



# COMUNE DI VILLASIMIUS

Provincia del Sud Sardegna


## INTERVENTO DI “COPERTURA FINALE DELLA DISCARICA CONTROLLATA PER RIFIUTI SOLIDI URBANI, UBICATA NEL COMUNE DI VILLASIMIUS VIALE DEI CORMORANI N. 8 LOCALITÀ ZIMMIONI”.



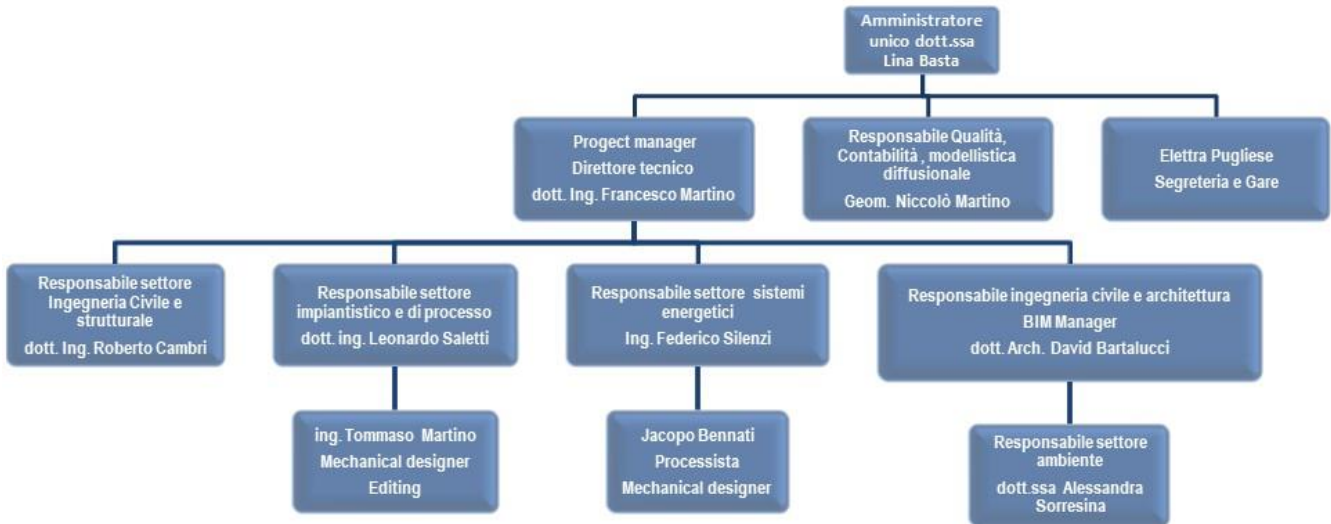
### PROGETTO DEFINITIVO\_RELAZIONE TECNICA

D355PDRT002.00\_RLT\_02

**Gruppo di lavoro:**

mandataria:	mandante:	mandante:	mandante:
 martino associati ingegneria e tecnologie ambientali	Ing. Gianluca Utzeri	Dott. Agr. Simone Cuccuru	Dott.geol. Stefano Conti

**Organigramma e staff della martino associati srl**



Sistemi Qualità Certificati



ISO 14001:2015  
Certificato n° IT.21.0069.00.EMS



UNI EN ISO 9001 (ISO 9001)  
Certificato n° FS587971



ISO 45001:2018  
Certificato n° IT.21.0070.00.OHS

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2. IL QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO .....</b>	<b>6</b>
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.2 IL DECRETO LEGISLATIVO N. 121 DEL 12 SETTEMBRE 2020 .....	6
<b>3. INDAGINI PROPEDEUTICHE ALLA PROGETTAZIONE .....</b>	<b>8</b>
3.1 RILIEVI TOPOGRAFICI DI DETTAGLIO DELL'AREA .....	8
3.1.1 <i>Punti battuti tramite Rover GPS</i> .....	8
3.1.2 <i>Rilievo aerofotogrammetrico</i> .....	9
3.1.3 <i>Restituzione del rilievo</i> .....	10
<b>4. CARATTERISTICHE FUNZIONALI E TECNICHE DEI LAVORI DA REALIZZARE .....</b>	<b>11</b>
<b>5. ANALISI SOMMARIA DELLE TECNICHE COSTRUTTIVE E INDICAZIONE DELLE NORME TECNICHE DA APPLICARE .....</b>	<b>13</b>
5.1 BAT DI RIFERIMENTO .....	13
5.2 TECNICHE DELLA SISTEMAZIONE MORFOLOGICA E COSTRUTTIVE DEL CAPPING .....	17
5.3 ATTIVITÀ CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DEL CAPPING DEFINITIVO .....	21
<b>6. CARATTERISTICHE TECNICHE DEI MATERIALI EQUIVALENTI PREVISTI IN PROGETTO .....</b>	<b>27</b>
6.1 PARTICOLARI COSTRUTTIVI CAPPING PROTEZIONE PARTE SUB ORIZZONTALE .....	30
6.2 PARTICOLARI COSTRUTTIVI CAPPING PROTEZIONE SPONDE .....	31
6.3 GEOCOMPOSITO DRENANTE ACQUE METEORICHE .....	31
6.3.1 <i>Legge di Darcy</i> .....	31
6.3.2 <i>Pressione applicata al geocomposito</i> .....	32
6.3.3 <i>Comportamento a compressione del geocomposito</i> .....	32
6.3.4 <i>Calcolo della portata ammissibile</i> .....	33
6.3.5 <i>Determinazione della portata ammissibile di un geocomposito drenante</i> .....	37
6.3.6 <i>Criterio di accettazione</i> .....	38
6.4 DIMENSIONAMENTO GEOCOMPOSITO DRENANTE ACQUE METEORICHE .....	38
6.4.1 <i>Scelta del geocomposito</i> .....	39
6.5 CALCOLO DELL'EQUIVALENZA STRATO ACQUE METEORICHE .....	40
6.5.1 <i>Tratto in scarpata – gradiente 0.342</i> .....	40
6.5.2 <i>Tratto sub orizzontale – gradiente 0.03</i> .....	41
6.6 ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE AL PIEDE DEL GEOCOMPOSITO DRENANTE DI SCARPATA .....	43
6.7 GEOCOMPOSITO BENTONITICO ACCOPPIATO A GEOMEMBRANA IN HDPE .....	44
6.7.1 <i>Confronto tra argilla e geocomposito bentonitico tipo macline gclw30+macline rmh 100 (o similari)</i> .....	46
6.7.2 <i>Durabilità delle geomembrane in HDPE nelle discariche o esposte alla luce</i> .....	47
6.7.3 <i>Esperienze (case Histories)</i> .....	47
6.7.4 <i>Considerazioni sulla vita utile della geomembrana in HDPE</i> .....	47
6.7.5 <i>Conclusioni</i> .....	49
6.8 GEOCOMPOSITO DRENANTE BIOGAS .....	50
6.9 CALCOLO DELL'EQUIVALENZA STRATO DRENANTE BIOGAS .....	50
6.9.1 <i>Tratto in scarpata – gradiente 0.342</i> .....	50
<b>7. VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CAPPING DEFINITIVO .....</b>	<b>52</b>
7.1 VERIFICHE DI STABILITÀ .....	52
7.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO .....	53
7.3 TEST SUI GEOSINTETICI .....	54
7.3.1 <i>Procedura utilizzata</i> .....	55
7.4 CONDIZIONI DI ANALISI .....	57
7.5 SCHEMA PENDIO INDEFINITO .....	57
7.5.1 <i>Condizione statica</i> .....	57

7.5.2	<i>Condizione sismica</i> .....	58
7.6	<b>DETERMINAZIONE DELLO SFORZO SUL GEOSINTETICO DI RINFORZO</b> .....	58
7.6.1	<i>Criteri di calcolo</i> .....	58
7.7	<b>PRESTAZIONI NEL TEMPO DI UN GEOSINTETICO DI RINFORZO</b> .....	59
7.8	<b>VERIFICHE DEL PACCHETTO</b> .....	60
7.8.1	<i>Sezione tipologica di riferimento</i> .....	60
7.9	<b>LIVELLI PRESTAZIONALI DEL GEOSINTETICO DI RINFORZO</b> .....	61
7.9.1	<i>Rinforzo tricomposito</i> .....	61
7.10	<b>DIMENSIONAMENTO TRINCEE DI ANCORAGGIO DI UN GEOCOMPOSITO</b> .....	62
7.10.1	<i>Dimensionamento della trincea</i> .....	62
<b>8.</b>	<b>OUTPUT DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITA' CAPPING DEFINITIVO</b> .....	<b>64</b>
<b>9.</b>	<b>OUTPUT DI CALCOLO TRINCEA DI ANCORAGGIO TELI</b> .....	<b>65</b>
<b>10.</b>	<b>STUDIO IDROLOGICO/IDRAULICO</b> .....	<b>67</b>
<b>11.</b>	<b>OPERE DI REGIMENTAZIONE IDRAULICA</b> .....	<b>71</b>
11.1.1	<i>PROTEZIONE DEL PUNTO DI SCARICO</i> .....	71
<b>12.</b>	<b>CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E TECNICHE</b> .....	<b>73</b>
<b>13.</b>	<b>RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI</b> .....	<b>75</b>

## 1.PREMESSA

La discarica controllata consortile di I Categoria della ex XXIV Comunità Montana Serpeddì, limitrofa alla vecchia discarica comunale e all'impianto di produzione del compost di qualità, è ubicata in località "Zimmioni" in direzione N.E. rispetto al centro abitato di Villasimius. In particolare, l'area di sedime della discarica in esame risulta compresa tra i due principali rilievi della zona denominati rispettivamente Bruncu Is Cerbus (+ 217 m circa s.l.m.) e Bruncu Zimmioni (+232 m circa s.l.m.).

L'area risulta distante circa 4.500 m dal centro abitato di Villasimius e 5.500 m dal centro abitato di Castiadas.

Le altre località più importanti distano dal sito rispettivamente:

- San Pietro (Fraz. di Castiadas) 2.900 m;
- Cala Sinzias (Fraz. di Castiadas) 3.700 m;
- Cala Pira (Fraz. di Castiadas) 4.500 m.

Dal punto di vista cartografico, l'area è inquadrabile come di seguito indicato:

- 1) Carta Topografica d'Italia, Foglio n. 567 sez. I, Tavoleta "Villasimius" redatto in scala 1: 25.000 dall'IGMI;
- 2) Sezione 567030 "Cala Pira" della Carta Tecnica Regionale CTR redatta in scala 1:10.000 dal Servizio Cartografico della RAS.

La discarica insiste in un comparto di media collina che costituisce l'area di raccordo tra i rilievi e la piana costiera. L'impianto si raggiunge facilmente tramite la Strada Provinciale 19. In prossimità della discarica di cui trattasi, è localizzata come detto, lungo un pendio che giunge fino al compluvio naturale del Rio Canali Istrias la vecchia discarica non controllata di rifiuti urbani del Comune di Villasimius, che occupa una superficie di circa 16.000 mq, sottoposta a interventi di risanamento nel 2005.

Gli interventi previsti nel presente progetto, sono stati inseriti all'interno del Piano delle Opere Pubbliche nel rispetto della normativa all'epoca vigente *D.lgs. n. 36/2003* e della certificazione EMAS.

L'amministrazione Comunale di Villasimius, nella realizzazione dei lavori relativi al capping finale, si è posto l'obiettivo di rimodellare il volume esistente al fine di mitigarne l'impatto visivo, raccordando i profili naturali e artificiali per consentire futuri interventi di rinaturalizzazione dell'intera area e migliorare altresì la stabilità della stessa nonché la possibilità di effettuare le attività manutentive in condizioni di sicurezza.

Gli interventi previsti, e di seguito meglio dettagliati, possono così riassumersi:

- Rimodellamento dei profili della coltivazione al fine di limitare le pendenze delle scarpate attualmente molto acclivi
- posa in opera di un sistema barriera, capping, nel rispetto del nuovo D.lgs.121.

## **2. IL QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO**

### **2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Testo Unico Ambiente (*D.lgs. n.152 del 3 aprile 2006 aggiornato con le modifiche introdotte dalla L. n. 37 del 3 maggio 2019 e dal D.L n. 27 del 29 marzo 2019 convertito, con modificazioni, dalla L. n. 44 del 21 maggio 2019*);
- Direttiva 1999/31/CE del Consiglio del 26 aprile 1999 relativa alle discariche di rifiuti;
- D.lgs. n. 152/06 Parte IV *“norme in materia di gestione dei rifiuti e di bonifica dei siti inquinati”*
- D.lgs. 13 gennaio 2003 n. 36 *“Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche*
- D.lgs. 18 aprile 2016, n. 50 (*Codice dei contratti pubblici*)
- Decreto-legge 16 luglio 2020, n. 76

### **2.2 IL DECRETO LEGISLATIVO N. 121 DEL 12 SETTEMBRE 2020**

In data 12 settembre 2020 è stato pubblicato il nuovo *d.lgs. 3 settembre 2020 n. 121*, recante *“Attuazione della direttiva (UE) 2018/850, che modifica la direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti”* (G.U. n. 228 del 14/09/2020).

