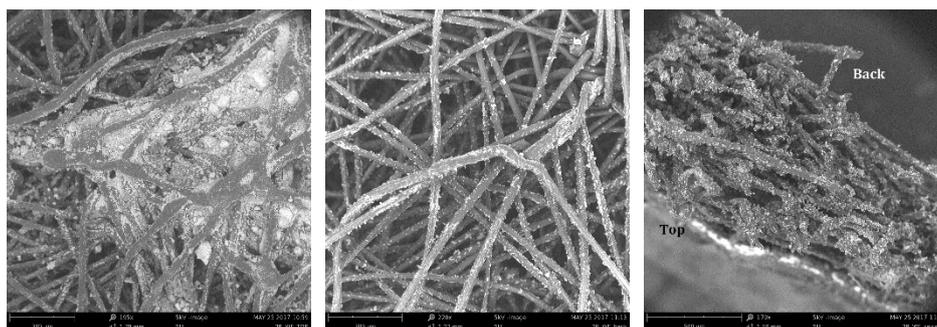


Figura 6.42 Microscopia elettronica a scansione su geotessile 3R/WF sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.10 Microscopia elettronica a scansione sul geotessile 4R/WF sottile

La Figura 6.43, relativa al geotessile 4R/WF, mostra chiari esempi di agglomerati di particelle di fine sulla superficie del geotessile a contatto con il terreno di base.

Nel back del geotessile si osserva come le particelle restino intrappolate fra le fibre.

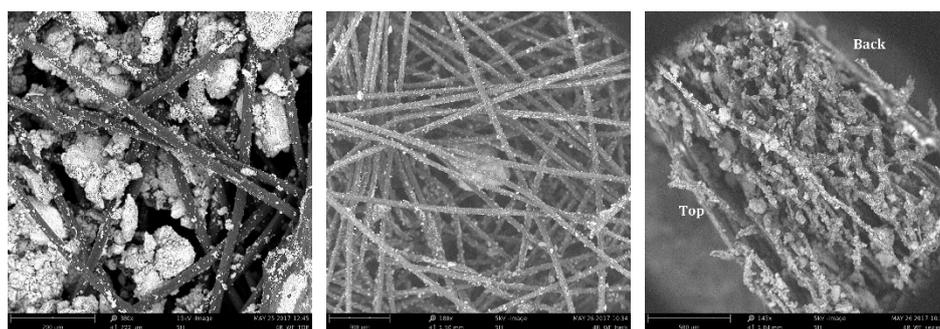


Figura 6.43 Microscopia elettronica a scansione su geotessile 4R/WF sottile (Top, Back, Sezione)

6.3.11 Caratterizzazione composizionale

Come per i geotessili vergini, si è analizzata, a fine prova, la distribuzione delle fasi chimiche componenti le fibre di geotessile, tracciandone i profili di concentrazione ed eseguendo analisi chimiche quantitative (Figura 4.39).

Tale analisi è stata, ancora una volta, condotta mediante software Elemental Mapping.

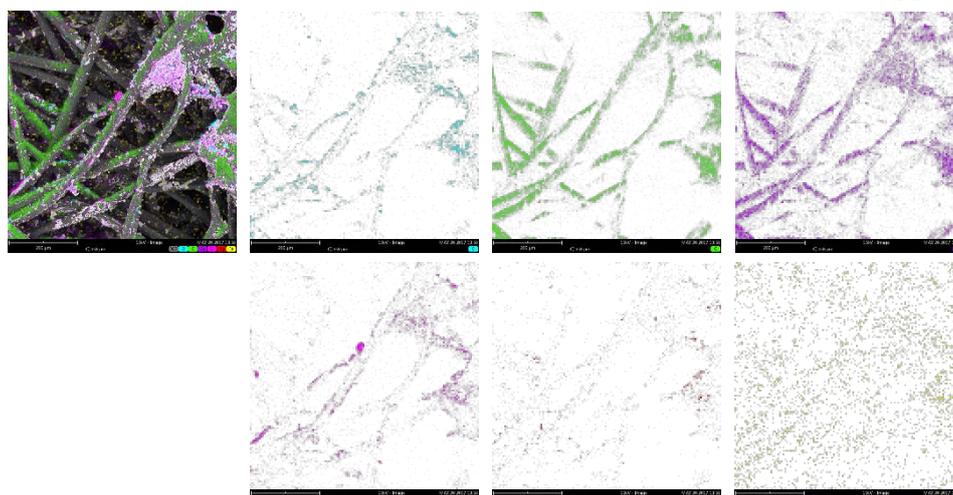


Figura 6.44 Spettroscopia EDX su geotessile spesso a fine prova; profili della concentrazione cumulata delle fasi chimiche componenti e, in ordine, profilo di concentrazione di Ossigeno, Carbonio, Calcio, Silicio, Magnesio e Ferro.

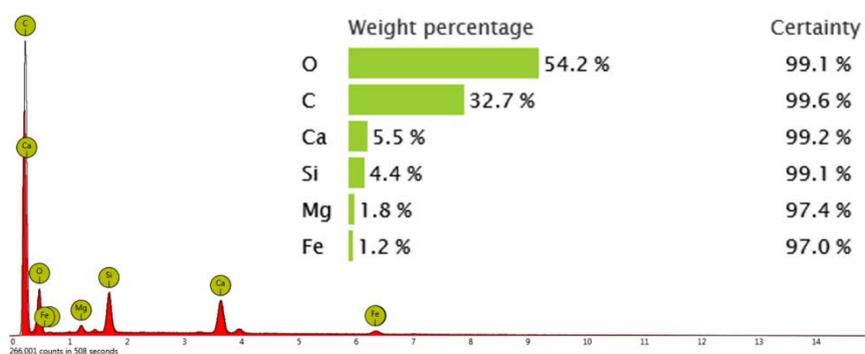


Figura 6.45 Spettroscopia EDX su geotessile spesso a fine prova; spettro e concentrazione atomica del di Ossigeno (54,2%), Carbonio (32,7%), Calcio (5,5%), Silicio (4,4%), Magnesio (1,8%) e Ferro (1,2%) componenti le fibre del geotessile.

Come mostrato in Figura 4.39 e in Figura 4.40, la Spettroscopia EDX su geotessile spesso a fine prova (a titolo di esempio si è preso quello relativo al terreno DS/KL) dimostra che le particelle di terreno vanno a intasare i pori del geotessile stesso e si depositano, quasi a rivestirle, sulle fibre di geotessile.

Se, infatti, si riscontrano nel geotessile vergine solo le concentrazioni di Carbonio e/o Ossigeno su un geotessile a fine prova si rilevano le concentrazioni atomiche di Ossigeno, Carbonio, Calcio, Silicio e, in basse concentrazioni, Magnesio e Ferro.

Tutti questi elementi si ritrovano nel terreno di base su cui è stata condotta l'analisi della stabilità interna mediante prove di filtrazione di lunga durata.

In particolare, come ben osservabile in Figura 4.39, non solo le fibre si rivestono di microscopiche particelle di terreno, ma si formano fra le fibre stesse dei veri e propri agglomerati.

In particolare, si osserva come il Carbonio sia ancora molto concentrato sulle fibre di geotessile mentre elementi quali il Magnesio e il Ferro siano presenti con una distribuzione piuttosto uniforme.

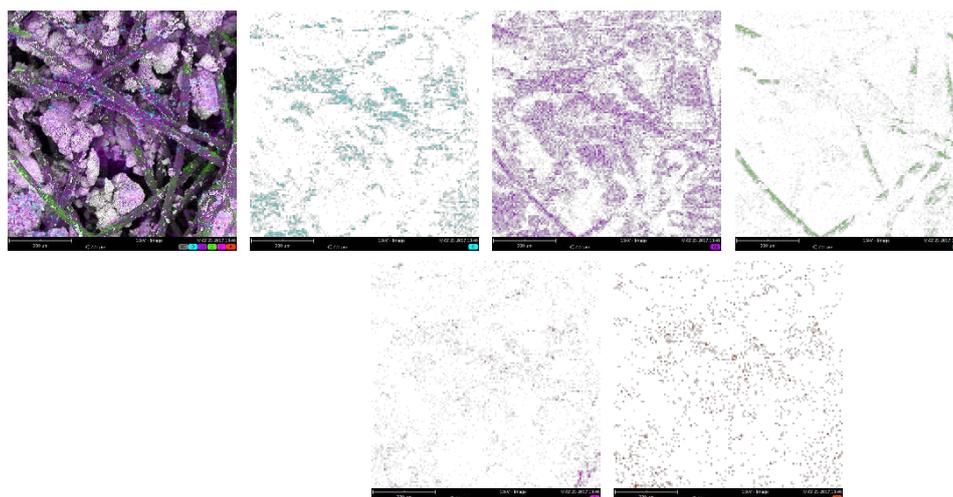


Figura 6.46 Spettroscopia EDX su geotessile sottile a fine prova; profili della concentrazione cumulata delle fasi chimiche componenti e, in ordine, profilo di concentrazione di Ossigeno, Calcio, Carbonio, Silicio e Alluminio.

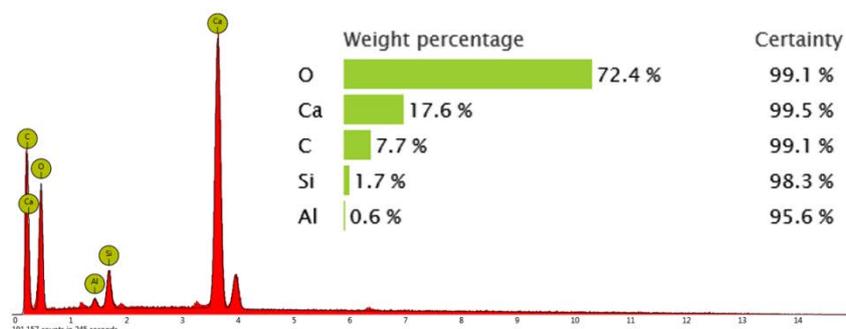


Figura 6.47 Spettroscopia EDX su geotessile sottile a fine prova; spettro e concentrazione atomica di Ossigeno (72,4%), Calcio (17,6%), Carbonio (7,7%), Silicio (1,7%) e Alluminio (0,6%) componenti le fibre del geotessile.

Agglomerati ancor più evidenti si riscontrano sul geotessile sottile a fine prova (Figura 6.46). In questo caso la spettroscopia EDX ha mostrato la presenza di Ossigeno, Calcio, Carbonio e, in basse concentrazioni, Silicio e Alluminio.

Tutti questi elementi si ritrovano nel terreno di base su cui è stata condotta l'analisi della stabilità interna mediante prove di filtrazione di lunga durata.

Anche in questo caso si osserva come il Carbonio abbia una distribuzione precisa e concentrata sulle fibre di geotessile mentre gli altri elementi sono presenti con una distribuzione piuttosto uniforme o comunque concentrata laddove siano presenti agglomerati di particelle.

7 Studio della stabilità interna mediante SimulFiltr

SimulFiltr è un nuovo metodo teorico atto a valutare la stabilità interna di un terreno granulare, validato mediante i risultati sperimentali di prove di filtrazione di lunga durata (Ielo, 2011).

Nel metodo, mediante un codice di calcolo scritto in Matlab, si simula il processo di filtrazione all'interno dei terreni.

A tal scopo, si considerano una serie di particelle sferiche e diverse densità relative del terreno; il movimento delle particelle fini attraverso i diversi strati di terreno è simulato per mezzo di un meccanismo che confronta ogni particella contenuta nell'*i*-esimo strato con le costrizioni contenute nello strato *i*+1 successivo.

I risultati delle simulazioni numeriche sono utili per valutare la stabilità interna del terreno analizzato e il corrispondente diametro critico di soffusione, D_c .

Lo studio della stabilità interna dei terreni mediante metodo SimulFiltr è stato condotto a seguito delle prove di filtrazione di lunga durata mediante le quali è stato possibile valutare la stabilità interna dei terreni stessi.

7.1 Fasi del metodo SimulFiltr

Si descrive, brevemente, il metodo teorico per la determinazione della stabilità interna.

Il metodo è suddiviso in due fasi:

1. Schematizzazione del terreno e applicazione del metodo di Silveira (1965-75);
2. Simulazione del processo di filtrazione.

Nella prima fase, la distribuzione granulometrica è divisa in due parti da un diametro, chiamato diametro di divisione; dalla granulometria del Terreno 1, costituito dalle particelle che s'ipotizza costituiscano lo scheletro solido, si ottiene la distribuzione delle costrizioni in numero con il metodo geometrico-probabilistico di Silveira.

Nella seconda fase, sempre per ogni diametro di divisione considerato, si simula il meccanismo di filtrazione delle particelle fini che costituiscono il Terreno 2 attraverso le costrizioni del Terreno 1.

7.1.1 Schematizzazione del terreno e applicazione del metodo di Silveira

Per identificare la potenziale stabilità interna di un terreno, si considera l'intera curva granulometrica in massa del terreno da analizzare e, per ogni diametro di divisione, a partire dal più piccolo per finire con il più grande, la si divide in due parti.