Il nuovo provvedimento è entrato in vigore dal 29 settembre 2020, ed è attuativo di una delle 4 direttive relative al c.d. “pacchetto” sull’economia circolare unitamente

- al *d.lgs. 3 settembre 2020 n. 116*, recante *“Attuazione della direttiva (UE) 2018/851 che modifica la direttiva 2008/98/CE relativa ai rifiuti e attuazione della direttiva (UE) 2018/852 che modifica la direttiva 1994/62/CE sugli imballaggi e i rifiuti di imballaggio “,*
- al *d.lgs. 3 settembre 2020 n. 119*, recante *“Attuazione dell’articolo 1 della direttiva (UE) 2018/849, che modifica la direttiva 2000/53/CE relativa ai veicoli fuori uso”*
- al *d.lgs. 3 settembre 2020, n. 118* recante *“Attuazione degli articoli 2 e 3 della direttiva (UE) 2018/849, che modificano le direttive 2006/66/CE relative a pile e accumulatori e ai rifiuti di pile e accumulatori e 2012/19/UE sui rifiuti di apparecchiature elettriche ed elettroniche “.*

Tra le modifiche apportate al *d.lgs. 13 gennaio 2003, n. 36*, vengono in primo luogo rideterminate le finalità, che sono ora tese a una progressiva riduzione del collocamento in discarica dei rifiuti, in particolare di quelli idonei al riciclaggio o al recupero di altro tipo, al fine di sostenere la transizione verso un’economia circolare e adempiere i requisiti degli articoli 179 e 182 del d. lgs. n. 152/2006, e di prevedere, mediante requisiti operativi e tecnici per i rifiuti e le discariche, misure, procedure e orientamenti volti a prevenire o a ridurre il più possibile le ripercussioni negative sull’ambiente, in particolare l’inquinamento delle acque superficiali, delle acque di falda, del suolo e dell’aria, sul patrimonio agroalimentare, culturale e il paesaggio, e sull’ambiente globale, compreso l’effetto serra, nonché’ i rischi per la salute umana risultanti dalle discariche di rifiuti, durante l’intero ciclo di vita della discarica.



Vengono modificate le definizioni di “*percolato*” (qualsiasi liquido che si origina prevalentemente dall’infiltrazione di acqua nella massa dei rifiuti o dalla decomposizione degli stessi e che sia emesso da una discarica o contenuto all’interno di essa) e di “*eluato*” (la soluzione ottenuta in una prova di eluizione in laboratorio) nonché di “*rifiuti biodegradabili*”: qualsiasi rifiuto che per natura subisce processi di decomposizione aerobica o anaerobica, quali, ad esempio, rifiuti di alimenti, rifiuti dei giardini, rifiuti di carta e di cartone, rifiuti in plastica biodegradabile e compostabile certificata EN 13432 o EN 14995).

Viene stabilito che a partire dal 2030 sarà vietato lo smaltimento in discarica di tutti i rifiuti idonei al riciclaggio o al recupero di altro tipo, in particolare i rifiuti urbani, ad eccezione dei rifiuti per i quali il collocamento in discarica produca il miglior risultato ambientale conformemente all’articolo 179 del T.U.A., con criteri che verranno stabiliti con apposito decreto del Ministero dell’Ambiente.

Per le finalità del presente progetto è stato fatto riferimento all’art. 1 del sopra citato Decreto.

### 3. INDAGINI PROPEDEUTICHE ALLA PROGETTAZIONE

#### 3.1 RILIEVI TOPOGRAFICI DI DETTAGLIO DELL'AREA

Ulteriori rilievi topografici rispetto alla fase preliminare sono stati eseguiti.

La motivazione dell'integrazione ai rilievi è legata al fatto che sono state realizzate delle attività di riprofilatura sul versante a Nord della discarica, e tali nuovi rilievi si sono resi necessari al fine di definire le modifiche avvenute.

Il rilievo effettuato ha quindi consentito di definire le condizioni morfologiche ed altimetriche al contorno della discarica.

Occorre precisare anche che il rilievo ha come sistema di riferimento altimetrico l'ellissoide WGS84 e che su tale nuovo rilievo sono state condotte tutte le operazioni di modellazione che hanno consentito, come meglio è rappresentato negli elaborati grafici progettuali, di definire il nuovo profilo del corpo discarica.

Le carte tecniche Regionali invece sono realizzate basandosi su quote geodetiche; per tale ragione tra i due sistemi di riferimento vi è una differenza di quota, che per quanto riguarda il sistema di riferimento utilizzato in progetto, WGS84, ha i valori di quota superiori a 45.85 m rispetto ai valori di quota utilizzati nelle carte tecniche regionali.

Al fine di ottenere un adeguato grado di precisione e una ridondanza dei risultati si è scelto di operare tramite due metodi di rilievo.

##### 3.1.1 Punti battuti tramite Rover GPS.

È stato utilizzato un GPS modello "Stonex S9 GNSS" posizionato su asta telescopica graduata avente bolla per assicurarne la verticalità. L'altezza dell'asta è stata tenuta fissa a 1,68 m.

Al fine di ridurre gli errori che un singolo strumento genera, è stato eseguito un rilievo "in posizione differenziale" utilizzando un GPS Base posizionato al Tanka Village, distante circa 6,5 km dalla discarica in oggetto.

Le coordinate di output dello strumento sono WGS 84 / UTM z32 N.

Tramite lettura dei risultati si evince che tutti i punti sono stati battuti con uno scarto quadratico medio relativo alla misura orizzontale minore di 2 cm, il che denota un risultato accettabile di tutte le misurazioni.

In ogni misurazione effettuata i satelliti individuati sono stati sempre almeno sette.

I punti battuti tramite GPS sono stati per lo più oggetti fisici di cui si voleva conoscere le coordinate. Alcuni punti sono:

- Posizione dei piezometri;
- Ingombro degli impianti e dei pozzetti;
- Delimitazione degli ingombri dei corpi discarica;
- Delimitazione dell'impermeabilizzazione del corpo discarica.





I punti sono stati estratti tramite file dwg.

### 3.1.2 Rilievo aerofotogrammetrico

Per un controllo più accurato relativo all'andamento del terreno, nonché per un controllo incrociato dei punti rilevati singolarmente tramite antenna GPS, si è provveduto a effettuare un rilievo aerofotogrammetrico.

La ricostruzione dell'andamento del terreno, sia questo di carattere naturale o antropico, aumenta di precisione all'aumentare della densità dei punti rilevati. L'utilizzo dell'aerofotogrammetria risulta quindi più efficace in termini di qualità, precisione e velocità.

La precisione del rilievo aerofotogrammetrico è direttamente proporzionale all'altezza del volo e la qualità dei parametri interni della fotocamera del drone, nonché della densità di calcolo scelta in fase di elaborazione.



Per ottenere dei risultati ottimi sono state posizionate cinque mire a terra, il cui centro è stato misurato col GPS sopraccitato. Al fine di un corretto posizionamento il numero minimo di mire da posizionare sono tre, tramite le quali si ha la georeferenziazione e la corretta scala del

rilievo. Le mire in aggiunta servono a correggerne l'errore e aumentarne l'accuratezza.

Il drone utilizzato è un DJI Mavic 2 Zoom. È dotato di GPS, nonché sensori che ne limitano gli spostamenti al di fuori della traiettoria desiderata. A riguardo della fotocamera, possiede un sensore di dimensioni 6.36x4.80 mm. L'obiettivo ha lunghezza focale di 4.39 mm. I pixel sono 4000x3000.



Il drone ha compiuto un totale di 5 voli, uno con la fotocamera diretta in senso verticale, i restanti quattro con un'inclinazione di 60°. Ciascun volo è stato eseguito suddividendo l'area di volo come se fosse una griglia, scattando un totale di 700 foto. La sovrapposizione delle immagini è stata impostata:

- 70% laterale;
- 80% frontale;
- 60% laterale nei voli con camera a 60°;
- 70% frontale nei voli con camera a 60°.

Nella quasi totalità dell'area la sovrapposizione delle immagini in ogni punto è maggiore di cinque foto.

L'area coperta è stata di circa 242.000 m<sup>2</sup>.

L'elaborazione del rilievo aerofotogrammetrico è stata eseguita tramite il software Pix4D.

Il "quality check" restituito dall'elaborazione finale è soddisfacente in ogni risultato.

Gli output generati dal software sono stati:

- Nuvola di punti, sia in densità ottimale che bassa (per un più veloce utilizzo) in vari formati;
- Mesh 3D in formato DXF e OBJ

- DSM in formato GeoTIFF;
- DTM (creata tenendo in considerazione soltanto il suolo e le strade, eliminando il superfluo) in formato GeoTIFF;
- Curve di livello da DTM in formato PDF e DXF con intervallo di elevazione e risoluzione di 50cm;
- Ortofoto (ortomosaico) georeferenziato in formato TIFF.



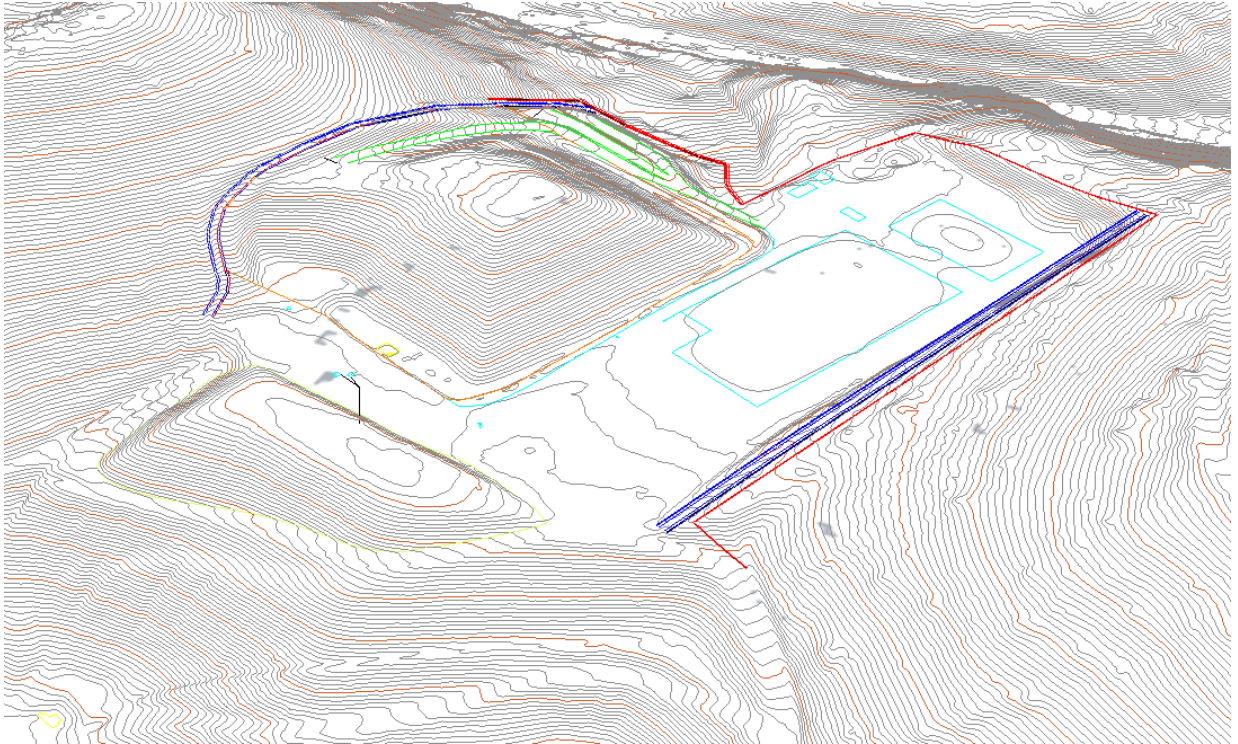
Figura 1 Nuvola di punti

### 3.1.3 Restituzione del rilievo

Sono state eseguite in loco misure dei manufatti, quali muri di contenimento e canali di smaltimento acque meteoritiche.

Tramite il software AllPlan è stato creato il file dwg contenente le curve di livello, ortofoto e polilinee che individuano i confini, i fabbricati, le delimitazioni dei corpi discarica, gli impianti principali situati nell'area oggetto di studio, i confini e i canali di smaltimento di acque meteoritiche.

La creazione del suddetto file è stata utile al fine di verificare la corrispondenza tra i punti GPS e quelli restituiti dal rilievo fotogrammetrico. La differenza riscontrata è soddisfacente e garantisce l'utilizzo di entrambe le soluzioni.



**Figura 2** Restituzione grafica dei rilievi effettuati

#### **4.CARATTERISTICHE FUNZIONALI E TECNICHE DEI LAVORI DA REALIZZARE**

La progettazione del sistema di copertura (capping ) di una tipica discarica ultimata è espressamente prevista dal vigente quadro di riferimento normativo in materia.

La copertura superficiale finale della discarica, sulla base della vigente normativa, deve rispondere ai seguenti principali criteri:

1. Garantire l'isolamento dei rifiuti dall'ambiente esterno; in maniera tale da evitare la emissione in atmosfera di gas climalteranti, principalmente CH<sub>4</sub> e CO<sub>2</sub>, generati dai processi di degradazione delle componenti organiche presenti nei rifiuti conferiti;
- Minimizzare le infiltrazioni di acque meteoriche; infatti prevenire l'infiltrazione di acque meteoriche all'interno del corpo discarica limita la generazione di percolato
- Assicurare la riduzione al minimo della necessità manutentive;
- Minimizzazione i fenomeni di erosione;
- Garantire la resistenza agli assestamenti ed a fenomeni di subsidenza localizzata;
- Garantire la stabilità lungo le superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati;
- Essere funzionale con i requisiti prestazionali di progetto e le destinazioni d'uso previste nel piano di ripristino ambientale;
- Assicurare un corretto inserimento paesaggistico.

Nella progettazione di tale tipologia d'interventi l'erosione costituisce inoltre uno dei principali problemi che insorgono al momento della chiusura di una discarica. Tale problematica è da tenere in debita considerazione anche dopo la fase realizzativa della copertura impermeabile finale e la rinaturalizzazione della superficie.

Quindi nella successiva fase di elaborazione progettuale verrà posta particolare attenzione alle seguenti problematiche e alle relative e connesse verifiche:

1. Verifiche di stabilità della discarica a seguito della realizzazione del capping
2. Verifiche allo scorrimento tra i vari strati costituenti il capping
3. Verifica efficienza drenaggi previsti nel pacchetto di copertura
4. Verifica dell'efficienza dello strato drenante biogas
5. Verifica del sistema di regimentazione e deflusso delle acque meteoriche

Tutti gli altri elementi già autorizzati e realizzati (reti biogas, sistemi emungimento percolati) non sono oggetto della presente fase progettuale.



## **5.ANALISI SOMMARIA DELLE TECNICHE COSTRUTTIVE E INDICAZIONE DELLE NORME TECNICHE DA APPLICARE**

### **5.1 BAT DI RIFERIMENTO**

Nella progettazione di cui trattasi si fa espresso riferimento al recente D.lgs.121/2020 che In attuazione della Direttiva (UE) 2018/850, riforma la normativa precedentemente in vigore e prevista dal D.lgs. n. 36/2003.

In particolare nella presente progettazione è stato fatto esplicito riferimento al sopra citato D.lgs.121/2020 e al relativo all.1 punto 2.4.3. “*Copertura superficiale finale*” che elenca puntualmente i criteri costruttivi dei sistemi di copertura delle discariche esaurite.

Quest’ultimo provvedimento che sostanzialmente ricalcava le statuizioni della direttiva 1999/31/CE, era infatti, ormai, anacronistico rispetto alle richieste dell’Unione sempre più orientate all’effettiva realizzazione di una sostenibilità economica.

La copertura superficiale finale sarà quindi realizzata mediante l’impiego di una struttura multistrato costituita, dall’alto verso il basso, dagli strati indicati nelle due schede seguenti delle quali la prima si riferisce alla copertura superficiale della parte pianeggiante del capping (sub pianeggiante con pendenza superiore al 3%) mentre la seconda si riferisce alla parte inclinata del capping ( sponde).

Nelle due predette schede vengono indicati i vari strati e i relativi materiali dei quali si prevede l’impiego nel presente progetto.

COPERTURA SUPERFICIALE FINALE (SUB PIANEGGIANTE)	
1	<p>Strato superficiale di copertura in terreno vegetale misto a compost: è stata prevista con spessore uguale a 1 m in maniera tale che possa favorire lo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale e possa fornire una protezione adeguata contro l'erosione e una protezione delle barriere sottostanti dalle escursioni termiche.</p>
2	<p>Fornitura e posa in opera di geocomposito drenante, costituito da un'anima drenante tridimensionale in polipropilene accoppiata industrialmente a due geotessili filtranti, anch'essi in polipropilene.</p> <p>Il geocomposito dovrà avere uno spessore minimo di 8 mm alla pressione di 2 kPa ed un peso non inferiore a 850 g/m<sup>2</sup> EN ISO 9864; il peso del geotessile filtrante dovrà essere non inferiore a 100 g/m<sup>2</sup> per ciascun filtro. La portata idraulica longitudinale del geocomposito dovrà essere maggiore di 0.60/(s*m) a 50 kPa di pressione con gradiente idraulico i=0.1 e superfici di contatto Rigido/Morbido (R/S) EN ISO 12958</p> <p>Il valore delle portate a lungo termine a diverse pressioni dovrà essere certificato da ente terzo accreditato in accordo a ISO 25619 @10.000 h di test.</p> <p>Il materiale dovrà possedere certificazione ambientale EPD in accordo a ISO 14025 - EN 15804</p> <p>Il geocomposito dovrà possedere una resistenza a trazione non inferiore a 16.0 KN/m (EN ISO 10319)</p> <p>La superficie di posa deve essere priva di protuberanze superiori a 15 mm.</p> <p>Il geocomposito, dotato di marcatura CE, dovrà avere inerzia chimica totale, imputrescibilità, inattaccabilità da parte di roditori e microrganismi, insensibilità agli agenti atmosferici e all'acqua salmastra. Nel prezzo è compreso, inoltre il carico, il trasporto, lo scarico, la sovrapposizione degli strati per garantire continuità ed ogni altro onere e magistero per dare l'opera compiuta a perfetta regola.</p> <p>Si rimanda al Capitolato speciale di Appalto per le specifiche di dettaglio del materiale</p>
3	<p>Fornitura e posa in opera di geomembrana in HDPE costituita da un polimero termoplastico, fabbricato in fogli piani dello spessore pari a mm 1, ad aderenza migliorata sul lato inferiore. Essa dovrà possedere una resistenza a rottura non inferiore a 24 MPa e allungamento a rottura non inferiore al 600% (EN ISO 527-3), valutata sulla porzione ad aderenza migliorata della membrana.</p> <p>Inoltre la membrana avrà resistenza alla lacerazione non inferiore a 130 N/mm (ISO 34-1) e resistenza al punzonamento statico di 3 kN (EN ISO 12236). Il materiale inoltre dovrà possedere una densità maggiore di 0.94 g/cm<sup>3</sup> e permeabilità ai liquidi non superiore a 1*10<sup>-6</sup> mc/mq giorno. (EN 14150)</p> <p>I rotoli dovranno essere stesi con sormonto minimo di 20 cm prima della saldatura. Tutti gli elementi saranno saldati con procedimento consigliato dal produttore ed accettato dalla D.L. e comunque in accordo a UNI 10567. Il materiale impiegato dovrà avere la marcatura CE, in conformità alle norme UNI EN vigenti. Nel prezzo è compreso, inoltre il carico, il trasporto, lo scarico, la sovrapposizione degli strati per garantire continuità ed ogni altro onere e magistero per dare l'opera compiuta a perfetta regola.</p>
4	<p>Strato minerale compattato dello spessore s ≥ 0,5 m e di conducibilità idraulica k ≤ 1 x 10<sup>-8</sup> m/s i. Le modalità costruttive e il valore della permeabilità dello strato minerale compattato saranno verificate mediante campo prova in situ, per evitare il danneggiamento connesso agli agenti atmosferici ed ai carichi agenti durante la fase costruttiva.</p>
5	<p>Fornitura e posa in opera di geocomposito drenante, costituito da un'anima drenante tridimensionale in polipropilene accoppiata industrialmente a due geotessili filtranti, anch'essi in polipropilene.</p> <p>Il geocomposito dovrà avere uno spessore minimo di 8 mm alla pressione di 2 kPa ed un peso non inferiore a 850 g/m<sup>2</sup> EN ISO 9864; il peso del geotessile filtrante dovrà essere non inferiore a 100 g/m<sup>2</sup> per ciascun filtro. La portata idraulica longitudinale del geocomposito dovrà essere maggiore di 0.60/(s*m) a 50 kPa di pressione con gradiente idraulico i=0.1 e superfici di contatto Rigido/Morbido (R/S) EN ISO 12958</p> <p>Il valore delle portate a lungo termine a diverse pressioni dovrà essere certificato da ente terzo accreditato in accordo a ISO 25619 @10.000 h di test.</p> <p>Il materiale dovrà possedere certificazione ambientale EPD in accordo a ISO 14025 - EN 15804</p> <p>Il geocomposito dovrà possedere una resistenza a trazione non inferiore a 16.0 KN/m (EN ISO 10319)</p> <p>La superficie di posa deve essere priva di protuberanze superiori a 15 mm.</p> <p>Il geocomposito, dotato di marcatura CE, dovrà avere inerzia chimica totale, imputrescibilità, inattaccabilità da parte di roditori e microrganismi, insensibilità agli agenti atmosferici e all'acqua salmastra. Nel prezzo è compreso, inoltre il carico, il trasporto, lo scarico, la sovrapposizione degli strati per garantire continuità ed ogni altro onere e magistero per dare l'opera compiuta a perfetta regola.</p>
6	<p>Strato di regolarizzazione con la funzione di permettere la corretta messa in opera degli strati sovrastanti.</p>

**Tabella 1**      Sistema di copertura superficiale finale (parte pianeggiante)



COPERTURA SUPERFICIALE FINALE (SCARPATE)	
1	<p>Strato superficiale di copertura in terreno vegetale misto a compost, è stata prevista con spessore uguale a 1 m in maniera tale che possa favorire lo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale e possa fornire una protezione adeguata contro l'erosione e una protezione delle barriere sottostanti dalle escursioni termiche.]</p>
2	<p>Fornitura e posa in opera di geocomposito di rinforzo, aggrappo e drenaggio preaccoppiato in stabilimento di produzione e marcato CE costituito da un'anima interna ottenuta per estrusione di monofilamenti sintetici aggrovigliati alla quale vengono termocoppiati due geotessili filtranti ed una geostuoia ad alta resistenza.</p> <p>Il geocomposito costituito da una geogriglia tessuta in poliestere ad alta tenacità con rivestimento polimerico compenetrata e resa solidale durante il processo di produzione ad una serie di filamenti poliolefinici distribuiti su di essa in maniera casuale si da conseguire un miglioramento delle sue caratteristiche di aderenza con il terreno sopra di esso riportato. La resistenza a trazione Nominale sarà non inferiore a 150 kN/m (EN ISO 10319), ed una capacità drenante con gradiente <math>i=0,1</math> contatto R/S e 50 kPa di pressione, pari a 0,60 l/m/s (UNI EN ISO 12958)</p> <p>Il valore delle portate a lungo termine a diverse pressioni dovrà essere certificato da ente terzo accreditato in accordo a ISO 25619 @10.000 h di test. Inoltre, il prodotto dovrà possedere una certificazione ambientale (EPD) emessa da ente terzo accreditato in accordo a ISO 14025 e EN 15804</p> <p>Si rimanda al Capitolato speciale di Appalto per le specifiche di dettaglio del materiale</p>
3	<p>Fornitura e posa in opera di geomembrana in HDPE costituita da un polimero termoplastico, fabbricato in fogli piani dello spessore pari a mm 1, ad aderenza migliorata sul lato inferiore. Essa dovrà possedere una resistenza a rottura non inferiore a 24 MPa e allungamento a rottura non inferiore al 600% (EN ISO 527-3), valutata sulla porzione ad aderenza migliorata della membrana.</p> <p>Inoltre la membrana avrà resistenza alla lacerazione non inferiore a 130 N/mm (ISO 34-1) e resistenza al punzonamento statico di 3 kN (EN ISO 12236). Il materiale inoltre dovrà possedere una densità maggiore di 0,94 g/cm<sup>3</sup> e permeabilità ai liquidi non superiore a 1*10<sup>-6</sup> mc/mq giorno. (EN 14150)</p> <p>I rotoli dovranno essere stesi con sormonto minimo di 20 cm prima della saldatura. Tutti gli elementi saranno saldati con procedimento consigliato dal produttore ed accettato dalla D.L. e comunque in accordo a UNI 10567. Il materiale impiegato dovrà avere la marcatura CE, in conformità alle norme UNI EN vigenti. Nel prezzo è compreso, inoltre il carico, il trasporto, lo scarico, la sovrapposizione degli strati per garantire continuità ed ogni altro onere e magistero per dare l'opera compiuta a perfetta regola.</p> <p>Si rimanda al Capitolato speciale di Appalto per le specifiche di dettaglio del materiale</p>
4	<p>Fornitura e posa di geocomposito bentonitico a base di bentonite sodica costituito da un sandwich di geotessili nontessuti in polipropilene ; la bentonite contenuta nel geocomposito avrà un contenuto di umidità non superiore al 12% ed avrà le seguenti caratteristiche minime: - contenuto in montmorillonite non inferiore al 70%; - assorbimento d' acqua secondo ASTM E946 non inferiore al 700%; - rigonfiamento libero secondo ASTM D5890 non inferiore a 24 ml/2 gr; - perdita di fluido secondo ASTM D5891 non superiore a 18 ml. I singoli strati del geocomposito saranno assemblati mediante un sistema continuo di agugliatura meccanica tale da garantire una resistenza allo spellamento (peeling) secondo ASTM D6496 non inferiore a 65 N ed il geocomposito, prodotto in qualità secondo le norme ISO 9001:2000, dovrà garantire le seguenti caratteristiche: - Permeabilità secondo ASTM D5804 non superiore a 5 x 10<sup>-11</sup> m/sec cui corrisponderà una perdita massima di fluido non superiore a 1 x 10<sup>-8</sup> mc/mqsec calcolata secondo le norme ASTM D5887. Sarà fornito in rotoli di larghezza minima di 4,5 metri. Il fornitore, se in certificazione di qualità ISO 9001:2000 come distributore di geosintetici, dovrà produrre per la DDLL una certificazione delle caratteristiche suddette dichiarando, inoltre, il nome del produttore, il luogo, la ditta esecutrice dei lavori e le quantità fornite. In caso di azienda fornitrice non certificata ISO 9001:2000 a tale scopo le caratteristiche suddette saranno testate in laboratorio qualificato con minimo una prova per ogni caratteristica da certificare per ogni lotto di materiale consegnato oppure certificate dal produttore stesso allegando copia della sua certificazione di qualità ISO 9001:2000.</p>
5	<p>Fornitura e posa in opera di geocomposito drenante, costituito da un'anima drenante tridimensionale in polipropilene accoppiata industrialmente a due geotessili filtranti, anch'essi in polipropilene.</p> <p>Il geocomposito dovrà avere uno spessore minimo di 8 mm alla pressione di 2 kPa ed un peso non inferiore a 850 g/m<sup>2</sup> EN ISO 9864; il peso del geotessile filtrante dovrà essere non inferiore a 100 g/m<sup>2</sup> per ciascun filtro. La portata idraulica longitudinale del geocomposito dovrà essere maggiore di 0.60l/(s*m) a 50 kPa di pressione con gradiente idraulico <math>i=0.1</math> e superfici di contatto Rigido/Morbido (R/S) EN ISO 12958</p> <p>Il valore delle portate a lungo termine a diverse pressioni dovrà essere certificato da ente terzo accreditato in accordo a ISO 25619 @10.000 h di test.</p> <p>Il materiale dovrà possedere certificazione ambientale EPD in accordo a ISO 14025 - EN 15804</p> <p>Il geocomposito dovrà possedere una resistenza a trazione non inferiore a 16,0 KN/m (EN ISO 10319)</p> <p>La superficie di posa deve essere priva di protuberanze superiori a 15 mm.</p> <p>Il geocomposito, dotato di marcatura CE, dovrà avere inerzia chimica totale, imputrescibilità, inattaccabilità da parte di roditori e microrganismi, insensibilità agli agenti atmosferici e all'acqua salmastra. Nel prezzo è compreso, inoltre il carico, il trasporto, lo scarico, la sovrapposizione degli strati per garantire continuità ed ogni altro onere e magistero per dare l'opera compiuta a perfetta regola.</p> <p>Si rimanda al Capitolato speciale di Appalto per le specifiche di dettaglio del materiale</p>
6	<p>Strato di regolarizzazione con la funzione di permettere la corretta messa in opera degli strati sovrastanti.</p>

**Tabella 2** Sistema di copertura superficiale finale (parte inclinata sponde)

Il pacchetto di protezione proposto presenta come accennato degli strati alternativi rispetto a quanto previsto dall'all.1 del d.lgs. 121/2020, ma comunque trattasi di soluzioni alternative contemplate con caratteristiche prestazionali equivalenti, come si dimostrerà nella successiva fase progettuale.