Per ogni diametro di divisione si creano due distribuzioni granulometriche e, in particolare:

- La prima parte della curva rappresenta le particelle più grandi che formano lo scheletro solido (terreno 1);

- La seconda parte rappresenta le particelle fini che costituiscono le particelle che potenzialmente sono libere di muoversi attraverso le costrizioni dello scheletro solido.

Tenendo conto della densità relativa intermedia e a partire dalla distribuzione delle dimensioni del terreno 1 attraverso il metodo geometrico probabilistico proposto da Silveira (1965), è possibile ottenere la distribuzione della dimensione delle costrizioni in percentuale numerica per la distribuzione granulometrica del terreno 1 per ogni diametro di divisione considerato.

Si osservi che il metodo originale prende in considerazione soltanto la densità relativa o dello stato denso o dello stato sciolto del terreno mentre SimulFiltr, come già accennato nel Capitolo 2, è stato sviluppato in modo da tener in considerazione la densità relativa intermedia introducendo la possibilità di cambiare gli angoli interni, α, β, γ e δ , che rappresentano gli angoli del quadrilatero ottenuto congiungendo i centri di quattro particelle assunte di forma sferica (Figura 2.6).

Ottenuta la distribuzione percentuale numerica della dimensione delle costrizioni e la distribuzione cumulata della distribuzione della dimensione delle particelle fini, si effettua la schematizzazione in strati come descritto nel Capitolo 2 mediante l'applicazione del metodo di Silveira.

Ogni strato di terreno è formato dall'alternarsi di costrizioni e di particelle fini.

Il terreno è rappresentato mediante una serie di strati ($m \times n$), paralleli fra loro, in cui ogni strato s è formato dalle costrizioni del terreno 1 e dal fine del terreno 2 in posizioni alternate. (Figura 2.4).

Considerando che lo scheletro solido è formato da particelle fisse in determinate posizioni le relative costrizioni si possono considerare in posizioni fisse.

La procedura di applicazione di SimulFiltr può essere descritta come segue:

- 1- Si disegna il grafico della distribuzione granulometrica in percentuale numerica cumulata del terreno;
- 2- Si disegna il grafico della distribuzione granulometrica in percentuale numerica cumulata delle costrizioni;
- 3- Si genera un numero casuale compreso fra 0 e 1 (utilizzando il generatore "Cristoforo Colombo" di Matlab- The MathWorks, Inc., Natick Massachusetts);
- 4- Si riporta il numero così trovato nell'asse verticale; è poi proiettato orizzontalmente sulla curva e, quindi, il punto è proiettato sull'asse delle x .
- 5- Il valore così trovato corrispondente all'asse delle x è preso come uno dei valori del diametro delle particelle del terreno o delle costrizioni che possono essere inclusi negli strati.

La dimensione del campione che simula il terreno dipende dalla forma e dall'estensione della distribuzione granulometrica iniziale.

Se la distribuzione granulometrica è estesa, la dimensione del campione deve essere più grande.

7.1.2 Simulazione del processo di filtrazione

In SimulFiltr il processo di filtrazione è simulato considerando il terreno granulare come una serie di particelle sferiche con differenti impaccamenti (corrispondenti a differenti densità relative).

Il terreno, schematizzato come una serie di particelle sferiche, può essere rappresentato per mezzo di una configurazione cubica delle particelle con una densità relativa sciolta, e il numero di costrizioni nel piano orizzontale contenente le sfere è pari a quattro. La configurazione con il numero di costrizioni, in un piano orizzontale contenente le sfere, è pari a sei nel caso di densità relativa densa.

Una serie di strati paralleli, contenenti particelle e costrizioni, collocati uno sopra l'altro a una certa distanza e in direzione del flusso idraulico, rappresentano il terreno.

Il movimento delle particelle fini attraverso i differenti strati di terreno è simulato attraverso il meccanismo che confronta ogni particella contenuto nell'*i*-esimo strato con le costrizioni contenute nello strato successivo (*i*+1). Se la dimensione della particella considerata è minore della dimensione delle costrizioni, la particella può muoversi nello strato successivo.

La procedura si ripete per tutti gli *n* strati che rappresentano il terreno, e si ottiene la distribuzione cumulata della granulometria del terreno passante;

Infine, si determina il diametro del terreno passante e il rapporto fra la massa passante e la massa media di ogni strato.

Per il diametro considerato, si compie una serie di possibili simulazioni (metodo di Monte Carlo) cambiando in maniera casuale in ogni strato le costrizioni e le dimensioni delle particelle fini. Questi valori, per la legge debole dei grandi numeri, convergono all'aumentare del numero di simulazioni a un unico valore preso come valore finale (Ielo, 2011)

Il risultato delle simulazioni numeriche permette la valutazione della stabilità interna dei terreni granulari analizzati.

In accordo con il metodo teorico utilizzato, un terreno granulare può essere considerato instabile se il rapporto fra le masse, $M_{f/s}$, definito come il rapporto fra la massa delle particelle filtrate e la massa media di ogni strato costituito dalle particelle fini del terreno, risulta essere $M_{f/s} \geq 0,6$.

SimulFiltr riporta il corrispondente diametro di soffusione, D_c , rappresentativo del terreno instabile considerato.

7.2 Valutazione della stabilità interna mediante SimulFiltr

Per utilizzare SimulFiltr occorre creare una cartella contenente:

- Un file Excel in cui inserire i dati d'input, in tal caso denominato "inputDati1";
- Un file Excel in cui SimulFiltr possa registrare i risultati, in tal caso denominato "risultatisimulfiltr";
- Il file .m "combinator" in cui vi sia il codice MonteCarlo richiamato da SimulFiltr;
- SimulFiltr (file di tipo .m).

Eventualmente, per agevolare la divisione della curva granulometrica così come richiesto in input da SimulFiltr, nella stessa cartella si possono inserire:

- Un file Excel contenente la granulometria del terreno, che altro non è che il file precedentemente denominato “inputDati1”;
- Un file .m di divisione granulometrica;
- Un file Excel con i risultati della divisione granulometrica eseguita dal file .m di divisione granulometrica, in tal caso “risultatiGranulometriadivisa1”;

Di tutti i file e della cartella contenente essi è necessario specificare il nome e la precisa Directory da inserire nei codici di calcolo in Matlab.

La scelta di suddivisione della curva granulometrica è studiata in funzione anche dei risultati ottenuti mediante i metodi semi empirici come spiegato, di seguito, in un esempio.

Nel file d’input occorre inserire:

- Nella prima colonna, a partire dalla cella A2, i diametri di divisione della curva granulometrica espressi in mm, dal più grande al più piccolo;
- Nella seconda colonna, a partire dalla cella B2, la % di passante in corrispondenza del diametro di divisione della curva granulometrica;
- Nella terza colonna, a partire dalla cella C2, il numero d’intervalli in cui si vuole suddividere la retta che congiunge i diametri $D_n \div D_{n+1}$.

Si osservi che in corrispondenza del diametro più piccolo il valore di suddivisione deve essere pari a 0.

Si consideri che tale colonna è utile per discretizzare al meglio la curva granulometrica nell’intervallo di diametri in cui ricade teoricamente secondo Kézdi, Sherard o Kenney&Lau il D_c .

Si otterrà nel foglio Excel risultatiGranulometriadivisa1 anche la colonna DeltaPmi(%) con valori espressi in % (es. 11,5; 50)... e la colonna Di (mm), colonna dei diametri in corrispondenza degli intervalli di discretizzazione della curva granulometrica.

Una volta ottenuti i risultati, la colonna 3 e la colonna 4 del Foglio1 del file “risultatiGranulometriadivisa1” devono essere copiate nel Foglio1 del file “inputDati1” eliminando i valori nulli.

7.3 Analisi dei risultati di SimulFiltr

Si osservi un esempio puntuale di utilizzo di SimulFiltr sul terreno Ds/KL.

Prima di iniziare qualsiasi simulazione occorre modificare il file in formato .xls “inputdati1”.

Esso contiene 4 colonne:

- Colonna “Di” in cui occorre inserire i diametri di divisione della curva granulometrica del terreno sottoposto a prove di filtrazione di lunga durata o di quello di cui si vuole valutare la stabilità mediante SimulFiltr; è consigliabile inserire, quando possibile, quali Di i diametri dei setacci della curva granulometrica;

- Colonna “Passante” che fa riferimento alla % di passante riferita al rispettivo “Di”, ovvero i passanti percentuali dai setacci;
- Colonna “DeltaPmi (%)” che corrisponde alle frequenze in massa (o volume) dei diametri delle particelle;
- Colonna “Di (mm)” che corrisponde al valore del diametro di divisione.

Il primo passo è quello di inserire i dati relativi alla curva granulometrica del terreno DS/KL nel Foglio1 del file “inputDati1” (D_i , in mm e Passante, valori da 0 a 1).

Poiché secondo i criteri di Kézdi (1969) e di Sherard (1979) si riscontra un $D_c \cong 6 \text{ mm}$, si decide di discretizzare in 5 intervalli l’intervallo [$D_n = 9,51 \text{ mm} \div D_n = 5,76 \text{ mm}$]; gli intervalli di discretizzazione vanno inseriti nella colonna C del Foglio1 come mostrato in Figura 7.1.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Di	Passante								
2	25,4	1	1							
3	19	0,9	1							
4	9,51	0,5	5							
5	4,76	0,1408	2							
6	2	0,065	1							
7	0,84	0,03	1							
8	0,42	0,015	1							
9	0,25	0	0							
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										

Figura 7.1 SimulFiltr, inserimento dei dati e discretizzazione nel file “inputDati1.xls”

Si salva, si chiude il file e si avvia il file MATLAB divisioneGranulometria1.m.

Il rispettivo foglio Excel, “risultatiGranulometriadivisa1” riporta nelle colonne 4 e 5 i valori del DeltaPmi (%) e Di (mm) (Figura 7.2).

	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Passante	DivInterv	DeltaPmi(%)	Di(mm)					
2		1	1	10	21,96815878				
3		0,9	1	40	13,44209805				
4		0,5	5	7,184	8,874076341				
5		0,1408	2	7,184	7,72695615				
6		0,065	1	7,184	6,728120094				
7		0,03	1	7,184	5,858400012				
8		0,015	1	7,184	5,101105541				
9		0	0	3,79	3,832328364				
10		0	0	3,79	2,484129515				
11		0	0	3,5	1,29614814				
12		0	0	1,5	0,593969696				
13		0	0	1,5	0,324037035				
14		0	0	0	0				
15		0	0	0	0				
16		0	0	0	0				
17		0	0	0	0				
18		0	0	0	0				
19		0	0	0	0				
20		0	0	0	0				
21		0	0	0	0				
22		0	0	0	0				

Figura 7.2 SimulFiltr, risultati ottenuti nel file “risultatiGranulometriadivisa1.xls”

Si riportano i valori delle colonne 4 e 5 nel foglio1 del file Excel “inputdati1”, rispettivamente nelle colonne 3 e 4 escludendo i valori nulli (Figura 7.3).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	Di	Passante	DeltaPmi(%)	Di(mm)						
2		25,4	1	1	10	21,9682				
3		19	0,9	1	40	13,4421				
4		9,51	0,5	5	7,184	8,87408				
5		4,76	0,1408	2	7,184	7,72696				
6		2	0,065	1	7,184	6,72812				
7		0,84	0,03	1	7,184	5,8584				
8		0,42	0,015	1	7,184	5,10111				
9		0,25	0	0	3,79	3,83233				
10					3,79	2,48413				
11					3,5	1,29615				
12					1,5	0,59397				
13					1,5	0,32404				
14										
15										
16										
17										
18										
19										

Figura 7.3 SimulFiltr, inserimento dei dati della discretizzazione nel file “inputDati1.xls”

Il terreno sarà discretizzato da SimulFiltr così come mostrato in Figura 7.4.

Si osserva che le linee verticali del grafico rappresentano i diametri D_i in cui la curva stessa è stata suddivisa e analizzata in SimulFiltr.

Per una miglior visualizzazione si riportano esclusivamente i diametri in cui è stato applicato il SimulFiltr, escludendo i diametri di suddivisione troppo grandi o troppo piccoli (quali, ad

esempio, il D1 e gli ultimi diametri di suddivisione) per i quali si è ritenuto inutile effettuare analisi di simulazione in SimulFiltr.

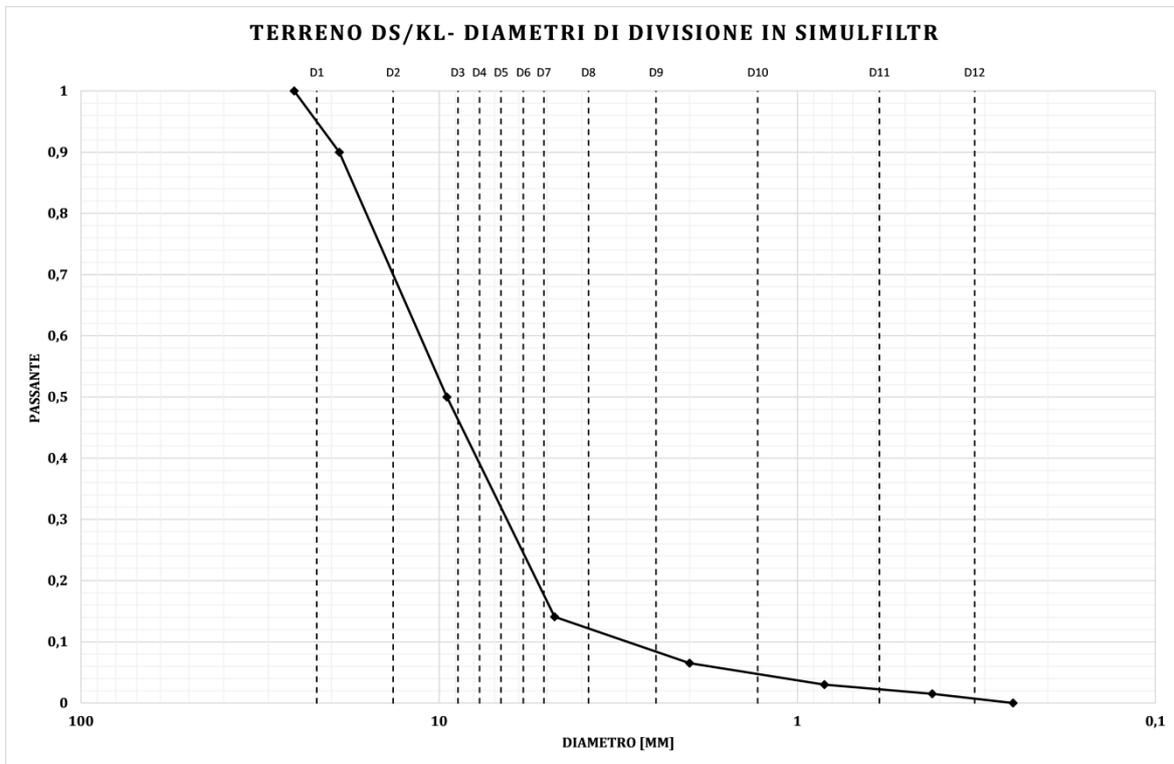


Figura 7.4 Discretizzazione del terreno DS/KL nei diametri D_i

Dopo aver salvato, si chiudono tutti i files e si avvia il programma SimulFiltr.m

Il primo parametro richiesto è il valore della porosità iniziale del terreno già sottoposto a prove di filtrazione di lunga durata. Tale parametro deve essere espresso in valore percentuale. A partire da tale parametro il programma SimulFiltr valuta l'indice di densità, IndDens, parametro che varia nel range di valori $[1 \div 11]$; a un IndDens=1 corrisponde una $n = 23\%$; a un IndDens=11 corrisponde una $n = 47\%$ che corrispondono, rispettivamente, allo stato più denso e allo stato più sciolto. Valori di porosità maggiori o minori sono riportati all'indice massimo o minimo, rispettivamente.

SimulFiltr chiede sia inserita anche la posizione del diametro di divisione della curva granulometrica; non è necessario inserire, durante le simulazioni, il primo e l'ultimo valore; inoltre, poiché nella prima riga del Foglio1 Excel vi è indicato il nome dei valori contenuti nelle colonne, inserire tali valori a partire dal valore 3.

È chiesto, quindi, di inserire il numero di righe, di colonne e di strati della matrice rappresentante il campione di terreno (tali valori devono essere pari e sufficientemente grandi; ad esempio sono stati scelti i valori di 50 righe, 50 colonne, 50 strati).

Infine SimulFiltr chiede sia inserito il numero delle simulazioni che si vogliono effettuare, ad esempio $100 \div 150$, (si consiglia un valore minimo di 40 e massimo tale per cui il tempo di simulazione non sia troppo oneroso ma comunque sufficiente perché si arrivi a una convergenza dei valori).

Infine si giunge alla convergenza dei valori della media del rapporto delle masse sullo strato finale come mostrato in Figura 7.5.

Tale valore deve essere corretto qualora in tal grafico vi siano degli outsiders.

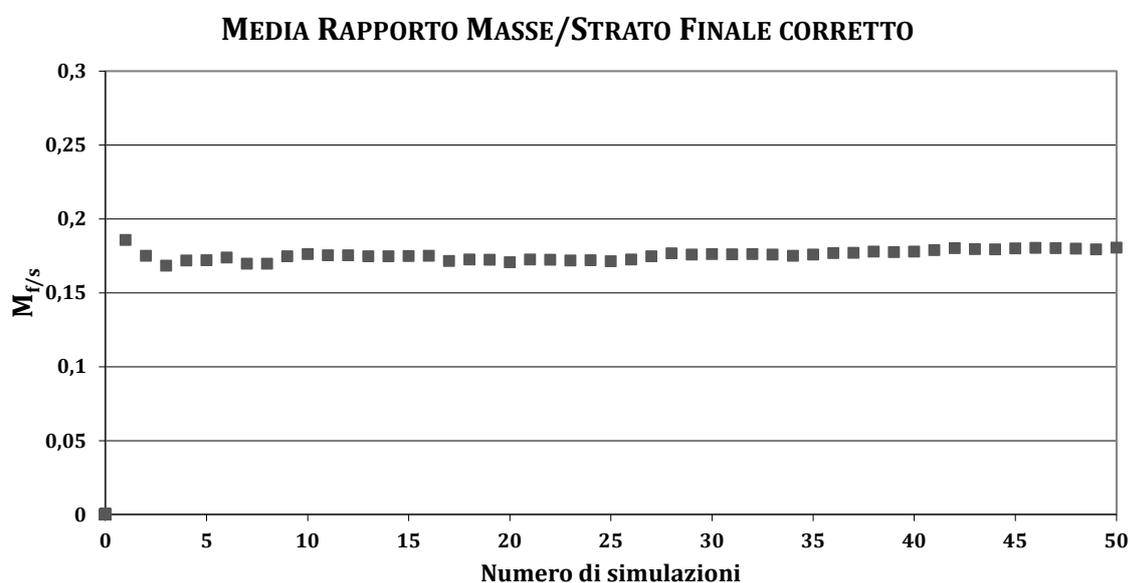


Figura 7.5 SimulFiltr- Esempio di risultato della Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$ per $D_i = D_3$

Nei paragrafi che seguono si riportano i risultati della simulazione dei terreni in SimulFiltr.

In particolare nelle tabelle sono riportati, per ogni terreno: la porosità e l'indice di densità, la denominazione e il valore dei diametri di divisione, le dimensioni della matrice e il numero di strati, il numero di simulazioni e, per ogni diametro di divisione, la media del rapporto Mf/s e $M_{f/s}$ corretto.

In particolare, quale porosità, per ogni terreno, è stata inserita la porosità reale iniziale come da prove di filtrazione di lunga durata. L'indice di densità stabilito è funzione della porosità iniziale.

7.3.1 Applicazione di SimulFiltr per il terreno D/SB

Si riportano i risultati relativi al terreno D/SB.

Tabella 7.1 Risultati della simulazione sul terreno D/SB in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: D/SB					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,38			7		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	6,73	-	-	-	-
D2	4,43	50 × 50 × 50	50	0,19	0,18
D3	3,83	50 × 50 × 50	50	0,20	0,20
D4	3,32	50 × 50 × 50	50	0,24	0,24
D5	2,87	50 × 50 × 50	50	0,31	0,31
D6	2,48	50 × 50 × 50	50	0,24	0,24
D7	2,15	50 × 50 × 50	50	0,27	0,27
D8	1,61	50 × 50 × 50	50	0,20	0,20

D9	1,04	50 × 50 × 50	50	0,19	0,19
D10	0,59	50 × 50 × 50	50	-	-
D11	0,32	50 × 50 × 50	50	-	-
D12	0,16	50 × 50 × 50	50	-	-

Come si osserva in Tabella 5.3, per il terreno D/SB non si verifica per nessun diametro di simulazione la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$. Pertanto il terreno risulta essere stabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.3.2 Applicazione di SimulFiltr per il terreno Ds/KL

Si riportano i risultati relativi al terreno Ds/KL

Tabella 7.2 Risultati della simulazione sul terreno Ds/KL in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: Ds/KL					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,36			6		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	21,968	-	-	-	-
D2	13,442	50 × 50 × 50	50	0,18	0,18
D3	8,874	50 × 50 × 50	50	0,19	0,19
D4	7,727	50 × 50 × 50	50	0,23	0,23
D5	6,728	50 × 50 × 50	50	0,28	0,28
D6	5,858	50 × 50 × 50	50	0,27	0,27
D7	5,101	50 × 50 × 50	50	0,33	0,33
D8	3,832	50 × 50 × 50	50	0,37	0,37
D9	2,484	50 × 50 × 50	50	0,38	0,38
D10	1,296	-	-	-	-
D11	0,594	-	-	-	-
D12	0,324	-	-	-	-

Dalla Tabella 7.2 si osserva che per il terreno DS/KL non si verifica per nessun diametro di simulazione la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$. Pertanto il terreno risulta essere stabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.3.3 Applicazione di SimulFiltr per il terreno 1,1 A/WF

Si riportano i risultati relativi al terreno 1,1 A/WF.

Tabella 7.3 Risultati della simulazione sul terreno 1,1 A/WF in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: 1,1 A/WF					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,19			1		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	21,968	-	-	-	-
D2	13,442	50 × 50 × 50	100	0,89	0,58
D3	8,977	50 × 50 × 50	100	1,06	0,58
D4	7,999	50 × 50 × 50	150	0,91	0,58
D5	7,128	50 × 50 × 50	150	0,92	0,58
D6	6,351	50 × 50 × 50	150	1,03	0,64

D7	5,659	50 × 50 × 50	150	1,01	0,60
D8	5,043	50 × 50 × 50	150	0,78	0,59
D9	3,832	50 × 50 × 50	100	1,01	0,60
D10	2,484	50 × 50 × 50	100	1,03	0,64
D11	1,296	50 × 50 × 50	100	0,93	0,67
D12	0,594	50 × 50 × 50	100	0,65	0,65
D13	0,324	50 × 50 × 50	100	0,52	0,52
D14	0,162	50 × 50 × 50	50	0,52	0,52
D15	0,088	50 × 50 × 50	50	0,63	0,63
D16	0,066	50 × 50 × 50	50	0,71	0,71
D17	0,036	50 × 50 × 50	50	0,11	0,11
D18	0,018	-	-	-	-
D19	0,005	-	-	-	-
D20	0,001	-	-	-	-

Come si osserva in Tabella 7.3, per il terreno 1,1 A/WF si verifica la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$ in corrispondenza di un Dc compreso nei ranges: $[6,35 \div 5,66]$; $[3,83 \div 0,59]$; $[0,09 \div 0,07]$ mm.

Ciò è in linea con quanto ottenuto attraverso i metodi semi empirici.

Infatti si ricordi che:

$$D_{c\text{ Kézdi}} = 6,2 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Sherard}} = 5,6 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Kenney\&Lau}} = 0,75 \text{ mm}$$

Per SimulFiltr il terreno risulta essere instabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.3.4 Applicazione di SimulFiltr per il terreno 9/WF

Si riportano i risultati relativi al terreno 9/WF.

Tabella 7.4 Risultati della simulazione sul terreno 9/WF in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: 9/WF					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,31			4		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	21,97	-	-	-	-
D2	13,44	50 × 50 × 50	50	0,83	0,58
D3	8,87	50 × 50 × 50	50	1,26	0,59
D4	7,73	50 × 50 × 50	50	0,91	0,55
D5	6,73	50 × 50 × 50	50	0,85	0,56
D6	5,86	50 × 50 × 50	50	0,83	0,56
D7	5,10	50 × 50 × 50	50	1,26	0,58
D8	3,83	50 × 50 × 50	50	0,83	0,60
D9	2,48	50 × 50 × 50	50	0,83	0,60
D10	0,92	50 × 50 × 50	50	0,82	0,58
D11	0,32	50 × 50 × 50	50	0,60	0,58
D12	0,16	50 × 50 × 50	50	0,64	0,63
D13	0,09	50 × 50 × 50	50	0,71	0,71
D14	0,07	50 × 50 × 50	50	0,96	0,96
D15	0,04	50 × 50 × 50	50	0,19	0,19
D16	0,02	-	-	-	-
D17	0,01	-	-	-	-
D18	0,00	-	-	-	-

Come si osserva in Tabella 7.4, per il terreno 9/WF si verifica la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$ in corrispondenza di un Dc compreso nei ranges: $[3,83 \div 2,48]$; $[0,16 \div 0,07]$ mm.

Ciò è in linea con quanto ottenuto attraverso i metodi semi empirici.

Infatti si ricordi che:

$$D_{c\text{ Kézdi}} = 5,5 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Sherard}} = 5,6 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Kenney\&Lau}} = 0,23 \text{ mm}$$

Per SimulFiltr il terreno risulta essere instabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.3.5 Applicazione di SimulFiltr per il terreno RD/WF

Si riportano i risultati relativi al terreno RD/WF.