La scelta di ricorrere alle soluzioni equivalenti nasce dall'idea di minuzzare gli impatti connessi alla escavazione e trasporto, di materiale con caratteristiche conformi a quanto previsto all'allegato 1 D.lgs.121/2020.

Inoltre, la scelta dell'equivalenza elimina la necessità della ricerca ingenti quantitativi di terreno e ghiaie idonee con tutte le conseguenti implicazioni e cioè in relazione alla specificità del territorio di riferimento.

## 5.2 TECNICHE DELLA SISTEMAZIONE MORFOLOGICA E COSTRUTTIVE DEL CAPPING

Sulla base delle soluzioni tecniche relative ai pacchetti di copertura, diversificati come accennato per le sponde e per il pianoro superficiale, le tecniche realizzative del capping saranno articolate come di seguito descritto.

L'attuale discarica, a seguito dei rilievi effettuati, si presenta con pendenze molto elevate che non sono compatibili con le futura attività manutentive legate alla post gestione dell'impianto. Inoltre si nutrono dubbi sulla sua stabilità locale nel tempo.

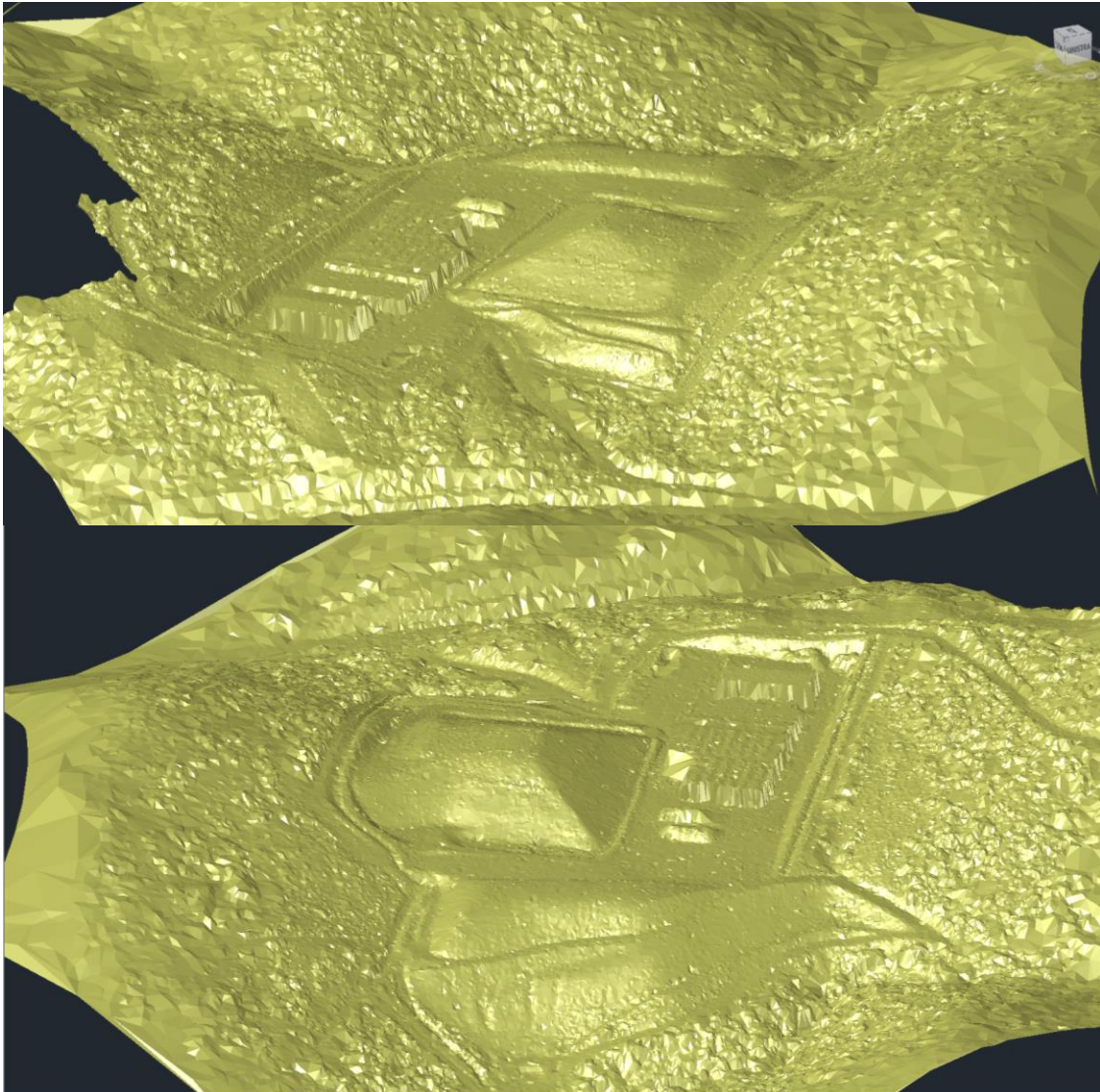


Figura 3 Modello Civil 3D dell'area attuale della discarica a seguito del rilievo effettuato con drone





Dall'immagine soprastante si evince la rilevante pendenza che attualmente caratterizza la discarica lato NE

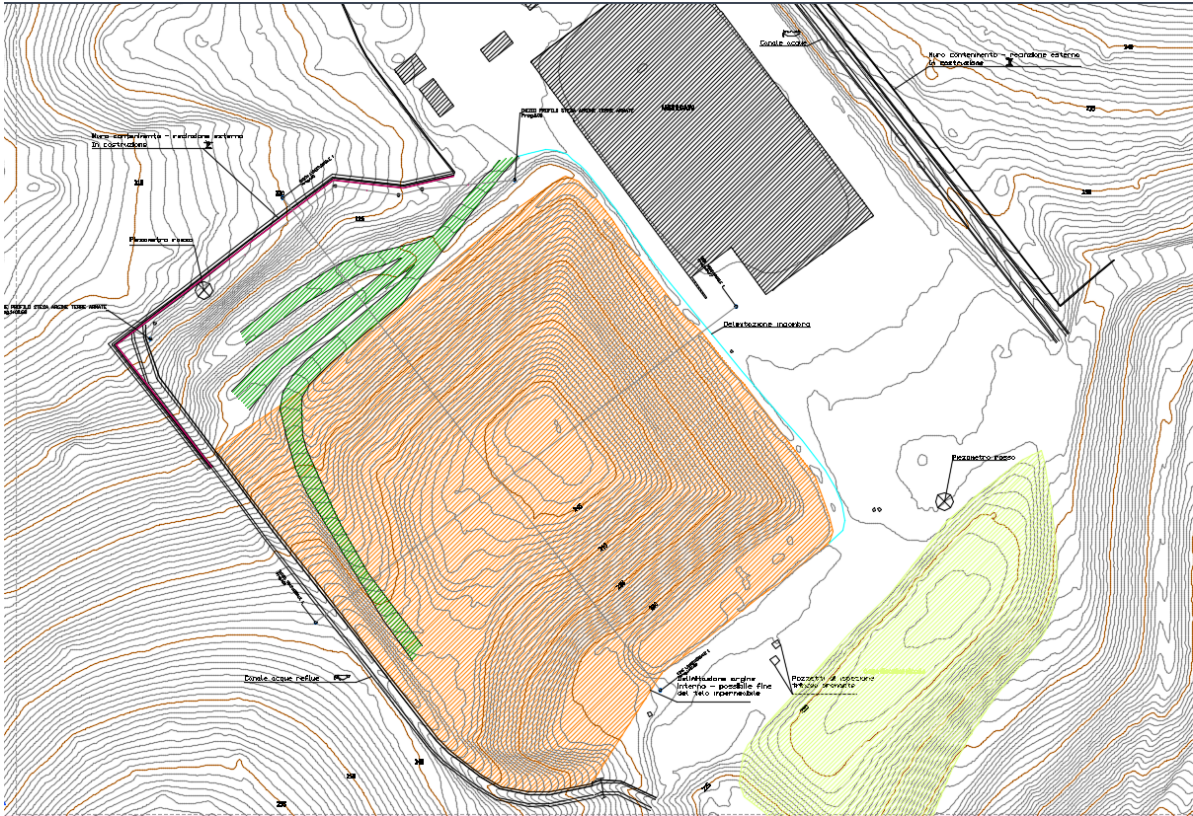




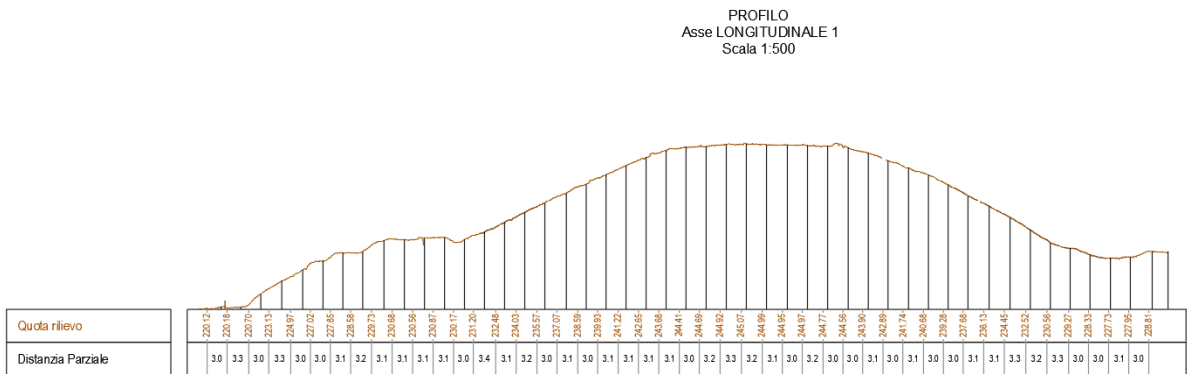


Nell'ottica quindi di realizzare una sistemazione morfologica della discarica che consenta in prospettiva una agevole attività di post gestione, si è previsto di operare con le seguenti modalità, rettificando l'attuale morfologia superficiale che viene rappresentata nella immagine successiva.

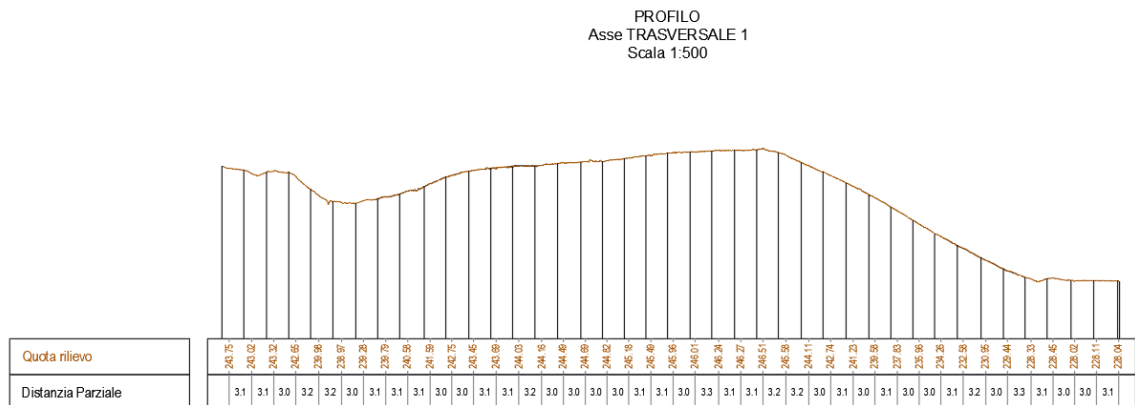




**Figura 4** Rilievo dell'attuale discarica (in arancione, area oggetto di intervento progettuale di capping definitivo)  
La attuale situazione morfologica viene rappresentata nelle due sezioni riportate nelle immagini seguenti.