Tabella 7.5 Risultati della simulazione sul terreno RD/WF in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: RD/WF					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,33			5		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	6,728	-	-	-	-
D2	4,271	50 × 50 × 50	50	0,54	0,45
D3	3,439	50 × 50 × 50	50	1,14	0,47
D4	2,769	50 × 50 × 50	50	0,78	0,30
D5	2,229	50 × 50 × 50	50	1,08	0,51
D6	1,610	50 × 50 × 50	50	0,37	0,24
D7	1,043	50 × 50 × 50	50	0,40	0,35
D8	0,594	50 × 50 × 50	50	0,50	0,36
D9	0,324	50 × 50 × 50	50	0,54	0,54
D10	0,162	50 × 50 × 50	50	0,64	0,64
D11	0,088	50 × 50 × 50	50	0,71	0,71
D12	0,066	50 × 50 × 50	50	0,44	0,44
D13	0,036	50 × 50 × 50	50	0,38	0,38
D14	0,018	50 × 50 × 50	50	0,35	0,35
D15	0,008	-	-	-	-
D16	0,003	-	-	-	-
D17	0,001	-	-	-	-

Si osserva in Tabella 7.5 che per il terreno RD/WF si verifica la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$ in corrispondenza di un Dc compreso nel range: $[0,162 \div 0,088]$ mm.

Ciò è in linea con quanto ottenuto attraverso i metodi semi empirici.

Infatti si ricordi che:

$$D_{c\text{ Kézdi}} = 1,05 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Sherard}} = 0,16 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Kenney\&Lau}} = 0,01 \text{ mm}$$

Per SimulFiltr il terreno risulta essere instabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.3.6 Applicazione di SimulFiltr per il terreno 2R/WF

Si riportano i risultati relativi al terreno 2R/WF.

Tabella 7.6 Risultati della simulazione sul terreno 2R/WF in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: 2R/WF					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,32			5		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	21,968	-	-	-	-
D2	13,442	50 × 50 × 50	50	0,83	0,59
D3	8,722	50 × 50 × 50	50	1,32	0,56
D4	7,336	50 × 50 × 50	50	1,01	0,54
D5	6,171	50 × 50 × 50	50	1,11	0,88
D6	5,190	50 × 50 × 50	50	0,83	0,61
D7	3,085	50 × 50 × 50	50	1,33	0,57
D8	1,296	50 × 50 × 50	50	0,64	0,55
D9	0,594	50 × 50 × 50	50	0,85	0,60
D10	0,324	50 × 50 × 50	50	0,66	0,64
D11	0,136	50 × 50 × 50	50	0,72	0,71
D12	0,066	50 × 50 × 50	50	0,56	0,56
D13	0,036	50 × 50 × 50	50	0,42	0,42
D14	0,018	50 × 50 × 50	50	0,22	0,22
D15	0,009	50 × 50 × 50	50	0,01	0,01
D16	0,005	-	-	-	-
D17	0,003	-	-	-	-
D18	0,001	-	-	-	-

Dai risultati riportati in Tabella 7.6 si osserva che per il terreno 2R/WF si verifica la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$ in corrispondenza di un D_c compreso nei ranges: [6,171 ÷ 5,190]; [0,594 ÷ 0,136]mm.

Ciò è in linea con quanto ottenuto attraverso i metodi semi empirici.

Infatti si ricordi che:

$$D_c \text{ Kézdi} = 6,1 \text{ mm}$$

$$D_c \text{ Sherard} = 5,9 \text{ mm}$$

$$D_c \text{ Kenney\&Lau} = 0,55 \text{ mm}$$

Per SimulFiltr il terreno risulta essere instabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.3.7 Applicazione di SimulFiltr per il terreno 3R/WF

Si riportano i risultati relativi al terreno 3R/WF.

Tabella 7.7 Risultati della simulazione sul terreno 3R/WF in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: 3R/WF					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,38			7		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	21,968	-	-	-	-

D2	18,283	50 × 50 × 50	50	0,77	0,59
D3	16,930	50 × 50 × 50	50	0,77	0,59
D4	15,677	50 × 50 × 50	50	1,07	0,56
D5	14,517	50 × 50 × 50	50	0,79	0,60
D6	13,442	50 × 50 × 50	50	1,01	0,65
D7	12,447	50 × 50 × 50	50	0,68	0,60
D8	11,526	50 × 50 × 50	50	1,51	0,58
D9	10,673	50 × 50 × 50	50	0,96	0,64
D10	9,883	50 × 50 × 50	50	0,91	0,58
D11	6,728	50 × 50 × 50	50	1,76	0,47
D12	3,085	50 × 50 × 50	50	0,77	0,60
D13	1,296	50 × 50 × 50	50	1,08	0,61
D14	0,594	50 × 50 × 50	50	0,78	0,78
D15	0,324	50 × 50 × 50	50	0,63	0,61
D16	0,162	50 × 50 × 50	50	0,66	0,65
D17	0,088	50 × 50 × 50	50	0,73	0,73
D18	0,066	50 × 50 × 50	20	0,87	0,87
D19	0,042	50 × 50 × 50	20	0,58	0,58
D20	0,026	50 × 50 × 50	20	0,59	0,59
D21	0,018	50 × 50 × 50	20	0,23	0,23
D22	0,009	50 × 50 × 50	20	0,03	0,03
D23	0,004	-	-	-	-
D24	0,002	-	-	-	-
D25	0,001	-	-	-	-

Si osserva (Tabella 7.7) che per il terreno 3R/WF si verifica la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$ in corrispondenza di un Dc compreso nei ranges: [14,517 ÷ 12,447]; [10,673]; [3,085 ÷ 0,066] mm. Ciò è in linea con quanto ottenuto attraverso i metodi semi empirici.

Infatti si ricordi che:

$$D_c \text{ Kézdi} = 15,5 \text{ mm}$$

$$D_c \text{ Sherard} = 12,5 \text{ mm}$$

$$D_c \text{ Kenney\&Lau} = 0,012 \text{ mm}$$

Per SimulFiltr il terreno risulta essere instabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.3.8 Applicazione di SimulFiltr per il terreno 4R/WF

Si riportano i risultati relativi al terreno 4R/WF.

Tabella 7.8 Risultati della simulazione sul terreno 4R/WF in SimulFiltr per ogni diametro di divisione

Denominazione del terreno: 4R/WF					
Porosità iniziale della prova di filtrazione			Indice di densità		
0,32			5		
Denominazione diametro di divisione	Valore del diametro di divisione [mm]	Dimensioni matrice e numero di strati	Numero di simulazioni	Media Rapporto Masse/Strato Finale $M_{f/s}$	Media Rapporto Masse/Strato Finale corretto $M_{f/s}$
D1	21,968	-	-	-	-
D2	13,442	50 × 50 × 50	50	0,61	0,36
D3	9,151	50 × 50 × 50	50	0,96	0,43
D4	8,474	50 × 50 × 50	50	0,61	0,36
D5	7,847	50 × 50 × 50	50	0,96	0,44
D6	7,266	50 × 50 × 50	50	0,52	0,38
D7	6,728	50 × 50 × 50	50	0,88	0,40
D8	6,230	50 × 50 × 50	50	0,31	0,31
D9	5,769	50 × 50 × 50	50	0,35	0,35
D10	5,342	50 × 50 × 50	50	1,39	0,41
D11	4,947	50 × 50 × 50	50	0,61	0,36

D12	3,832	50 × 50 × 50	50	0,61	0,36
D13	2,484	50 × 50 × 50	50	0,96	0,44
D14	1,296	50 × 50 × 50	50	0,64	0,40
D15	0,594	50 × 50 × 50	50	0,48	0,48
D16	0,324	50 × 50 × 50	50	0,64	0,64
D17	0,162	50 × 50 × 50	50	0,99	0,99
D18	0,088	-	-	-	-
D19	0,012	-	-	-	-
D20	0,001	-	-	-	-

Come si osserva in Tabella 7.8 per il terreno 4R/WF si verifica la disuguaglianza $M_{f/s} \geq 0,6$ in corrispondenza di un Dc compreso nel ranges di $[0,324 \div 0,162]$ mm. Ciò è in linea con quanto ottenuto attraverso i metodi semi empirici. Infatti si ricordi che:

$$D_{c\text{ Kézdi}} = 4,05 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Sherard}} = 3,8 \text{ mm}$$

$$D_{c\text{ Kenney\&Lau}} = 0,76 \text{ mm}$$

Per SimulFiltr il terreno risulta essere instabile così come già osservato mediante le prove sperimentali.

7.4 Risultati delle simulazioni in SimulFiltr

La Tabella 7.9 riporta i risultati delle analisi di stabilità condotta mediante metodo SimulFiltr.

Tabella 7.9 Risultati dell'analisi di stabilità condotta mediante il metodo SimulFiltr

Terreno	SimulFiltr
DS/KL	Stabile
D/SB	Stabile
1,1 A/WF	Instabile
9/WF	Instabile
RD/WF	Instabile
2R/WF	Instabile
3R/WF	Instabile
4R/WF	Instabile

Eccetto i terreni DS/KL e D/SB che risultano internamente stabili, gli altri terreni (1,1 A/WF, 9/WF, RD/WF, 2R/WF, 3R/WF, 4R/WF) risultano, secondo SimulFiltr, internamente instabili presentando valori di $M_{f/s} \geq 0,6$.

8 Confronto fra i risultati ottenuti circa la stabilità interna

La stabilità interna dei terreni Ds/KL, D/SB, 1,1 A/WF, 9/WF, RD/WF, 2R/WF, 3R/WF, 4R/WF è stata valutata mediante:

- Metodi semi-empirici:
 - di Kézdi;
 - il metodo di Sherard;
 - il metodo di Kenney & Lau;
 - Butterfly Wings Chart
- Metodo teorico:
 - SimulFiltr.

Ed è stata verificata mediante metodo empirico attraverso prove di filtrazione di lunga durata.

La verifica sperimentale per valutare la stabilità interna di un terreno granulare, necessaria soprattutto nel caso in cui i differenti metodi di analisi forniscono risultati contrastanti, è il risultato delle prove di filtrazione di lunga durata basate sull'analisi dei gradienti locali all'interfaccia e nel terreno.

Essa ha permesso di confermare la bontà del metodo teorico di SimulFiltr e la maggiore esattezza del metodo semi empirico di Kenney e Lau rispetto agli altri criteri semi empirici.

I risultati dell'analisi di stabilità condotta attraverso i tre criteri semi empirici prima detti sono riportati in Tabella 8.1.

Tabella 8.1 Risultati dell'analisi di stabilità condotta mediante criteri semi empirici.

Terreno	Criterio di Kézdi	Criterio di Sherard	Criterio di Kenney e Lau
DS/KL	Instabile	Instabile	Stabile
D/SB	Instabile	Instabile	Stabile
1,1 A/WF	Instabile	Instabile	Instabile
9/WF	Instabile	Instabile	Instabile
RD/WF	Instabile	Instabile	Instabile
2R/WF	Instabile	Instabile	Instabile
3R/WF	Instabile	Instabile	Instabile
4R/WF	Instabile	Instabile	Instabile

In Tabella 8.2 si riportano, invece, per ogni terreno, i risultati dell'analisi di stabilità condotta mediante il metodo teorico SimulFiltr, sperimentale, nonché la zona in cui tale terreno ricade secondo il Butterfly Wings Chart.

Le differenze ottenute fra i diversi metodi e i risultati sperimentali di cui nel seguito, sono dovute al fatto che i criteri semi-empirici, teorici e grafici hanno il limite di non poter tener conto delle reali condizioni al contorno e dell'applicazione dei gradienti idraulici.

I terreni D_s/K_L e D/SB sono stabili sia a contatto con geotessile sottile, sia a contatto con geotessile spesso.

Tabella 8.2 Denominazione del terreno, zona in cui esso ricade nel Butterfly Wings Chart e risultati dell'analisi di stabilità condotta mediante il metodo SimulFiltr e sperimentale.

Terreno	Prove di filtrazione di lunga durata	Geotessile	SimulFiltr	Butterfly Wings Chart
DS/KL	Stabile	Sottile/Spesso	Stabile	Zona A
D/SB	Stabile	Sottile/Spesso	Stabile	Zona A
1,1 A/WF	Instabile	Spesso	Instabile	Unstable
9/WF	Instabile	Spesso	Instabile	Unstable
RD/WF	Instabile	Spesso	Instabile	Unstable
2R/WF	Instabile	Spesso	Instabile	Unstable
3R/WF	Instabile	Spesso	Instabile	Zona B
4R/WF	Instabile	Spesso	Instabile	Confine

Alla luce di questi risultati e dal confronto dei risultati riportati in Tabella 8.1 e Tabella 8.2 si osserva che:

- Sebbene vi sia un buon accordo fra i metodi semi-empirici e i risultati sperimentali e i metodi semi-empirici stessi, solo per i terreni D_s/K_L e D/SB i criteri semi empirici offrono risultati differenti: questi due terreni risultano essere stabili solo secondo il criterio di Kenney & Lau, instabili secondo Kézdi e Sherard mentre tutti gli altri risultano instabili secondo tutti e tre i criteri;
- Visto il confronto fra i risultati sperimentali, secondo i quali i terreni D_s/K_L e D/SB sono internamente stabili e i terreni 1,1 A/WF, 9/WF, RD/WF, 2R/WF, 3R/WF, 4R/WF sono internamente instabili, si può affermare che fra i criteri semi-empirici il criterio di Kenney & Lau è quello più affidabile;
- I risultati ottenuti con SimulFiltr rispecchiano i risultati sperimentali; questi ultimi confermano, ancora una volta, l'affidabilità del metodo SimulFiltr, valido anche nel caso di terreni a granulometria estesa;
- I risultati delle simulazioni con SimulFiltr sono in perfetto accordo sia con i risultati ottenuti dalle prove di filtrazione di lunga durata, sia con il metodo semi-empirico di Kenney & Lau;
- Per quanto riguarda SimulFiltr, si conferma che il metodo teorico proposto può rappresentare un metodo rigoroso per la valutazione della stabilità interna dei terreni granulari, anche a granulometria estesa, in quanto i risultati ottenuti con esso ben si adattano a quelli ottenuti sperimentalmente. Esso è sicuramente più rigoroso dei comuni metodi semi-empirici. La validità del metodo si "impresiosisce" del fatto che grazie a SimulFiltr è possibile modificare la densità con la quale le particelle sono ipoteticamente disposte.

Pertanto è possibile affermare, visti i risultati condotti in tale tesi e nei lavori precedenti (Ielo, 2011), che eseguire analisi in SimulFiltr o mediante metodo di Kenney e Lau comporta ottenere risultati in termini di stabilità verosimilmente corretti.

Ciò non esclude la necessità di eseguire la verifica sperimentale, ma facilita le ricerche in quanto un terreno che risulti già instabile secondo metodo di Kenney e Lau o mediante simulazioni in SimulFiltr (in cui si sceglie di far variare l'indice di densità di modo che si valutino diversi presumibili stati di addensamento), sarà da escludersi per la progettazione di transizioni filtranti in quanto, probabilmente, lo sarà anche sperimentalmente mentre terreni stabili secondo tali metodi potrebbero esserlo nella realtà e solo questi ultimi saranno studiati sperimentalmente, escludendo quelli instabili.

Una nota importante e doverosa è, infatti, ribadire che, anche se a oggi si è molto ligi alle regole di progettazione delle transizioni filtranti con particolare attenzione alla stabilità interna del terreno di base, argomento discusso in questa tesi, anche se un filtro è ben progettato, anche se la stabilità interna e l'interazione terreno di base-filtro sono state ampiamente valutate, è sempre possibile che una struttura collassi.

Altri fattori importanti e non sempre prevedibili neppure con le prove di laboratorio sono le reali condizioni al contorno e, non per ultimo dal modo e dalla cura di realizzazione delle opere stesse.

Un altro fattore importante è rappresentato dall'effettiva ritenzione, che a sua volta dipende anche dalla dimensione delle particelle fini che sono trascinate dal flusso idraulico (Indraratna B. et al., 1991) e che non è possibile prevedere e che potrebbe realmente manifestarsi in sito.

Molti autori (fra cui Vaughan e Soares (1992)) hanno in precedenza discusso tale problema raccomandando un metodo di progettazione indiretto basato sulla valutazione delle particelle più piccole che potrebbero giungere alle transizioni filtranti (Goldsworthy, M.H. 1990).

Proprio per via del gran numero di fattori che potrebbero portare al collasso delle strutture stesse o che potrebbero comprometterne il funzionamento, sebbene siano state seguite le opportune regole di progettazione, si ribadisce che l'impiego di terreni granulari internamente instabili è fortemente sconsigliato per la realizzazione delle transizioni filtranti e che comunque l'eventuale progetto di tali sistemi filtranti dovrebbero tenere in conto della perdita di una quantità di materiale fine o del suo accumularsi all'interfaccia in funzione delle dimensioni dei pori del filtro stesso che devono rispettare i criteri di permeabilità e di ritenzione.

Grazie ai risultati ottenuti con il presente lavoro è stato, inoltre, possibile, confermare la validità del metodo del Butterfly Wings Chart e offrire un ulteriore contributo per la definizione delle zone A e B dello stesso sebbene si ritiene siano necessari ulteriori approfondimenti soprattutto per quanto riguarda le zone a confine con le pendenze limite.

Si è, pertanto, definita la reale stabilità dei terreni studiati all'interno del Butterfly Wings Chart, già descritto nel Capitolo 2.

Si ricordi che la “slope limit Kenney and Lau” e la “Slope limit Sherard” sono le pendenze limite che permettono di identificare, secondo i rispettivi metodi, la zona in cui i terreni sono univocamente definiti instabili e la zona in cui, invece, sono univocamente definiti stabili.

La zona “Stable” e “Unstable” sono le uniche in cui la stabilità è univocamente definita da entrambe le pendenze limite, mentre la zona A e la zona B del grafico Butterfly Wings rappresentano le aree in cui non si hanno risultati sono univoci in termini di stabilità.

I terreni la cui stabilità è stata verificata empiricamente mediante prove di filtrazione di lunga durata, alla luce dei risultati ottenuti, ricadono all’interno del Butterfly Wings come mostrato in Figura 8.1.

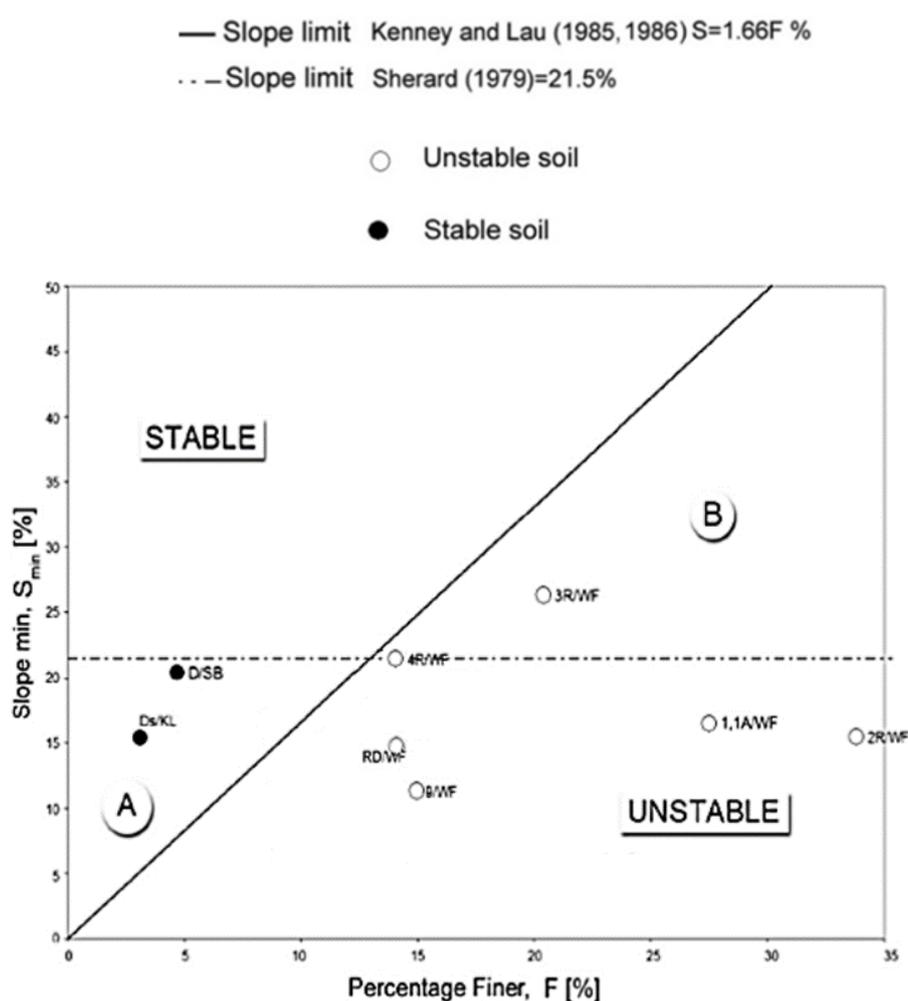


Figura 8.1 Definizione della stabilità dei terreni studiati all’interno del “Butterfly Wings Chart”

Si osserva che, dei terreni studiati:

- Nella zona A ricadono terreni stabili, quali il Ds/KL e il D/SB;
- Nella zona B ricade il terreno 3R/WF, instabile;
- Nella zona “Unstable” ricadono terreni instabili quali il 9/WF, 2R/WF, RD/WF, 1,1 A/WF;

- Il terreno al confine fra la zona B e la zona “Unstable” è instabile.

Si riporta, inoltre, in Figura 8.2, la rielaborazione del Butterfly Wings Chart di Figura 2.12.

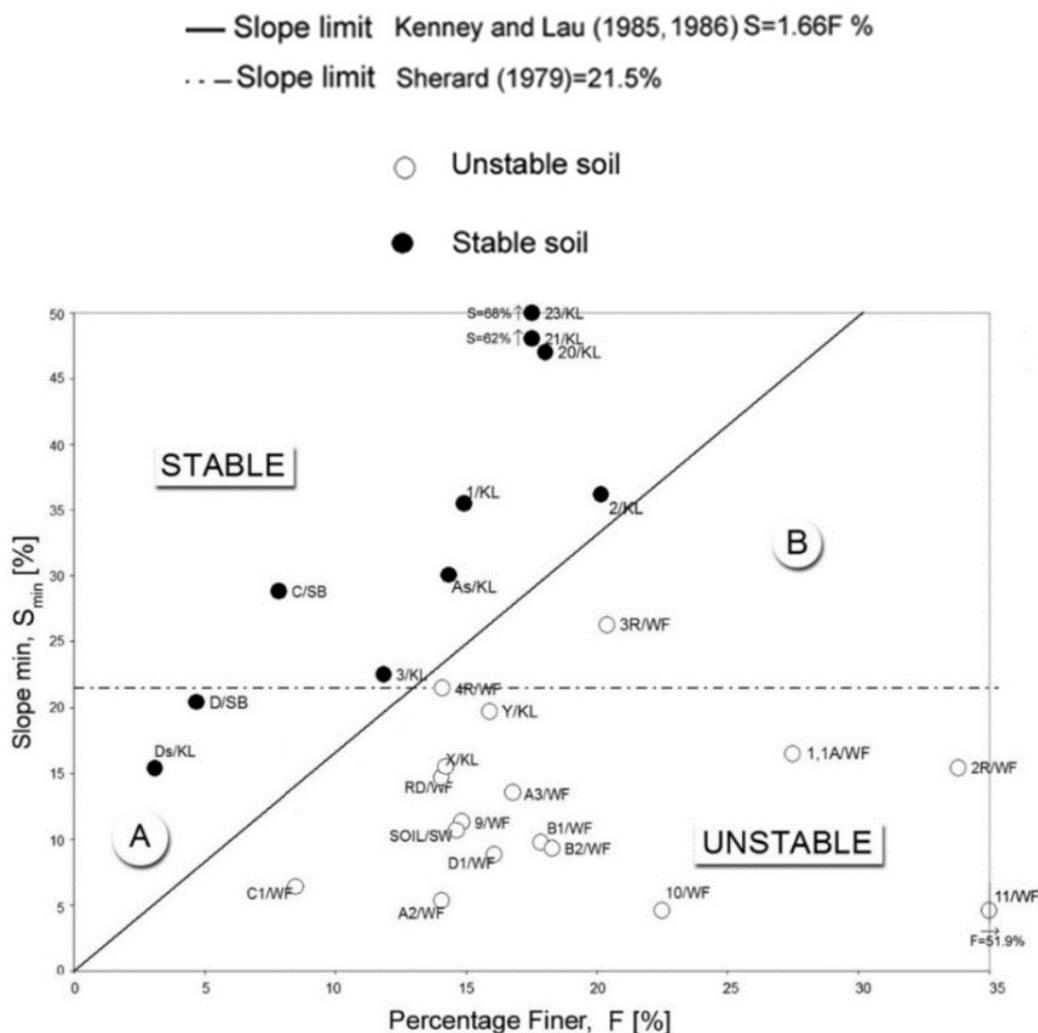


Figura 8.2 Rielaborazione del “Butterfly Wings Chart” alla luce dei risultati sperimentali

Dalla rielaborazione del Butterfly Wings Chart alla luce dei risultati sperimentali, si osserva che:

- Nella zona incerta A ricadono terreni che durante la sperimentazione sviluppata in questa tesi sono risultati stabili;
- Nella zona incerta B ricadono terreni che durante la sperimentazione sviluppata in questa tesi sono risultati instabili;
- Nella zona “Stable” ricadono, come atteso, solo terreni stabili;
- Nella zona “Unstable” ricadono soltanto terreni instabili. In particolare, è stato evidenziato, con la sperimentazione sviluppata in questa tesi che, sebbene i terreni 1,1 A/WF, 9/WF, RD/WF, 2R/WF, 3R/WF, 4R/WF fossero stati considerati secondo alcuni autori internamente stabili (come mostrato in Figura 2.12) sono, di contro,

instabili (come mostrato in Figura 8.2), confermando così che nell'area investigata ricadono soltanto terreni instabili

Secondo tale nuova configurazione si potrebbe precipitosamente asserire che la configurazione dello stesso potrebbe modificarsi, essendo la pendenza limite di Kenney and Lau la pendenza discriminante, eliminando la pendenza limite di Sherard.

Tuttavia si sottolinea l'importanza di studiare con ulteriori dati sperimentali le zone A e B del Butterfly Wings Chart che risultano ancora essere le zone più povere in termini di dati.

Ulteriori risultati potrebbero far mutare, ancora, la configurazione del grafico stesso, ad esempio con l'introduzione di una zona di transizione in cui la stabilità dei terreni non è univoca, ovvero potrebbero confermare che la pendenza limite di Kenney and Lau sia l'unica pendenza discriminante e quindi far risultare inutile la presenza delle zone A e B che diventerebbero, rispettivamente, parte della zona "Stable" e "Unstable".