**Figura 5** Profilo attuale sezione longitudinale Nord-Sud



**Figura 6** Profilo attuale sezione trasversale Ovest-Est



### 5.3 ATTIVITÀ CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DEL CAPPING DEFINITIVO

1. Preliminarmente, si procederà alla rimozione del telo di copertura provvisorio ammalorato;
2. Svuotamento bacino di accumulo acque meteoriche e percolati, poiché l'attuale area di scarica è inoltre caratterizzata dalla presenza di un sistema di drenaggio e raccolta del percolato/acque meteoriche costituito da un bacino impermeabilizzato con telo in HDPE posto all'aperto nella porzione sud dell'area, come si evince dalla documentazione fotografica seguente.  
Detto rifiuto verrà smaltito presso impianti autorizzati;



3. Prolungamento stazione di pompaggio percolati ed organi di funzionamento, i percolati sia in fase di gestione che post gestione saranno destinati all'impianto di depurazione a servizio del polo impiantistico, considerato però che l'avvio del depuratore non riguarda questo intervento progettuale ed è legato ad un'altra attività di appalto e vista l'incertezza del suo avvio si ritiene necessario prevedere n°2 serbatoio in resina per lo stoccaggio dei percolati da 30m<sup>3</sup> ciascuno, per garantire un tempo di detenzione congruo prima dello smaltimento in impianti all'uopo autorizzati.
4. Realizzazione argine di contenimento per la nuova riprofilatura del corpo discarica che sarà completato con un idoneo sistema di impermeabilizzazione a sua volta saldato al telo in HDPE esistente. L'argine di contenimento costituirà quindi l'elemento di raccordo tra la base dei rifiuti e la nuova modellazione della parte superficiale della stessa;
5. Effettuare una risagomatura dell'intero ammasso realizzando una morfologia più morbida, meno acclive, dell'estradosso dell'impianto, nel pieno rispetto delle sezioni di progetto e nell'ottica della compensazione degli scavi con i riporti.

I rifiuti movimentati saranno gestiti all'interno dell'impianto di discarica.

Le pendenze massime utilizzate nella modellazione morfologica superficiale del corpo discarica saranno caratterizzate da un valore non superiore al 30%.

E' prevista la realizzazione in una rampa di accesso, che partendo dalla pista esistente consente l'accesso fino alla sommità della discarica, mettendo in oltre in comunicazione le varie banche previste in progetto.

Partendo dal modello in *Civil 3D* dell'attuale ammasso nell'ottica di realizzare una mitigazione visiva e geotecnica dell'attuale sistemazione il progetto prevede una risagomatura degli attuali profili in maniera tale da realizzare scarpate meno acclivi, caratterizzate dalla presenza di banche intermedie necessarie per poter effettuare le attività manutentive delle opere di sistemazione naturalistica, delle scarpate e dei canali di deflusso delle acque meteoriche.

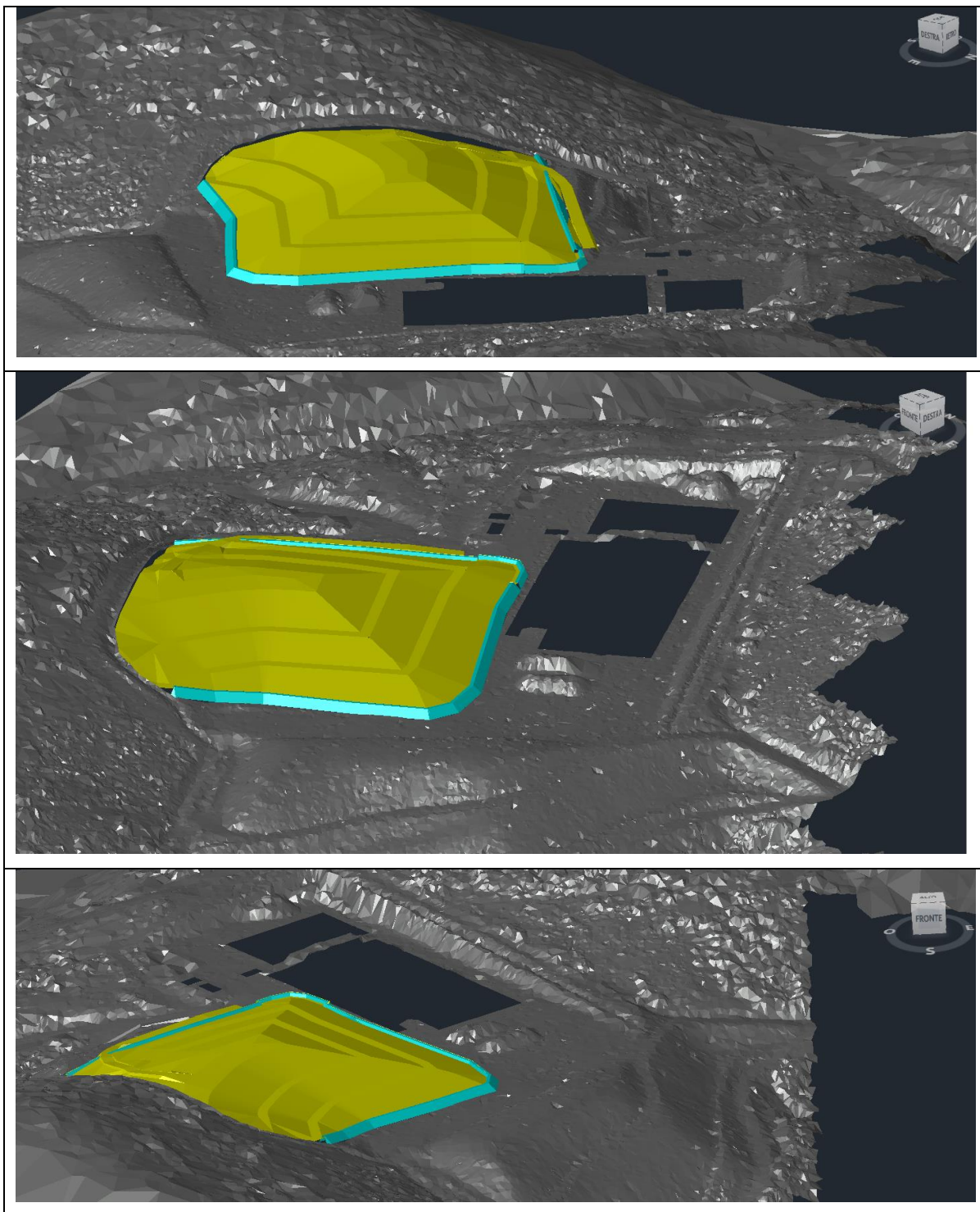


Figura 7 Simulazioni geometriche in Civil 3D della sistemazione morfologica finale della discarica





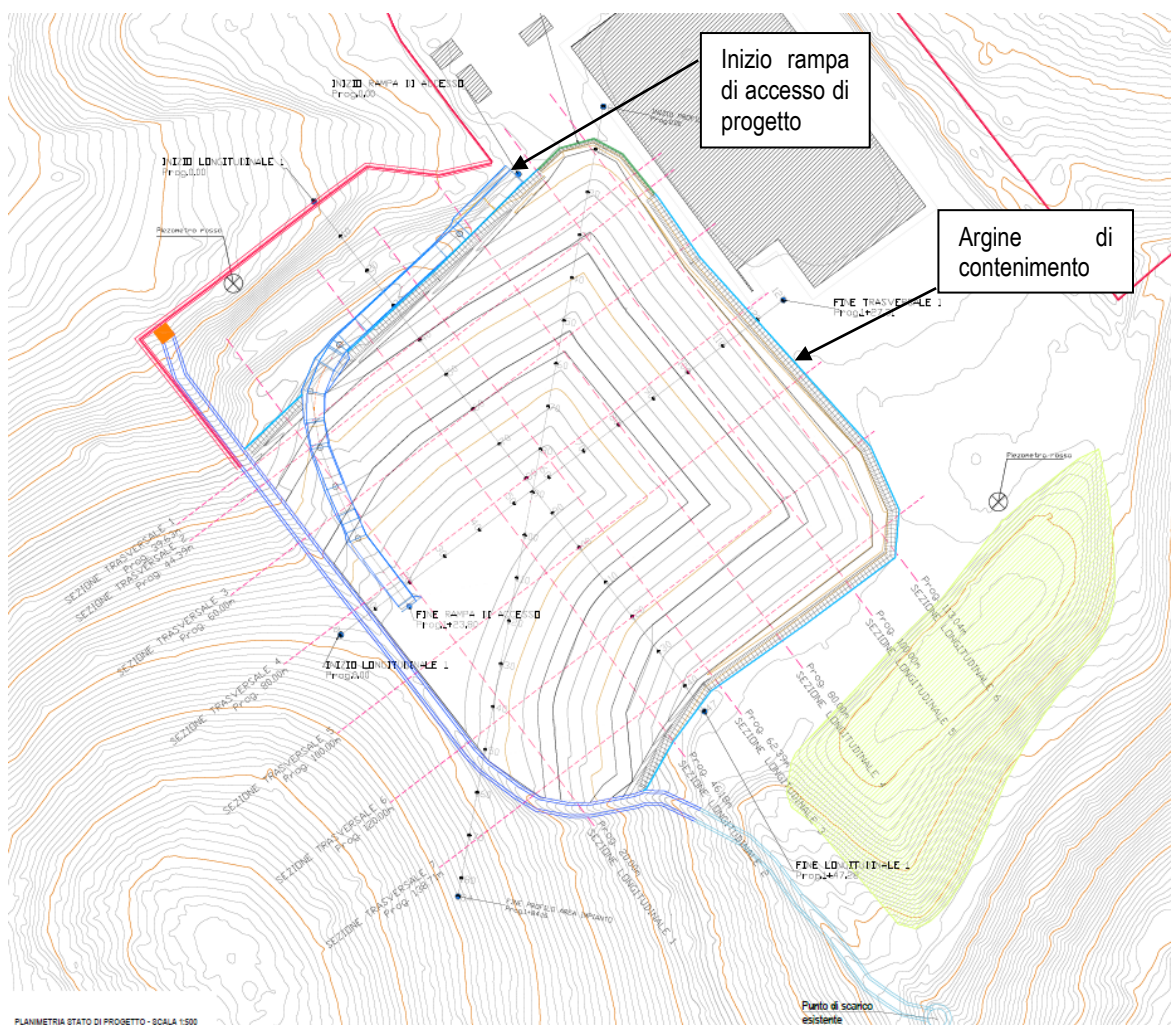


Figura 10 Nuovo layout della discarica a seguito della riprofilatura/risagomatura dell'ammasso.

6. Effettuata la risagomatura, si procederà quindi a realizzare il pacchetto di copertura, diversificato per le sponde e per la parte sommitale pianeggiante, nel rispetto di quanto previsto all'all.1 al d.lgs.121/2020;
7. Verranno quindi adeguate al nuovo profilo finale le reti di captazione e trasporto del biogas, poiché sul corpo discarica sono presenti n° 4 pozzi di estrazione del biogas che a loro volta sono collegati con una torcia. Nell'effettuare la rimodellazione della copertura sarà necessario modificare l'altezza delle teste pozzo in relazione alla nuova morfologia progettuale dell'estradosso del corpo discarica. Dovrà essere prestata inoltre la massima attenzione durante tutte le attività a non alterare il sistema di protezione antincendio.

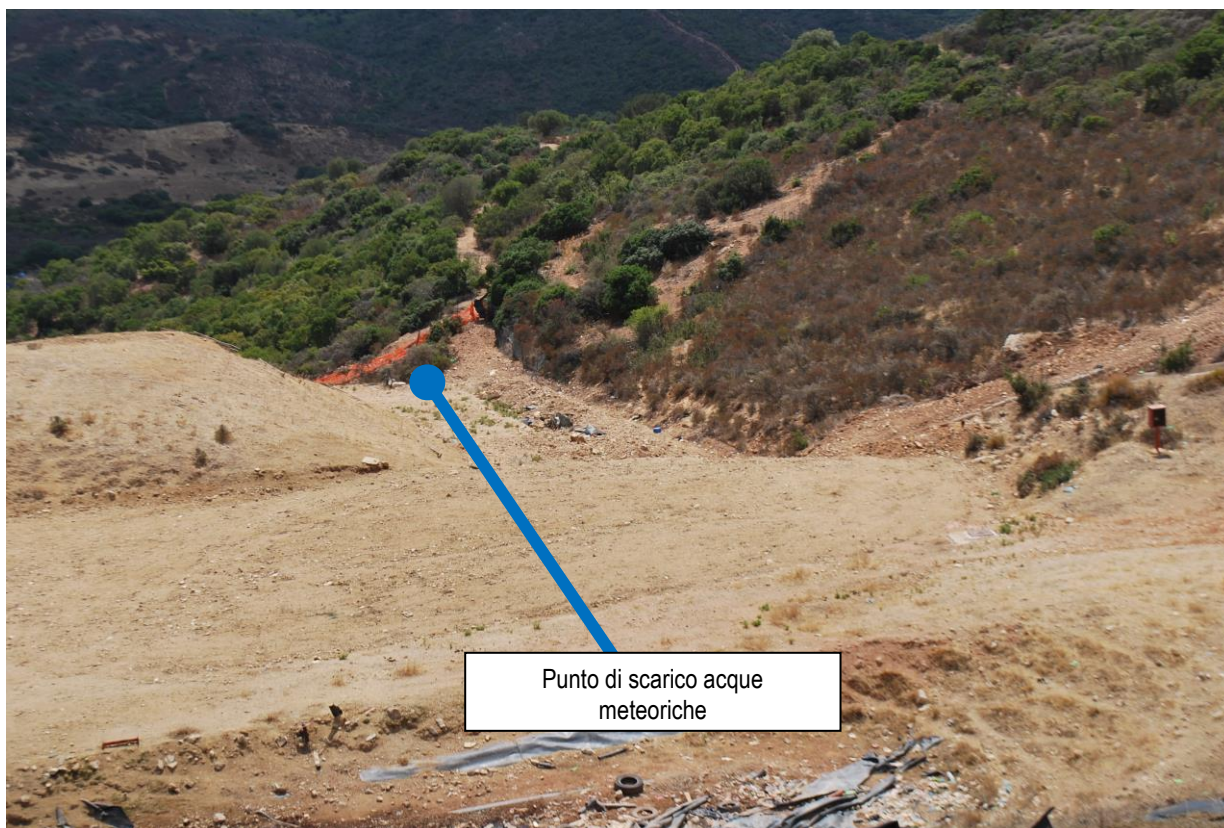


Figura 11 Testa pozzo presente in discarica

8. Verranno realizzate le reti di deflusso e la connessione con il punto di scarico finale delle acque meteoriche dilavanti. Le reti saranno costituite da una serie canali realizzati con tecniche dell'ingegneria naturalistica, opportunamente dimensionati sulla base della portata di massima piena con tempo di ritorno 10 anni, utilizzando per la verifica detta portata maggiorata del 30% così come richiesto dal richiamato *D.lgs. 121/2020*.