Certamente, allo stato attuale, esso rappresenta, insieme al metodo di Kenney and Lau e SimulFiltr, un ottimo metodo per avere una prima indicazione della possibile instabilità dei terreni di base.

Conclusioni

L'uso delle transizioni filtranti trova larga diffusione in importanti opere dell'ingegneria civile e ambientale.

I parametri che influenzano il comportamento filtrante, siano le transizioni filtranti realizzate mediante materiali tradizionali, siano esse realizzate mediante l'impiego di geotessili, sono molteplici, cosicché la progettazione delle transizioni filtranti, è molto articolata.

Fra i parametri necessari per la corretta ed efficace progettazione, la stabilità interna del terreno di base, in quanto responsabile dell'interazione terreno di base-filtro, riveste particolare importanza. Infatti la progettazione delle transizioni filtranti diventa un processo ancor più complicato e delicato nel caso di terreni di base granulari internamente instabili, per i quali recenti studi teorici e sperimentali hanno evidenziato quanto i criteri attuali di dimensionamento non siano sempre affidabili.

Questa ricerca ha riguardato lo studio teorico e sperimentale della stabilità interna dei terreni granulari ai fini di una corretta progettazione.

Dopo un breve inquadramento della ricerca sulla progettazione delle transizioni filtranti, è stato approfondito lo studio dei metodi a oggi disponibili in letteratura per la valutazione della stabilità interna dei terreni granulari.

Sono stati scelti otto terreni, denominati 1,1 A/WF, 2R/WF, 9/WF, RD/WF, D_s/KL, D/SB, 4R/WF, 3R/WF; dei quali è stata valutata la stabilità interna mediante metodi semi-empirici di Kézdi (1969), di Sherard (1979), di Kenney & Lau (1985) e mediante il metodo grafico del Butterfly Wings Chart (2015).

La stabilità reale degli stessi è stata provata sperimentalmente mediante prove di filtrazione di lunga durata.

I risultati ottenuti dall'analisi sperimentale hanno permesso di valutare la validità del recente metodo teorico SimulFiltr anche nel caso di terreni granulari a granulometria estesa, per mezzo del quale sono state eseguite diverse simulazioni date le curve granulometriche e la densità relativa dei terreni oggetto di studio, e di definire meglio le zone a diversa stabilità che definiscono i terreni nel metodo grafico Butterfly Wings.

Per quanto riguarda l'analisi dei geotessili a fine prova, la caratterizzazione morfologica e compositiva condotta mediante microscopia elettronica a scansione e l'analisi porometrica condotta mediante Capillary Flow Porometer Test hanno evidenziato le differenze in termini di porometria e d'intasamento e/o accecamento del filtro fra geotessili a contatto con terreni di base internamente stabili e quelli a contatto con terreni di base internamente instabili.

I risultati ottenuti in questa ricerca hanno permesso di osservare che fra i criteri semi-empirici disponibili il criterio di Kenney & Lau è il più affidabile in quanto per ogni terreno i risultati della valutazione della stabilità interna ottenuti mediante applicazione di tale criterio

rispecchiavano i risultati sperimentali a differenza dei criteri di Sherard e di Kézdi che, nonostante un ottimo accordo fra essi, non rispecchiavano, in tutti i casi, le reali condizioni di stabilità.

È stato possibile, inoltre, confermare anche nel caso di terreni a granulometria estesa il metodo SimulFiltr risulta affidabile e può rappresentare un metodo teorico rigoroso per la valutazione della stabilità interna dei terreni.

Infine, grazie ai risultati ottenuti con il presente lavoro, è stato possibile offrire un ulteriore contributo per la definizione delle zone a stabilità incerta (A e B) del Butterfly Wings Chart confermando la validità del metodo stesso.

Si può concludere che, allo stato attuale, il Butterfly Wings Chart rappresenta, insieme al metodo di Kenney and Lau e al metodo teorico SimulFiltr, un ottimo metodo per avere un'indicazione della possibile instabilità dei terreni di base.

Ciò non esclude la necessità di eseguire la verifica sperimentale, ma facilita le ricerche: un terreno che risulti già instabile secondo il metodo di Kenney & Lau o mediante le simulazioni con SimulFiltr sarà da escludersi per la progettazione di transizioni filtranti in quanto, probabilmente, lo sarà anche sperimentalmente.

In ogni caso, l'impiego di terreni granulari a granulometria estesa internamente instabili è fortemente sconsigliato per la realizzazione delle transizioni filtranti.

Una nota importante e doverosa è ribadire l'importanza dello studio della stabilità interna nella progettazione delle transizioni filtranti, aspetto molto spesso trascurato ma fondamentale per evitare il collasso della struttura. Infatti, altri fattori importanti e non sempre prevedibili nemmeno mediante prove di laboratorio sono le reali condizioni al contorno e, non per ultimi il modo e la cura di realizzazione delle opere stesse.

Circa gli sviluppi futuri della ricerca si sottolinea l'importanza di studiare con ulteriori dati sperimentali le zone A e B del Butterfly Wings Chart che risultano essere ancora le zone più povere in termini di dati e l'importanza di ulteriori valutazioni della stabilità interna mediante metodo di Kenney & Lau e simulazioni mediante SimulFiltr accompagnate da verifiche sperimentale.

Bibliografia

ASTM D 4404 – 84 (Reapproved 1998). *Standard Test Method for Determination of Pore Volume and Pore Volume Distribution of Soil and Rock by Mercury Intrusion Porosimetry*. ASTM International, Philadelphia, USA.

ASTM D 4491 (1999). *Standard Test Method for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity*. ASTM International, Philadelphia, USA.

ASTM D 4751 - 93 (Reapproved 2003). *Standard Test Method for Permittivity of Geotextiles Under Load*. ASTM International, Philadelphia, USA.

ASTM D 4751 (1999). *Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile*. ASTM International, Philadelphia, USA.

ASTM D 6767 (2002). *Standard Test Method for Pore Size Characteristics of Geotextiles by Capillary Flow Test*. ASTM International, Philadelphia, USA.

C.N.R. 1987. *Norme sui geotessili*. C.N.R. Bollettino Ufficiale (Norme tecniche) Anno XXVI n°145.

Cambiaghi A., Rimoldi P., *The use of geosynthetics in embankment dams: an overview*. Materials, pp.105-117

Cazzuffi D., Moraci N. (2008). *Design of geotextile filters in contact with granular soils*. Keynote Lecture, Proceedings of Geosynthetics Asia 2008 - the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics "Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering", Special keynote lectures volume, Shanghai, Giugno, p. 22.

Chang, D. S., & Zhang, L. M. (2012). *Critical hydraulic gradients of internal erosion under complex stress states*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(9), 1454-1467.

Chapuis R.P. (1992). *Similarity of internal stability criteria for granular soils*. Canadian Geotechnical Journal, vol.29(4), 711-713.

Christopher B. R., Valero S.N. (2000), *Thirty year performance evaluation of a geotextile filter*.

Citrini D., Nosedà G. (1987) *Idraulica*. EAN: 9788808081049 Editore CEA

Faure Y.H., Farkouh B., Delmas Ph, Nancey A. (1996). *Valcros Dam: summary of tests and analysis of filter criteria*. In J. Lafleur & A.L. Rollin (eds) Prod. Of Geofiltery Montréal, May 1996. 285-294. Richmond Buech Publish.

Federico F. (1990). *Proporzionamento dei filtri di protezione nelle costruzioni di terra*

Giroud J. P. (1992). *Geosynthetics in dams: two decades of experience*. Riservato

Giroud J.P., Gourc J.P., Bally P., Delmas P. (1977). *Comportment d'un textile non tissé dans un barrage en terre*. L'usage Fabrics in Geotechniques. Paris. 20-22 April 1977. 213-21 Paris. Armicale Aniens Elèves de l'E.N.P.C.

Goldsworthy M. H., (1990). *Filter tests- direct or indirect?*. Géotechnique, 40, No. 2, 281-284

Ielo D. (2010). *Influenza della stabilità interna di terreni granulari nell'interazione terreno-filtro*.

Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica. Università Mediterranea di Reggio Calabria.

Ielo D., Mandaglio M.C., Moraci N. (2011). *Metodi per la valutazione della stabilità interna dei terreni granulari*. XXIV CNG- AGI- Roma- ISBN 978-88-97517-04-7

Indraratna B., Dilema E.L.G., Nutalaya P. (1991). Design of granular filters for lateric residual soil. *Dam Engineering* Vol I Issue 3, pp.201-220

Kenney T.C., Lau D. (1985). *Internal stability of granular filters*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.22, 215-225.

Kézdi A., (1969). *Increase of protective capacity of flood control dikes*. (In Hungarian) Department of Geotechnique, Technical University, Budapest, Report No.1.

Koerner M.R., (1988). *Designin with Geosynthetics*. Prentice Hall, Englewood Cliff, New Jersey, U.S.A., 2° Edition

Lafleur J. (1999). *Selection of geotextiles to filter broadly graded cohesionless soils*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 17, pp. 299-312.

Lafleur J., (1999). *Selection of geotextiles to filter broadly graded cohesionless soils*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 17, pp. 299-312.

Lafleur J., Mlynarek J., Rollin A. (1989). *Filtration of broadly graded cohesionless soils*. J. of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 115, N.12, pp. 1747-1768.

Lafleur J., Paré J.-Jacques, (1991). *Use of Geotextiles in the James Bay Hydroelectric Project*. Geotextiles and Geomembranes 10- 1991- 35-52, Elsevier Science Publishers Ltd, England

Li M., Fannin R. J., (2008). *Comparison of two criteria for internal stability of granular soil*. Ca. Geotech. J. 45: 1303-1309

Lubochkov, E.A. (1965). *Graphical and analytical methods for the determination of internal stability of filters consisting of non cohesive soil* (in Russian). *Izvestiya Vsesoyuznogo Nauchno-Issledovatel's kogo Instituta Gidrotekhniki*, 78: 255-280

Lubochkov, E.A. (1969). *The calculation of suffusion properties of non-cohesive soils when using the non-soffusion analog*. (in Russian). International Conference on Hydraulic Research of Brno, Svazek B-5, pp. 135-148

Manuale tecnico per l'uso dei geotessili PROPEX

Mazzucato A. Moraci N. (1992). *Progettazione e verifica delle transizioni filtranti di geotessile a contatto con terreni granulari*. 23° Convegno di idraulica e costruzioni idrauliche, 31 Agosto-4 Settembre 1992, pp.57-71

Mazzucato A. Moraci N. (2002). *L'impiego dei geotessili come filtri protettivi in differenti condizioni di flusso idraulico*. Pubblicato su *L'Ingegnere e l'Architetto* N° 1-12/2001

Mazzucato A., Moraci N. (1990). *Prove sperimentali per l'impiego di geotessili come filtri al contatto con terreni granulari*, Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica- Università di Padova, pp. 57-67

Mazzucato A., Moraci N. (1996). *La funzione di filtro nelle dighe di terra*- Istituto di Costruzioni

Marittime e di Geotecnica- Università di Padova, pp. 53-58

Moffat, R., & Fannin, R. J. (2011). *A hydromechanical relation governing internal stability of cohesionless soil*. Canadian Geotechnical Journal, 48(3), 413-424.

Moraci N. (1988). *Studio sperimentale della stabilità idraulica dei filtri in geotessile*. Istituto di Costruzioni Marittime e di Geotecnica- Università di Padova

Moraci N. (1992). *L'azione filtrante dei geotessili a contatto con terreni granulari: caratterizzazione, interazione e modellazione*. Tesi di dottorato in Ingegneria Geotecnica. Università di Padova, Italia.

Moraci N. (1996). *A new design criterion for geotextiles as filters*. Proc. Geofilters '96. Montreal, Canada, pp. 203-213.

Moraci N. (2010). *Geotextile filter: design, characterization and factors affecting clogging and blinding limit states*. Theme Lecture, Discussion Session 9th International Conference on Geosynthetics, Guaruja Brazil, Vol. 1, 413-435.

Moraci N., Mandaglio M.C., Ielo D. (2012^a). *A new theoretical method to evaluate the internal stability of granular soils*. Canadian Geotechnical Journal, 49(1)-45-58. doi: 10.1139/t11-083

Moraci N., Mandaglio M.C., Ielo D. (2012b). *Reply to the discussion by Dallo and Wang on "A new theoretical method to evaluate the internal stability of granular soils"*. Canadian Geotechnical Journal, 49(7)-866-868. doi: 10.1139/t2012-047.

Moraci N., Mandaglio M.C., Ielo D. (2015). *Reply to the discussion by Ni et al. on "Analysis of the internal stability of granular soils using different methods"*. Canadian Geotechnical Journal, 52: 1-7 (2015) dx.doi.org/10.1139/cgj-2014-0495

Moraci N., Tondello M., (1996). *La progettazione dei filtri nell'ingegneria marittima*. 4° Congresso AIOM

Palmeira E.M., Fannin R.J. (2002). *Soil- geotextile compatibility in filtration-* Proceeding 7° International Conference in Geosynthetics, Nice, France, Vol. 3, pp. 853-870.

prEN ISO 9863- 1 Final Draft. Geosynthetics- Determination of thickness at specified pressures- Part 1: Single layers (ISO/FDIS 9863-1:2004). European Standard. Ref. No. prEN ISO 9863-1:2004:E.

Raviolo P.L. (1993). *Il laboratorio geotecnico. Procedure di prova. Elaborazione*. Acquisizione dati. Controls Editrice

Sherard J.L. (1979). *Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils*. Transactions, 13th International Congress on Large Dams, New Delhi, India, Vol.2, 25-35.

Silveira A. (1965). *An analysis of the problem of washing through in protective filters*. Proc. 6th ICSMFE, Montreal, Canada

Skempton A.W., Brogan J.M. (1994). *Experiments on piping in sandy gravels*. Géotechnique, 44(3): 449-460. Doi: 10.1680/geot.1994.44.3.449.

Soranzo M. (1992). *Sifonamento di mezzi granulari ed intasamento dei filtri naturali*. Istituto di

scienze della Terra, Fac, di Ingegneria, Università di Udine

U.S. Army Corps of Engineers (1955). *Drainage and Erosion Control. Subsurface Drainage Facilitateis for Airfields*. Engineering Manual, Military Construction. Washington.

Vaughan, P. R. e Soares, H. F., (1982). *Design of filters for clay cores of dams*. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs 108, No. GT1, 17-31.

<http://www.alfatest.it/pagina.php?p=24>

http://www.diiar.polimi.it/franz/MdF/dispense/MdF_parteI.pdf

<http://www.istec.cnr.it/index.php/risorse/competenze/43-caratteristiche-chimico-fisiche/129-spettroscopia-x-a-dispersione-di-energia-edx>

<http://www.marcofavaretti.net/wp-content/uploads/2011/12/1-Drenaggi-2012.pdf>

<https://lot-qd.de/en/products/electron-microscopy/desktop-scanning-electron-microscopes/>

Allegato 1 - Prove di permeabilità sui geotessili vergini

Geotessile vergine sottile



	Nome geotessile		Geotessile vergine sottile (11 strati)						
	Temperatura acqua (°C)	Densità dell'acqua (gr/cm ³)	K _m (cm/sec)						
			23						
			0,9976						
			0,13						
Altezza serbatoio	0	10	20	30	40	50	60	70	80
Q ₁ (gr)	625,90	592,20	558,30	546,30	514,00	489,00	449,20	415,50	370,60
Q ₂ (gr)	615,90	600,60	570,30	537,60	508,85	488,25	449,70	411,70	367,50
Q ₃ (gr)	626,10	592,80	567,00	538,20	541,10	484,48	450,20	406,40	368,40
Q _m (gr)	622,63	595,20	565,20	540,70	521,32	487,24	449,70	411,20	368,83
t ₁ (sec)	9,82	9,87	9,84	10,04	10,03	10,06	9,94	10,10	9,90
t ₂ (sec)	9,81	9,97	9,90	9,91	9,91	10,12	10,03	9,93	9,97
t ₃ (sec)	10,00	9,84	9,90	9,93	10,38	10,03	10,00	9,94	9,93
T _m (sec)	9,88	9,89	9,88	9,96	10,11	10,07	9,99	9,99	9,93
VOLUME d'acqua fluìto (cm ³)	624,13	596,63	566,56	542,00	522,57	488,42	450,78	412,19	369,72
Portata d'acqua fluìta (cm ³ /sec)	63,19	60,31	57,34	54,42	51,71	48,50	45,12	41,26	37,22
Altezza Piezometro A (cm)	52,00	50,20	48,30	46,50	44,70	42,70	40,80	39,00	36,90
Altezza Piezometro B (cm)	50,80	49,00	47,20	45,40	43,60	41,70	39,80	38,10	36,10
Δh (cm)	1,20	1,20	1,10	1,10	1,10	1,00	1,00	0,90	0,80
L (spessore del geotessile) (cm)	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
i (-)	2,37	2,37	2,17	2,17	2,17	1,98	1,98	1,78	1,58
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50	15,50	15,50	15,50	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm ²)	188,69	188,69	188,69	188,69	188,69	188,69	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,141	0,135	0,140	0,133	0,126	0,130	0,121	0,123	0,125
Altezza serbatoio	K (CM/SEC)								
0	0,14								
10	0,13								
20	0,14								
30	0,13								
40	0,13								
50	0,13								
60	0,12								
70	0,12								
80	0,12								

K_m (cm/sec)	0,13
----------------	------

Geotessile vergine spesso



Nome geotessile	Geotessile vergine spesso
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K_m (cm/sec)	0,062

Altezza serbatoio	40	60	80
Q_1 (gr)	491,83	441,20	372,43
Q_2 (gr)	500,97	449,60	370,78
Q_3 (gr)	509,94	440,25	375,39
Q_m (gr)	500,91	443,68	372,87
t_1 (sec)	9,78	10,03	10,15
t_2 (sec)	9,94	10,15	10,03
t_3 (sec)	10,03	9,97	10,19
T_m (sec)	9,92	10,05	10,12
Volume d'acqua fluito (cm³)	502,27	444,88	373,88
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	50,65	44,27	36,93
Altezza Piezometro A (cm)	49,20	44,75	49,20
Altezza Piezometro B (cm)	48,35	43,90	48,35
Δh (cm)	0,85	0,85	0,85
L (spessore del geotessile) (cm)	0,23	0,23	0,23
i (-)	3,73	3,73	3,73
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,072	0,063	0,053

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,072
60	0,06
80	0,053
K_m (cm/sec)	0,062

Allegato 2 - Prove di permeabilità sui geotessili a fine prova

Permeabilità geotessile DS/KL Spesso



Nome geotessile	DS/KL Spesso
Peso iniziale (gr)	15,69
Peso finale (gr)	15,67
Differenza di peso (gr)	0,02
Perdita di peso (%)	0,1
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K _m (cm/sec)	0,018
ΔK (rispetto al vergine) (%)	71,7

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	486,01	441,20	372,43
Q ₂ (gr)	478,26	449,60	370,78
Q ₃ (gr)	501,77	440,25	375,39
Q _m (gr)	488,68	443,68	372,87
t ₁ (sec)	10,00	10,03	10,15
t ₂ (sec)	9,91	10,15	10,03
t ₃ (sec)	10,07	9,97	10,19
T _m (sec)	9,99	10,05	10,12
Volume d'acqua fluìto (cm ³)	490,00	444,88	373,88
Portata d'acqua fluìta (cm ³ /sec)	49,03	44,27	36,93
Altezza Piezometro A (cm)	46,60	44,75	49,20
Altezza Piezometro B (cm)	43,30	43,90	48,35
Δh (cm)	3,30	0,85	0,85
L (spessore del geotessile) (cm)	0,23	0,23	0,23
i (-)	14,47	3,73	3,73
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm ²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,018	0,063	0,053
Altezza serbatoio	K (cm/sec)		
40	0,018		
60	0,02		
80	0,017		

K_m (cm/sec)	0,018
-------------------------------	-------

Permeabilità geotessile D/SB Spesso



Nome geotessile	D/SB Spesso
Peso iniziale (gr)	15,88
Peso finale (gr)	15,69
Differenza di peso (gr)	0,19
Perdita di peso (%)	1,2
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm³)	0,9973
K_m (cm/sec)	0,046
ΔK (rispetto al vergine) (%)	26,0

Altezza serbatoio	40	60	80
Q₁ (gr)	561,60	485,20	408,96
Q₂ (gr)	556,70	486,80	398,96
Q₃ (gr)	555,40	482,70	407,10
Q_m (gr)	557,90	484,90	405,01
t₁ (sec)	10,13	9,96	10,07
t₂ (sec)	10,03	10,03	9,97
t₃ (sec)	10,00	10,00	10,12
T_m (sec)	10,05	10,00	10,05
Volume d'acqua fluito (cm³)	559,41	486,21	406,10
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	55,64	48,64	40,39
Altezza Piezometro A (cm)	57,30	50,50	43,70
Altezza Piezometro B (cm)	56,00	49,20	42,50
Δh (cm)	1,30	1,30	1,20
L (spessore del geotessile) (cm)	0,23	0,23	0,23
i (-)	5,70	5,70	5,26
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,052	0,045	0,041

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,052
60	0,05
80	0,041
K_m (cm/sec)	0,046

Permeabilità geotessile DS/KL Sottile



Nome geotessile	DS/KL Sottile
Peso iniziale (gr)	2,59
Peso finale (gr)	2,56
Differenza di peso (gr)	0,03
Perdita di peso (%)	1,2
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K _f (cm/sec)	0,007
ΔK (rispetto al vergine) (%)	94,6

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	499,90	433,00	357,42
Q ₂ (gr)	500,78	428,10	349,02
Q ₃ (gr)	510,70	430,83	363,37
Q _m (gr)	503,79	430,64	356,60
t ₁ (sec)	10,09	10,16	10,00
t ₂ (sec)	9,97	9,90	9,90
t ₃ (sec)	10,16	10,04	10,04
T _m (sec)	10,07	10,03	9,98
Volume d'acqua fluito (cm³)	505,16	431,81	357,57
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	50,15	43,04	35,83
Altezza Piezometro A (cm)	55,70	50,30	44,20
Altezza Piezometro B (cm)	53,30	48,30	42,40
Δh (cm)	2,40	2,00	1,80
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	5,80	4,83	4,35
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,046	0,047	0,044

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,0458
60	0,0472
80	0,0437
K _{Lm} (cm/sec)	0,046
K _f (cm/sec)	0,007

Permeabilità geotessile D/SB Sottile

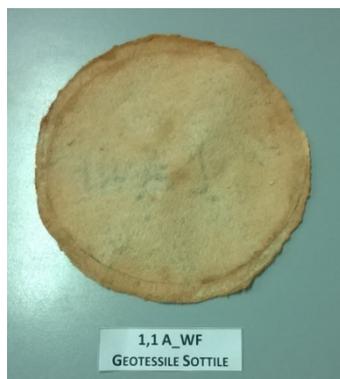


Nome geotessile	D/SB Sottile
Peso iniziale (gr)	2,27
Peso finale (gr)	2,24
Differenza di peso (gr)	0,03
Perdita di peso (%)	1,3
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K _f (cm/sec)	0,004
ΔK (rispetto al vergine) (%)	97

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	507,20	448,03	369,70
Q ₂ (gr)	501,66	449,30	364,21
Q ₃ (gr)	507,66	441,25	364,41
Q _m (gr)	505,51	446,19	366,11
t ₁ (sec)	9,90	10,04	10,19
t ₂ (sec)	9,84	10,03	10,03
t ₃ (sec)	9,85	10,03	10,07
T _m (sec)	9,86	10,03	10,10
Volume d'acqua fluito (cm³)	506,88	447,40	367,10
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	51,39	44,59	36,36
Altezza Piezometro A (cm)	55,80	49,90	44,00
Altezza Piezometro B (cm)	51,80	46,35	41,30
Δh (cm)	4,00	3,55	2,70
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	9,66	8,57	6,52
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,028	0,028	0,030

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,0282
60	0,0276
80	0,0295
K _{Lm} (cm/sec)	0,0284
K _f (cm/sec)	0,004

Permeabilità geotessile 1,1 A_WF Sottile



Nome geotessile	1,1 A_WF Sottile
Peso iniziale (gr)	5,05
Peso finale (gr)	4,7
Differenza di peso (gr)	0,35
Perdita di peso (%)	6,9
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K _f (cm/sec)	0,007
ΔK (rispetto al vergine) (%)	94,3

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	565,80	495,37	429,20
Q ₂ (gr)	570,00	489,39	404,80
Q ₃ (gr)	568,90	492,94	404,50
Q _m (gr)	568,23	492,57	412,83
t ₁ (sec)	10,03	10,00	10,53
t ₂ (sec)	10,06	10,00	10,03
t ₃ (sec)	10,09	10,09	10,00
T _m (sec)	10,06	10,03	10,19
Volume d'acqua fluito (cm³)	569,77	493,90	413,95
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	56,64	49,24	40,64
Altezza Piezometro A (cm)	49,75	44,90	39,90
Altezza Piezometro B (cm)	47,00	42,50	38,00
Δh (cm)	2,75	2,40	1,90
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	6,64	5,80	4,59
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,045	0,045	0,047

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,0452
60	0,0450
80	0,0469
K _{Lm} (cm/sec)	0,0457
K _f (cm/sec)	0,007

Permeabilità geotessile 9_WF Sottile



Nome geotessile	9_WF Sottile
Peso iniziale (gr)	5,89
Peso finale (gr)	5,43
Differenza di peso (gr)	0,46
Perdita di peso (%)	7,8
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K _f (cm/sec)	0,032
ΔK (rispetto al vergine) (%)	75,6

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	587,80	520,54	423,98
Q ₂ (gr)	585,60	512,05	416,27
Q ₃ (gr)	593,00	512,73	414,35
Q _m (gr)	588,80	515,11	418,20
t ₁ (sec)	9,97	9,97	9,97
t ₂ (sec)	9,87	10,06	10,04
t ₃ (sec)	10,03	9,93	9,97
T _m (sec)	9,96	9,99	9,99
Volume d'acqua fluito (cm³)	590,39	516,50	419,33
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	59,30	51,72	41,96
Altezza Piezometro A (cm)	50,60	46,75	41,50
Altezza Piezometro B (cm)	49,30	45,60	40,50
Δh (cm)	1,30	1,15	1,00
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	3,14	2,78	2,42
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,100	0,099	0,092