Sarà necessario realizzare una opera di protezione del punto di scarico prevedendo un materassino tipo Reno in corrispondenza della zona di immissione delle acque nel canale di cui trattasi.





Infine in relazione alla necessità di regimentare le acque meteoriche intercettate in una limitata zona posta a nord dell'area di discarica, vedi immagini sottostanti, le stesse verranno fatte confluire in un pozzetto di rilancio che le convoglierà direttamente in corrispondenza del nuovo punto di scarico come precedentemente descritto;



9. Compilate le opere suddette si procederà a realizzare le opere di rinaturalizzazione dell'area in maniera tale che stessa risulti perfettamente inserita nel contesto naturale ed ambientale circostante, prevedendo inoltre un sistema di irrigazione.
10. Sarà realizzato il nuovo piezometro di monitoraggio



## **6.CARATTERISTICHE TECNICHE DEI MATERIALI EQUIVALENTI PREVISTI IN PROGETTO**

Al fine di definire la soluzione ottimale per la copertura definitiva ed il ripristino ambientale della discarica di cui trattasi il riferimento normativo in vigore in Italia è il d.lgs.36 recentemente modificato dal d.lgs.121/2020, che viene di seguito riportato per completezza di informazione

### **PARAGRAFO 2.4.3. Copertura superficiale finale – Discarica di Non Pericolosi o Pericolosi**

*La copertura finale deve essere realizzata mediante una struttura multistrato costituita, dall'alto verso il basso, dai seguenti strati:*

- 1. strato superficiale di copertura con spessore maggiore o uguale a 1 m che favorisca lo sviluppo delle specie vegetali di copertura ai fini del piano di ripristino ambientale e fornisca una protezione adeguata contro l'erosione e di proteggere le barriere sottostanti dalle escursioni termiche;*
  - 2. strato drenante di materiale granulare con spessore  $s \geq 0,5$  m di idonea trasmissività e permeabilità ( $K > 10^{-5}$  m/s). Tale strato può essere sostituito da un geocomposito di drenaggio di caratteristiche prestazionali equivalenti, ovvero in grado di drenare nel suo piano la portata meteorica di progetto, valutata con un tempo di ritorno pari ad almeno 30 anni. In ogni caso lo strato drenante va protetto con un idoneo filtro naturale o di geotessile per prevenire eventuali intasamenti connessi al trascinamento del materiale fine dello strato superficiale di copertura;*
  - 3. strato minerale compattato dello spessore  $s \geq 0,5$  m e di conducibilità idraulica  $k \leq 1 \times 10^{-8}$  m/s integrato da un rivestimento impermeabile superficiale. Le modalità costruttive e il valore della permeabilità dello strato minerale compattato possono essere determinate mediante campo prova in situ. Lo strato minerale compattato integrato dal geosintetico di impermeabilizzazione dovrà essere protetto con un opportuno strato costituito da idoneo materiale naturale o artificiale, per evitare il danneggiamento connesso agli agenti atmosferici ed ai carichi agenti durante la fase costruttiva. Lo strato minerale compattato di spessore inferiore può essere completato con materiali geosintetici di impermeabilizzazione, garantendo che nell'insieme la prestazione in termini di tempo di attraversamento della barriera sia equivalente. Particolari soluzioni progettuali nella realizzazione dello strato minerale compattato delle parti con pendenza superiore a  $30^\circ$ , che garantiscano comunque una protezione equivalente, potranno eccezionalmente essere adottate e realizzate anche con spessori inferiori a 0,5 m, a condizione che vengano approvate dall'ente territoriale competente;*
  - 4. strato di drenaggio del gas e di rottura capillare, con spessore maggiore o uguale a 0,5 m di idonea trasmissività e permeabilità al gas in grado di drenare nel suo piano la portata di gas prodotta dai rifiuti. In ogni caso lo strato drenante va protetto con un idoneo materiale naturale o sintetico.*
  - 5. strato di regolarizzazione con la funzione di permettere la corretta messa in opera degli strati sovrastanti.*
- In ogni caso dovranno essere garantite le verifiche di stabilità della copertura in condizioni statiche e sismiche in corrispondenza di tutte le possibili superfici di scorrimento che comprendano tutte le interfacce dei materiali utilizzati in accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti. A tal fine il pacchetto prima descritto può essere completato con idonei con geosintetici di rinforzo.*

*Particolari soluzioni progettuali, opportunamente motivate, nella realizzazione della copertura finale delle scarpate laterali, potranno essere autorizzate dall'Autorità competente a condizione che garantiscano una protezione e una funzione equivalenti.*

Lo strato di drenaggio delle acque in accordo con il sopra richiamato quadro di riferimento normativo è caratterizzato da spessore  $\geq 0,5$  m ed è costituito da materiale drenante (ghiaia).

Nel presente progetto si prevede l'adozione di una soluzione alternativa equivalente che propone l'utilizzo di un geocomposito drenante delle medesime caratteristiche di quello previsto per lo strato drenante superficiale per la raccolta delle acque meteoriche.

Il calcolo, verrà esposto di seguito e verrà svolto verificando prima l'equivalenza con uno strato minerale, ed in secondo luogo verificando che il geocomposito possa smaltire la Q di progetto generata dalla pioggia

L'equivalenza del materiale proposto con lo strato richiesto dalla normativa verrà verificata confrontando la portata all'interno dei due materiali.

La conducibilità idraulica ai liquidi (acqua) verrà assunta per questo progetto pari a  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s valore medio di un terreno naturale, sapendo che uno strato drenante di tale tipo ha solitamente una permeabilità variabile tra  $5 \cdot 10^{-2}$  m/s, e  $5 \cdot 10^{-4}$

Analogamente a quanto proposto, per l'adozione di uno strato equivalente al materiale drenante per le acque meteoriche, è stato proposto l'utilizzo di un geocomposito drenante delle medesime caratteristiche di quello previsto per lo strato drenante e rottura capillare del biogas; in ragione del fatto che la discarica ha terminato da tempo i conferimenti e la producibilità del biogas è ridotta al minimo.

Il calcolo, verrà esposto di seguito e verrà svolto verificando prima l'equivalenza con uno strato minerale, ed in secondo luogo verificando che il geocomposito possa consentire di drenare la medesima quantità di biogas.

Per quanto riguarda le sponde esterne così come previsto dalla norma, è stata prevista una particolare soluzione progettuale realizzata con un materassino bentonitico rivestito con TNT, in alternativa allo *strato minerale compattato dello spessore  $s \geq 0,5$  m e di conducibilità idraulica  $k \leq 1 \times 10^{-8}$  m/s*; poiché come precedentemente riportato la scelta di ricorrere alle soluzioni equivalenti nasce dall'idea di minimizzare gli impatti connessi alla escavazione e trasporto, di materiale con caratteristiche conformi a quanto previsto all'allegato 1 D.lgs.121/2020; ed inoltre, la scelta dell'equivalenza elimina la necessità della ricerca ingenti quantitativi di terreno e ghiaie idonee con tutte le conseguenti implicazioni e cioè in relazione alla specificità del territorio di riferimento.

Inoltre a scelta di utilizzare geocompositi all'interno di un progetto nasce da diversi fattori, sia tecnici sia ambientali.

Vanno inoltre ricordati, anche dal punto di vista tecnico che il materiale sintetico viene prodotto in uno stabilimento controllato in cui sono implementati tutti i controlli previsti dai processi legati alla marcatura CE dei materiali da costruzione. Tale condizione garantisce prestazioni costanti nell'arco delle diverse produzioni, permettendo una ragionevole qualità del prodotto finito.

Al contrario, l'utilizzo di materiali naturali prevede una maggior attenzione alle modalità operative di messa in opera (si pensi alla permeabilità attesa di uno strato di argilla), nonché sovente problematiche di stabilità del pacchetto installato. A ciò va aggiunta anche la maggior difficoltà nel determinare gli esatti spessori dei materiali installati su superfici molto ampie.

In secondo luogo, è importante ricordare come in termini di consumo del territorio e delle risorse naturali l'utilizzo di geosintetici garantisca:

1. Minor numero di mezzi d'opera in cantiere;
2. Minor consumo di risorse naturali, talvolta poste in zone lontano dal sito di realizzazione

A titolo esemplificativo si calcola l'impatto di uno strato di materiale inerte tipo ghiaia, che viene installata su uno strato. (50 cm)

Assumendo la massima portata di un automezzo pari a 30 ton, e la densità del materiale da cava per gli strati del biogas ed idraulici pari a 1600 kg/m<sup>3</sup>, è possibile stimare in circa 18-20 m<sup>3</sup> la massima capacità di carico di un autotreno.

Dovendo ipotizzare di installare uno strato da 50 cm (per acque meteoriche) rif 1.2.3 Dlgs 121/2020, ogni autotreno trasporta circa 20 m<sup>2</sup> di superficie utile.

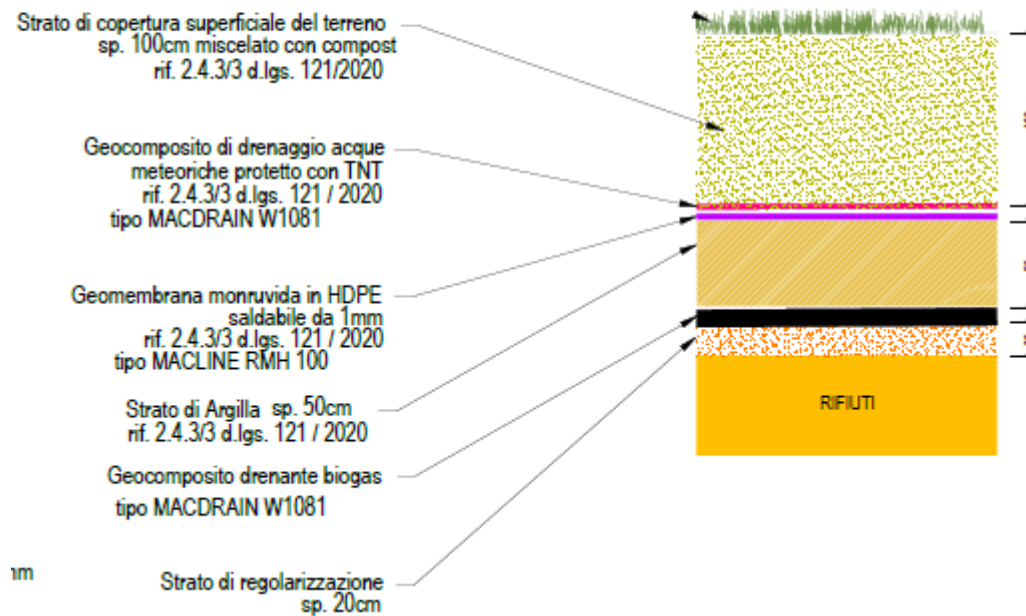
Al confronto, stimando in circa 5500 m<sup>2</sup> la capacità di carico di un GCD sintetico, è facile intuire come il rapporto sia nettamente favorevole in termini di autotreni di materiale sintetico.

A maggior conforto di ciò, e volendo pensare agli impatti ambientali dei vari materiali, si propone di scegliere materiali caratterizzati da idonea certificazione ambientale EPD in accordo a ISO 14025 and EN 15804.

La scelta di fornitori certificati garantisce una maggiore trasparenza ambientale e la possibilità di fare paragoni in termini, ad esempio, di emissione di CO<sub>2</sub> equivalente tra la soluzione tradizionale e quella sintetica.