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,1001
60	0,0987
80	0,0921
K _{Lm} (cm/sec)	0,097
K _f (cm/sec)	0,032

Permeabilità geotessile RD_WF Sottile



Nome geotessile	RD_WF Sottile
Peso iniziale (gr)	2,6
Peso finale (gr)	2,55
Differenza di peso (gr)	0,05
Perdita di peso (%)	1,9
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K _f (cm/sec)	0,019
ΔK (rispetto al vergine) (%)	85,4

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	585,20	496,45	424,60
Q ₂ (gr)	593,80	503,45	421,98
Q ₃ (gr)	593,30	505,21	420,93
Q _m (gr)	590,77	501,70	422,50
t ₁ (sec)	9,94	9,88	10,07
t ₂ (sec)	9,95	9,91	10,00
t ₃ (sec)	9,93	9,94	9,87
T _m (sec)	9,94	9,91	9,98
Volume d'acqua fluito (cm³)	592,37	503,06	423,65
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	59,59	50,76	42,45
Altezza Piezometro A (cm)	50,60	45,30	40,40
Altezza Piezometro B (cm)	48,80	43,90	39,30
Δh (cm)	1,80	1,40	1,10
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	4,35	3,38	2,66
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,073	0,080	0,085

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,0726
60	0,0796
80	0,0847
K _{Lm} (cm/sec)	0,079
K _f (cm/sec)	0,02

Permeabilità geotessile 2R_WF Sottile



Nome geotessile	2R_WF Sottile
Peso iniziale (gr)	4,7
Peso finale (gr)	4,49
Differenza di peso (gr)	0,21
Perdita di peso (%)	4,5
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm³)	0,9973
K_f (cm/sec)	0,011
ΔK (rispetto al vergine) (%)	91,4

Altezza serbatoio	40	60	80
Q₁ (gr)	516,32	447,73	374,95
Q₂ (gr)	522,14	456,35	378,74
Q₃ (gr)	558,20	454,51	369,65
Q_m (gr)	532,22	452,86	374,45
t₁ (sec)	10,00	9,97	10,10
t₂ (sec)	9,87	10,00	10,09
t₃ (sec)	10,59	9,91	9,78
T_m (sec)	10,15	9,96	9,99
Volume d'acqua fluito (cm³)	533,66	454,09	375,46
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	52,56	45,59	37,58
Altezza Piezometro A (cm)	57,15	50,60	44,00
Altezza Piezometro B (cm)	55,15	48,90	42,70
Δh (cm)	2,00	1,70	1,30
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	4,83	4,11	3,14
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,058	0,059	0,063

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,0577
60	0,0588
80	0,0634
K_{Lm} (cm/sec)	0,0600
K_f (cm/sec)	0,011

Permeabilità geotessile 3R_WF Sottile



Nome geotessile	3R_WF Sottile
Peso iniziale (gr)	3,28
Peso finale (gr)	3,23
Differenza di peso (gr)	0,05
Perdita di peso (%)	1,5
Temperatura acqua (°C)	22
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9978
K _f (cm/sec)	0,007
ΔK (rispetto al vergine) (%)	94,9

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	539,70	470,50	392,00
Q ₂ (gr)	541,00	473,75	384,56
Q ₃ (gr)	551,70	470,10	389,00
Q _m (gr)	544,13	471,45	388,52
t ₁ (sec)	9,97	9,87	9,87
t ₂ (sec)	9,85	10,07	10,00
t ₃ (sec)	9,97	9,94	10,00
T _m (sec)	9,93	9,96	9,96
Volume d'acqua fluìto (cm³)	545,33	472,49	389,38
Portata d'acqua fluìta (cm³/sec)	54,92	47,44	39,11
Altezza Piezometro A (cm)	53,60	48,00	42,50
Altezza Piezometro B (cm)	50,80	45,60	40,45
Δh (cm)	2,80	2,40	2,05
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	6,76	5,80	4,95
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,043	0,043	0,042

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,0430
60	0,0434
80	0,0419
K _{Lm} (cm/sec)	0,0428
K _f (cm/sec)	0,007

Permeabilità geotessile 4R_WF Sottile



Nome geotessile	4R_WF Sottile
Peso iniziale (gr)	3,22
Peso finale (gr)	3,01
Differenza di peso (gr)	0,21
Perdita di peso (%)	6,5
Temperatura acqua (°C)	24
Densità dell'acqua (gr/cm ³)	0,9973
K _f (cm/sec)	0,004
ΔK (rispetto al vergine) (%)	97

Altezza serbatoio	40	60	80
Q ₁ (gr)	526,00	457,40	377,40
Q ₂ (gr)	526,30	461,35	378,86
Q ₃ (gr)	537,90	463,21	371,88
Q _m (gr)	530,07	460,65	376,05
t ₁ (sec)	10,00	10,22	9,97
t ₂ (sec)	10,03	10,00	9,91
t ₃ (sec)	10,19	10,09	9,97
T _m (sec)	10,07	10,10	9,95
Volume d'acqua fluito (cm³)	531,50	461,90	377,06
Portata d'acqua fluita (cm³/sec)	52,76	45,72	37,90
Altezza Piezometro A (cm)	61,70	54,00	46,40
Altezza Piezometro B (cm)	57,40	50,60	43,50
Δh (cm)	4,30	3,40	2,90
L (spessore del geotessile) (cm)	0,41	0,41	0,41
i (-)	10,39	8,21	7,00
Diametro geotessile (cm)	15,50	15,50	15,50
Area del geotessile (cm²)	188,69	188,69	188,69
K (cm/sec)	0,027	0,030	0,029

Altezza serbatoio	K (cm/sec)
40	0,0269
60	0,0295
80	0,0287
K _{Lm} (cm/sec)	0,0284
K _f (cm/sec)	0,004

«Ricordati di tutto il cammino che il Signore tuo Dio ti ha fatto percorrere...»

Deuteronomio 8,2

Questa non è soltanto una tesi sulla stabilità interna dei terreni granulari.

È anche una sintesi di un percorso importante per la mia crescita che ho sempre sognato di percorrere, nonostante qualcuno mi avesse suggerito di lasciar perdere. Ma per i sogni, si sa, è necessario lottare.

Ho studiato tanto per superare il Concorso. Persino in spiaggia, sotto il sole, con mia madre -che poi, da allora, ogni granello di sabbia, ogni onda che si abbatte sulla battigia hanno, per me, un significato tutto loro, ancora più profondo.

...Anche il giorno in cui ho saputo di essere entrata nel Dottorato di ricerca, ricordo, c'era il sole!

La geotecnica, devo dire la verità, è stata la mia compagna inaspettata in questi anni, e ho capito che sarebbe diventata mia amica da quando il Professore Moraci, il mio Tutor, mi ha stretto la mano e, sorridendo, mi ha detto di essere felice di avermi nella sua "squadra".

Perciò il primo grazie va al **Professore Nicola Moraci**, per i suoi insegnamenti, per la fiducia riposta in me, per essere stato, nonostante tutti i suoi impegni, il mio Tutor, accorto ad ogni mia esigenza. Per me un esempio: sempre gentile e disponibile, un vero amante della ricerca. Sono orgogliosa di essere stata la sua dottoranda, e lui lo sa.

Il secondo sorriso me lo hai regalato tu, Stefania, che sei stata la prima ad accogliermi e i tuoi consigli, la tua sincerità e schiettezza, la tua amicizia che va al di là del condividere la passione per la geotecnica, sono per me preziosi. Grazie **Stefania Bilardi**.

Non dico che sia stato un percorso facile... Basti pensare a come mi sono sentita qualche giorno dopo, quando il Professore Moraci, nonché Presidente dell'AGI, mi disse che gli sarebbe piaciuto che io continuassi il lavoro di ricerca che lui stesso aveva intrapreso durante il suo Dottorato. Che onore! E, ovviamente... timore di non farcela.

Per fortuna non ero sola, non lo sono mai stata. Grazie alla **Dottoressa Maria Clorinda Mandaglio** e all'**Ingegnere Domenico Ielo**, i miei Co-Tutor, perché mi avete sempre sostenuta in questa ricerca, con la vostra competenza ed esperienza.

Non è da tutti avere dei Co-Tutor affiatati e che tengono al percorso del Dottorando che scelgono di seguire, tanto da non badare a orari, tanto da saper esattamente come dargli le giuste dritte.

In particolare sono grata all'**Ingegnere Domenico Ielo**, il quale mi ha affidato con fiducia i segreti di SimulFiltr, sperando che io ne facessi un buon uso e mi ha aiutata anche quando i suoi impegni lo hanno portato a lavorare fuori dall'ambiente universitario; grazie mille, ho apprezzato molto ogni piccolo grande gesto.

Grazie alla Dottoressa Mandaglio, per la sua puntualità, precisione e cura che ha sempre avuto per questa Ricerca. Sono i dettagli a fare la differenza, e lei è sempre stata attenta a ogni dettaglio. Grazie perché è sempre stata per me un riferimento.

Non posso dire che sia stato un percorso difficile... No, perché mi sono sentita accolta e dentro una squadra! Ero, sono, e mi sentirò per sempre legata soprattutto a quel mondo magico che è il

laboratorio. Sì, nonostante la polvere, gli insetti, la gatta – che più di una notte ha dormito fra i miei articoli, sulla mia scrivania-... Il laboratorio è stata la mia seconda casa per tutti questi anni.

Mi ritengo fortunata ad aver incontrato e aver condiviso quella piccola stanza con persone speciali.

Ringrazio **Valentina Diano** e **Jennifer Vella**, colleghe ma, soprattutto, amiche. Perché sono loro con cui, più di tutti, ho condiviso le emozioni della ricerca. Grazie anche alla simpatia di **Giuseppe Ciccù**.

E un grazie speciale a **Michelangelo Malara**. Grazie Michele, perché mi hai aiutato in ogni prova di laboratorio; preciso, puntuale, razionale. Sempre gentile e disponibile. Grazie perché ho sempre saputo di poter contare sul tuo aiuto e prezioso sostegno.

Grazie anche a **Giuseppe Cardile, Domenico Giofrè, Giuseppe Mortara, Antonella, Augusta, Maria Antonietta, Rosy, Laura, Micol, Ugo, Amit, Eshan, e Bruno**.

E ovviamente grazie a **Lidia Sarah Calvarano**, che, come una sorella maggiore, non si è mai tirata dietro nel darmi dei consigli, e a **Marilene Pisano**, cordiale, accogliente.

Grazie anche al **Professor Lucio Maria Bonaccorsi, al Professor Mauriello** e alla **Professoressa Patrizia Frontera** per avermi permesso di condurre le indagini sui geotessili nel laboratorio di chimica. Grazie soprattutto alle colleghe **Fabiola Pantò** e **Angela Malara**, per la loro pazienza e per aver amato con me questo studio sui geotessili.

Non mi sono mai sentita sola, semplicemente perché non lo sono mai stata. E la ricerca è stato un piacere. C'è una frase molto bella che tengo sempre a mente: *"Fai quello che ami e non lavorerai un solo giorno della tua vita"*... ed io, ho fortemente amato ciò che in questi anni ho portato avanti: dal setacciare i terreni nonostante l'acqua fredda dell'inverno e le mani screpolate, all'analisi dei risultati. Ho amato seguire ogni singola prova, pensare a cosa si potesse ancora fare, pianificare con il Professore Moraci e con i Tutor, stupirmi dell'imprevedibilità della Ricerca, ricominciare senza abbattersi, gioire.

E non c'è stato giorno che io non sia entrata in laboratorio felice, perché sapevo che, oltre ad esser parte di una squadra affiatata e competente che è quella dei "Geotecnici", ho al mio fianco te, **Andrea**.

Sei la mia forza e il mio sostegno, colui che più di tutti, insieme ai miei genitori e a mio fratello, ha creduto in me, sempre. Mi sproni a dare ogni giorno il meglio di me, a non abbattermi mai.

Grazie ai tuoi preziosissimi consigli... e a tutti i post-it e dolcetti con cui hai fatto sì che ogni giorno iniziasse con il sorriso... Semplicemente grazie per esserci.

Devo ringraziare soprattutto la mia Famiglia, a cui questo lavoro di ricerca è dedicato.

Mia madre, perché mi ascolta e mi sostiene in silenzio.... Sei tu, **Mamma**, che mi ricordi che andrà tutto bene e che bisogna avere fiducia.

Mio padre, che è sempre orgoglioso di me... Grazie **Papà**, che mi sproni a dare sempre il massimo e che, con il tuo esempio, m'insegni a non abbattermi mai, nemmeno nelle difficoltà.

Mio fratello, che è il dono più bello che io abbia mai avuto. Grazie a **Paolo**, razionale e saggio, sempre pronto ad aiutarmi, a sostenermi, a dirmi che devo puntare in alto, che non devo mai fermarmi.

Grazie alla mia famiglia che mi ha permesso di realizzare e portare a termine un percorso per me importante. Mi ha regalato un sogno.

E regalare un sogno... è il regalo più bello che ci possa essere.