## 6.1 PARTICOLARI COSTRUTTIVI CAPPING PROTEZIONE PARTE SUB ORIZZONTALE PARTICOLARE CAPPING PARTE SUBORIZZONTALE

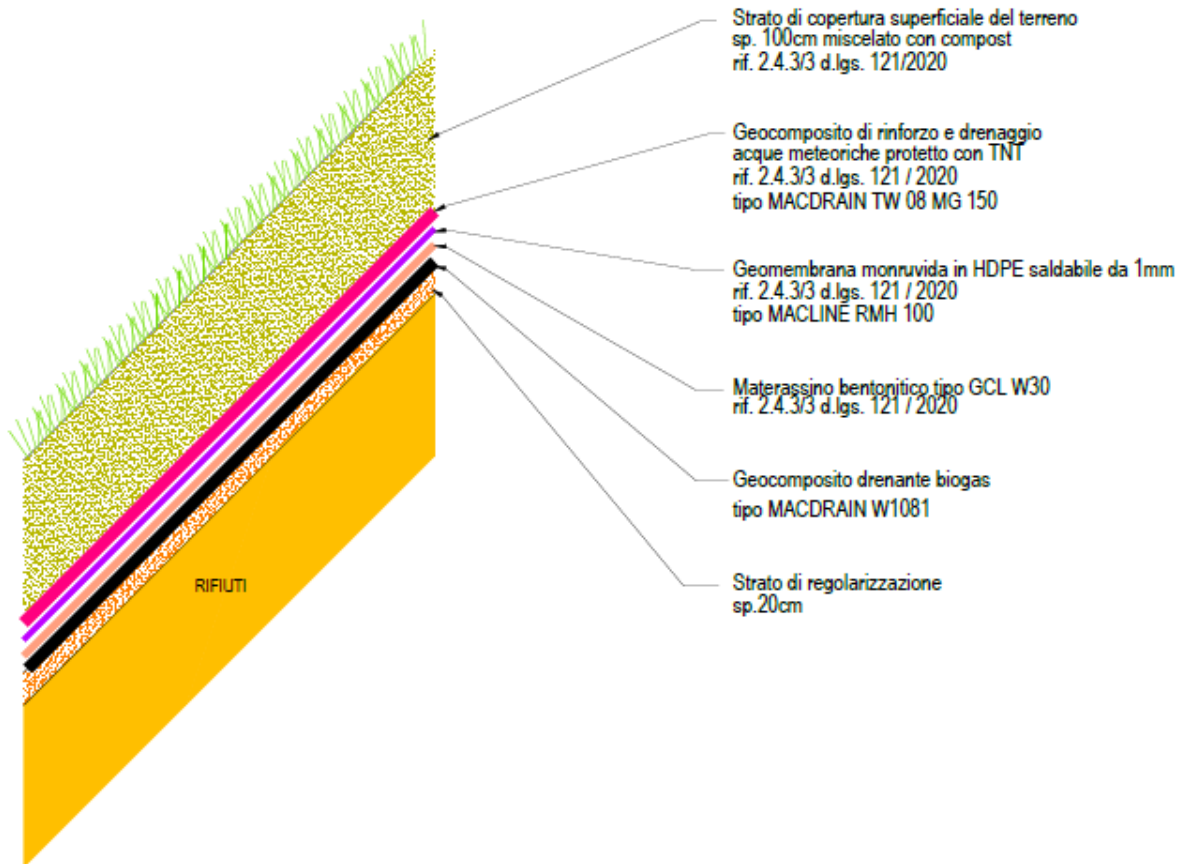
Scala 1:25



## 6.2 PARTICOLARI COSTRUTTIVI CAPPING PROTEZIONE SPONDE

### PARTICOLARE PROTEZIONE DELLE SPONDE

Scala 1:25



## 6.3 GEOCOMPOSITO DRENANTE ACQUE METEORICHE

### 6.3.1 Legge di Darcy

La portata in ingresso nello strato di materiale granulare viene calcolata in accordo alla *Legge di Darcy*:

$$q_h^* = Q_{Darcy} \frac{E}{L}$$

dove:

- $Q_{Darcy}$  = portata nello strato granulare;
- $E$  = fattore di equivalenza;
- $L$  = lunghezza dello strato drenante.

La velocità del flusso all'interno di un geocomposito è proporzionale al gradiente idraulico che è definito come segue:

$$i = \delta h / L$$

dove:

- $\delta h$  = perdita di carico idraulico lungo la distanza  $L$  nel geocomposito [m];
- $L$  = distanza tra 2 punti lungo la direzione del flusso nel geocomposito [m].

Quando il geocomposito è posto su un piano quasi orizzontale, è possibile approssimare  $i$  come segue:

$$i = \tan \alpha = V/H$$

La portata di un geocomposito può essere espressa in termini di:

- trasmissività = portata per unità di larghezza del geocomposito e per unità di gradiente idraulico

$$\theta = (q / B) / i$$

- portata unitaria = portata per unità di larghezza del geocomposito, per uno specifico gradiente idraulico

$$Q = q / B$$

dove:

- $\theta$  = trasmissività del geocomposito [l/s/m o m<sup>3</sup>/s/m];
- B = larghezza del campione di geocomposito [m];
- q = portata misurata per un campione di geocomposito di larghezza B [l/s o m<sup>3</sup>/s];
- Q = portata unitaria per unità di larghezza del geocomposito [l/s/m o m<sup>3</sup>/s/m].

A livello internazionale viene utilizzata solo la portata unitaria Q, che viene misurata con un sistema simile a quello sviluppato da Darcy per i suoi studi.

### 6.3.2 Pressione applicata al geocomposito

La valutazione della pressione applicata al geocomposito è fondamentale nella progettazione di un geocomposito.

La pressione applicata dipende dalla posizione del geocomposito e dalle caratteristiche dei materiali a contatto con esso.

Per un geocomposito posto su una superficie piana o inclinata, la pressione applicata è data dal peso del terreno sovrastante e da eventuali sovraccarichi sulla superficie del terreno:

$$p = \gamma H + q$$

dove:

- $\gamma$  = peso specifico del terreno [kN/m<sup>3</sup>];
- H = spessore del terreno sul geocomposito [m];
- q = sovraccarico distribuito sulla superficie del terreno [kPa].

### 6.3.3 Comportamento a compressione del geocomposito

In funzione del tipo di anima drenante, tutti i geocompositi saranno tipicamente soggetti a compressione a breve termine e a creep dovuto a compressione, dovuti a carichi e pressioni. In generale, un aumento del carico porterà ad una riduzione, graduale o istantanea, dello spessore dell'anima drenante.

È possibile definire due tipi di comportamento a compressione dell'anima drenante:

- anima comprimibile, senza nessun punto di collasso definito;
- anima collassabile, con punti di collasso ben definiti.



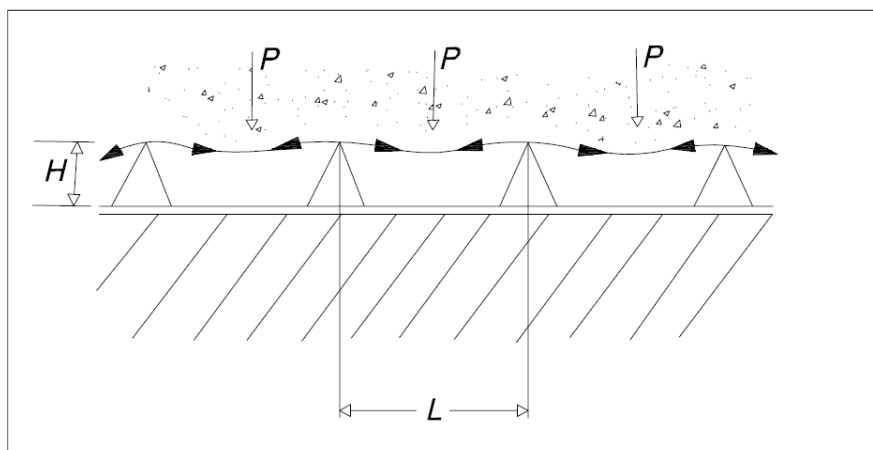


Figura 12 Diminuzione dell'area della sezione trasversale del geocomposito drenante a contatto con il terreno

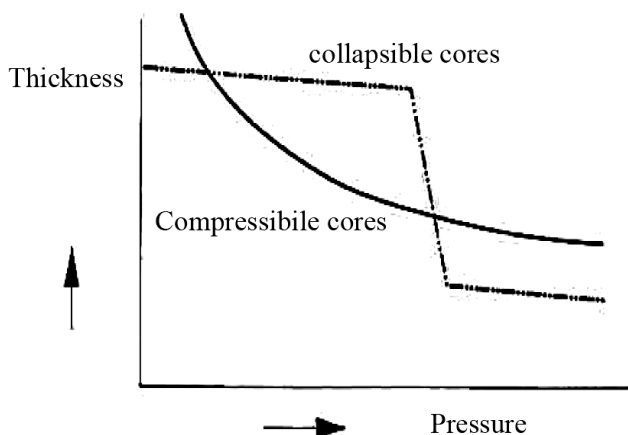


Figura 13 Effetti della pressione sullo spessore dell'anima drenante del geocomposito

La capacità drenate del geocomposito è direttamente proporzionale allo spessore dell'anima drenante, quindi il valore di riferimento della portata dovrebbe essere determinato solo quando i carichi applicati e il geocomposito raggiungono l'equilibrio e lo spessore e la capacità drenante non si riducono ulteriormente.

I dreni comprimibili raggiungono questo equilibrio in poche ore, mentre per i dreni collassabili l'equilibrio è più difficile da determinare.

Si fa notare che il dreno scelto in fase di progettazione ha una anima drenante comprimibile, quindi la rottura dovuta al collasso dell'anima drenante non avvera mai.

#### 6.3.4 Calcolo della portata ammissibile

La portata ammissibile per uno specifico geocomposito dipende dai seguenti fattori:

- tipo e caratteristiche dell'anima drenante;
- tipo e caratteristiche dei geotessili e processo di accoppiamento all'anima drenante;
- caratteristiche e materiali a contatto con le due facce del geocomposito;
- pressione applicata;
- vita utile;
- gradiente idraulico per la portata all'interno del geocomposito.

La portata in piano del geocomposito drenante viene misurata tramite il test standard della EN ISO 12958.

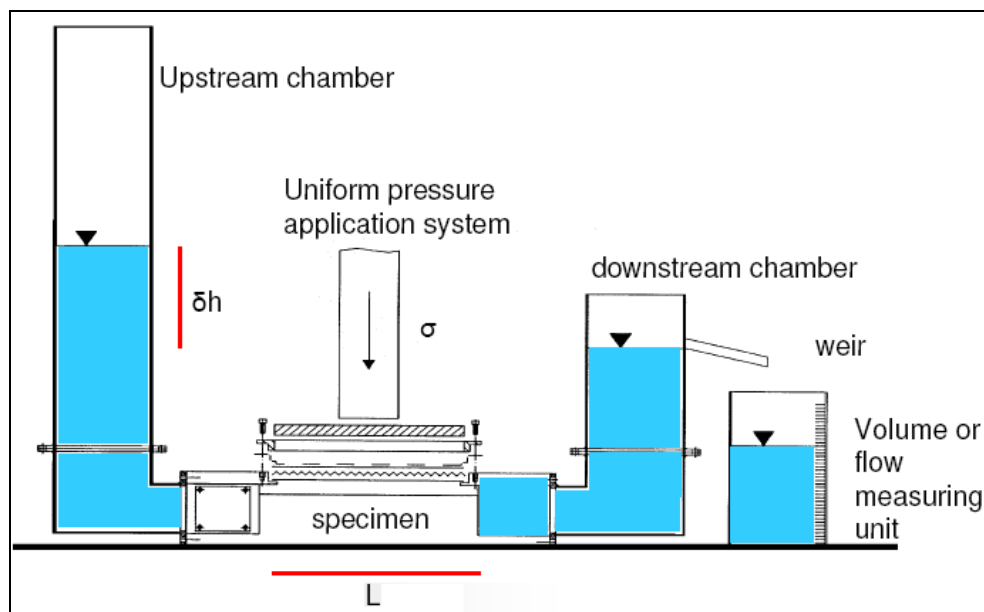
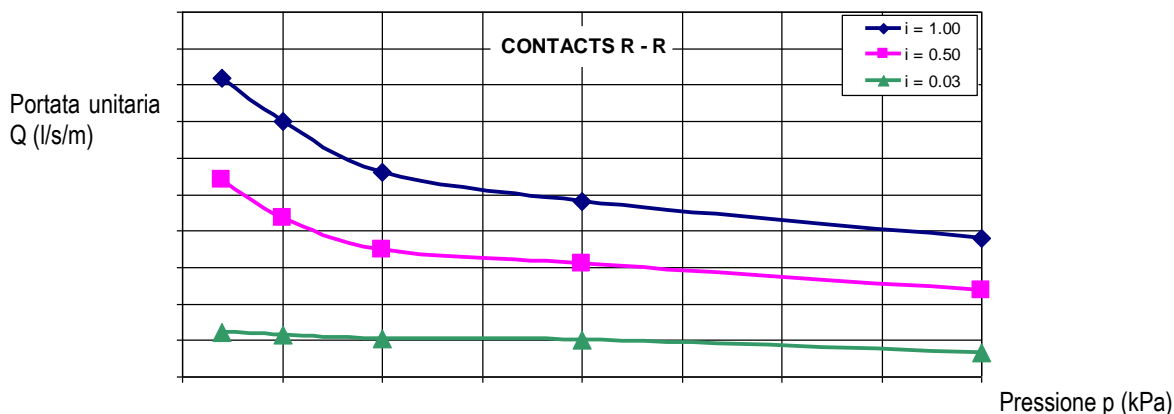


Figura 14 Schema dell'apparecchiatura utilizzata per misurare la portata che passa attraverso il geocomposito drenante, secondo la EN ISO 12958:2010.

I test effettuati dal produttore di geocomposito, scelti per la progettazione del capping definitivo vengono generalmente riassunti in grafici dove si mette in relazione la portata unitaria  $Q$  [l/m/s] e la pressione uniforme applicata al geocomposito  $p$  [kPa].

Così come riportato nel seguente grafico:



Se si deve valutare una portata unitaria per un gradiente  $i_2$  diverso dal gradiente  $i_1$  utilizzato nei test, è possibile calcolarla con la seguente formula (Rimoldi, 1989):

$$Q_{i_2} = Q_{i_1} \cdot \sqrt{\frac{i_2}{i_1}} \quad (1)$$

dove:

- $Q_{i_1}$  = portata unitaria per il gradiente  $i_1$ , ottenuta dai test [l/s/m or  $m^2/s$ ];
- $Q_{i_2}$  = portata unitaria per il gradiente  $i_2$  specifico [l/s/m or  $m^2/s$ ];
- $i_1$  = gradiente idraulico utilizzato nei test;

- $i_2$  = gradiente idraulico per cui si vuole calcolare la portata.

Inoltre, i test vengono eseguiti con acqua ad una temperatura pari a 20°C.

È possibile calcolare una portata unitaria per un'altra temperatura o viscosità con la seguente equazione:

$$Q_T = Q_{20} \cdot \left( \frac{\eta_{20}}{\eta_T} \right) = Q_{20} \cdot CT \quad (2)$$

dove:

- $Q_{20}$ ,  $Q_T$  = portata unitaria a 20°C e T °C;
- $\eta_{20}$ ,  $\eta_T$  = viscosità dell'acqua a 20°C e T °C;
- CT = fattore di correzione per temperatura e viscosità.

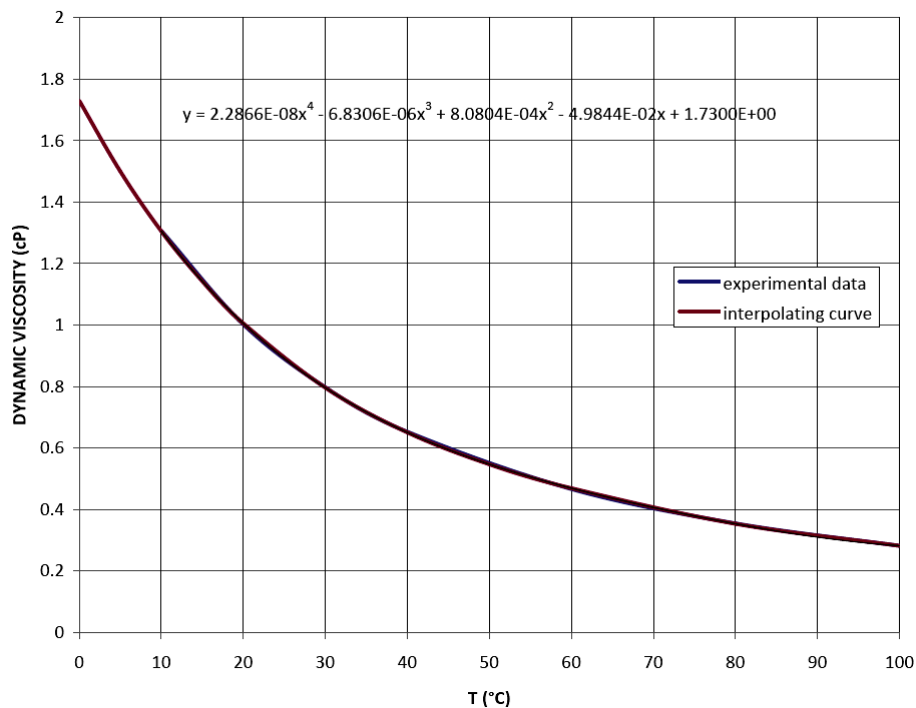


Figura 15 Viscosità dinamica dell'acqua vs temperatura

Liquid	Dynamic viscosity		Cinematic viscosity	
	cP = 10 <sup>-3</sup> Pa·s	Notes	10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s	Notes
acetic acid 15 ° C	1,310	15°C		
acetic acid 100 ° C	0,430	100°C		
ethyl alcohol 20 ° C	1,200	20°C	1,525	20°C
methyl alcohol 20 ° C	0,597	20°C	0,740	20°C
nitric acid 0 ° C	2,275	15°C		
nitric acid 10 ° C	1,770	100°C		
sulfuric acid 20 ° C	25,400	20°C		
water -8 ° C	2,408	-8°C		
water -4 ° C	2,068	-4°C		
water 0 ° C	1,787	0°C		
water 4 ° C	1,567	4°C		
water 8 ° C	1,386	8°C		
water 12 ° C	1,235	12°C		
water 16 ° C	1,109	16°C		
<b>water 20 ° C</b>	<b>1,001</b>	<b>20°C</b>	<b>834,167</b>	<b>20°C</b>
water 28 ° C	0,833	28°C		
water 32 ° C	0,765	32°C		
water 40 ° C	0,653	40°C		
water 48 ° C	0,566	48°C		
water 52 ° C	0,529	52°C		
water 60 ° C	0,467	60°C		
water 80 ° C	0,355	80°C		
water 90 ° C	0,315	90°C		
water 100 ° C	0,282	100°C		
liquid air at -192.3 ° C	0,172	-192°C		
air at 18 ° C	0,018	18°C		
air at 40 ° C	0,019	40°C		
air at 810 ° C	0,044	810°C		
glycerine (10 % in aqueous solution)			1,263	20°C
glycerine (20 % in aqueous solution)			1,661	20°C
glycerin (100 % in aqueous solution)	1,490	20°C	1398,100	20°C
liquid mercury -20 ° C	1,855	20°C		
liquid mercury 0 ° C	1,685	20°C		
liquid mercury 20 ° C	1,554	20°C	104,271	20°C
liquid mercury 100 ° C	1,240	100°C		
liquid mercury 200 ° C	1,052	200°C		
liquid mercury 340 ° C	0,921	340°C		
mercury vapor at 273 ° C	0,012	273°C		
methane at -181.6 ° C	0,049	-181,6°C		
lubricating oil (Castor)	2420,000	20°C		
engine oil S.A.E. 5 W	1250,000	-18°C	3,800	100°C
engine oil S.A.E. 10 W (minimum)	1250,000	-18°C	4,100	100°C
engine oil S.A.E. 10 W (maximum)	2500,000	-18°C		
engine oil S.A.E. 15 W (minimum)	2500,000	-18°C	4,100	100°C
engine oil S.A.E. 15 W (maximum)	5000,000	-18°C		

**Tabella 3** Viscosità dinamica per diversi liquidi

Dalla tabella precedente è evidente come la temperatura del liquido che deve essere drenato, influisca sulla portata ammissibile nel geocomposito; quindi, la temperatura di progetto deve essere stimata attentamente. Le situazioni più comuni:

- acqua drenata dal terreno circostante: la temperatura dell'acqua può essere assunta uguale alla temperatura annuale del luogo considerato (come stima grossolana: paesi nordici T = 10-15 °C, in paesi con climi moderati T = 20 °C, in paese con climi caldi equatoriali T = 25-30 °C);
- percolato di discarica: la temperatura in discarica può raggiungere 50-60°C durante la fermentazione dei rifiuti.

**In questo caso, trattandosi di un capping superficiale consideriamo T = 20°C.**

### 6.3.5 Determinazione della portata ammissibile di un geocomposito drenante

Per tutte le applicazioni, la portata ammissibile del geocomposito nel tempo di progetto  $Q_a$  è ottenuta applicando dei Fattori di Riduzione (Cancelli & Rimoldi, 1989; Koerner, 1994):

$$Q_a = \frac{Q_L}{FS} = \frac{Q_L * Fl_r}{RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{cc} \cdot RF_{bc}} =$$

dove:

- $RF_{in}$  = Fattore di riduzione dovuta all'introflessione del geotessile nell'anima drenante a causa del carico applicato
- $RF_{cr}$  = Fattore di riduzione dovuto al creep (deformazione a carico costante);
- $RF_{cc}$  = Fattore di riduzione dovuto all'occlusione dell'anima drenante da fattori chimici
- $RF_{bc}$  = Fattore di riduzione dovuto all'occlusione dell'anima drenante da fattori biologici
- $Fl_r$  = Fattori di riduzione empirici legati alle diverse configurazioni di test dei materiali (test R/R – R/S – S/S)

Table 5 – Indicative range of values for the different RFs

Term	Description	Indicative range
$RF_{in}$	Reduction Factor for intrusion of the filter geotextiles into the draining core	1,0 – 2,0
$RF_{cr-Q}$	Reduction Factor for flow rate due to compressive creep of the core	1,0 – 6,0
$RF_{cc}$	Reduction Factor for pore/volume reduction due to chemical clogging	1,0 – 1,5
$RF_{bc}$	Reduction Factor for pore/volume reduction due to biological clogging (not including applications in landfills)	1,0 – 1,3
$RF_L$	Reduction Factor for overall uncertainties on laboratory data and field conditions	1,0 – 1,5
<b>II RF</b>	<b>Product of all Reduction Factors for the site-specific conditions</b>	<b>1,0 - 35,1</b>

Tabella 4 Ccoefficienti riduttivi secondo in accordo ISO TR 18228-4 **Design using geosynthetics — Part 4: Drainage** (in pubblicazione)

### 6.3.6 Criterio di accettazione

Trovata la portata in ingresso  $Q_{Design}$ , la portata ammissibile  $Q_a$  deve essere calcolata per uno o più geocompositi:

I

Il fattore di sicurezza finale  $FS_G$  è dato da:

$$FS_G = Q_a / Q_D$$

. Se  $FS_G \geq 1.5$  allora il geocomposito è verificato

## 6.4 DIMENSIONAMENTO GEOCOMPOSITO DRENANTE ACQUE METEORICHE

In condizioni di progetto il geocomposito si trova confinato da un carico di circa 20 kPa paragonabile a quello generato da a 1 m di terreno con densità di circa 1.7 t/m<sup>3</sup>.

Al carico costante applicato in fase di esercizio si vuole aggiungere e considerare anche, al momento della posa degli strati di copertura, la sollecitazione dovuta ai mezzi d'opera dell'ordine di 100 kPa.

Si assume che il deflusso delle acque avvenga lungo le linee di massima pendenza che delle sezioni.

Di seguito saranno svolti i calcoli del profilo asse Trasversale 1 (riportato negli elaborati grafici progettuali). In tale sezione troviamo due differenti aree di intervento, una sub orizzontale ed una in scarpata.

### 1) Pendenza di progetto

A seconda delle aree di intervento si possono avere gradienti variabili.

- Inclinazione scarpata massima prevista in progetto = 30%, ma che per fini del dimensionamento è stata incrementata a favore di sicurezza a 20 gradi  $i = 0.342$  (34%)
- Lunghezza inclinata tratto di deflusso del dreno: 55 m
- Tale tratto è composto da 3 banche la cui massima lunghezza è 20m, lunghezza su cui si effettuerà la verifica.
  
- Inclinazione parte sub orizzontale 2 gradi  $i = 0.03$  (3%)
- Lunghezza inclinata tratto di deflusso del dreno: 55 m
- Tale tratto sarà diviso in due falde la cui massima lunghezza è 25m, lunghezza su cui si effettuerà la verifica.

### 2) I dati di pioggia sono i seguenti:

Valori di pioggia orari assunti:

- 57.767 mm
- Tempo di 1 h,
  
- Coefficiente di Infiltrazione assunto 0.3
- Tempo di ritorno di pioggia utilizzato 30 anni in linea con quanto citato all'articolo 2.4.3 del D.lgs 121/2020



#### 6.4.1 Scelta del geocomposito

Utilizzando il foglio di calcolo MacFlow, che implementa la teoria sopra descritta e contiene il database dei geocompositi drenanti Maccaferri, è possibile identificare il prodotto più adatto a drenare la portata richiesta nelle condizioni di progetto.

#### Condizioni al contorno:

1. Gradiente: 0.03 e 0.342
2. Contatto: R/S tipico dell'applicazione del drenante tra una membrana ed uno terreno. Eventuali contatti in condizioni diverse possono essere a fattore di sicurezza (S/S) o di insicurezza (R/R). Si assume di applicare un coefficiente correttivo di 0,6 per le portate stimate in condizione R/R (non cautelative)
3. Carico di confinamento assunto a fattore di sicurezza pari a 50 kPa.

**I coefficienti riduttivi scelti per il progetto di drenaggio del pianoro sono di seguito riportati e sono in linea con quanto proposto nella ISO TR 18228-4.**

- $RF_{in} = 1,10$ . Valore applicabile a drenaggi con anima a W ;
- $RF_{cr} = 1,04$ : valore ricavato dal DDS (DDS- Compressive Creep MD W1081-1101 allegato alla presente relazione) valido per il carico di 50 kPa e Tempo di progetto 50 anni
- $RF_{cc} = 1,15$  assunto sulla base delle prassi ingegneristiche;
- $RF_{bc} = 1,15$  assunto sulla base delle prassi ingegneristiche.
- $Fl_r$  = Fattori di riduzione empirici legati alle diverse configurazioni di test dei materiali. Per passare da test R/R a R/S si assume 0.6

I fattori di riduzione assunti per il calcolo del presente elaborato, sono assunti sulla base delle prassi ingegneristiche, e delle normative attualmente in vigore.

Il parametro indice della riduzione di spessore dovuto a effetti viscosi dei materiali è invece normato in accordo alla ISO 25619-1:2008, *Geosynthetics - Determination of Compressive behavior - Part 1: Compressive Creep Properties*

Il prodotto deve quindi possedere la certificazione emessa da enti certificati terzi, in accordo a tale norma, con durata del test di almeno 10.000 h. La certificazione in accordo alla norma ISO 25619 permette di avere dati sperimentali più accurati rispetto a quelli ricavabili con prove accelerate sui materiali secondo ASTM D7361-07.

Tali dati sono reperibili nel DDS- Compressive Creep MD W1081-1101.

La prova tiene conto di una riduzione dovuta al fenomeno di creep applicato in condizioni di installazione sub orizzontale.

I fattori viscosi possono influire sensibilmente sulle prestazioni idrauliche nel tempo di un geocomposito drenante, ed in assenza di prove specifiche si considera un fattore di riduzione mediamente tra 3 e 4 per i soli effetti di creep (riferimento comportamento a compressione del geocomposito).

La scelta di un prodotto certificato permette di ridurre l'alea di tale prestazione ottimizzando il design del geocomposito drenante di progetto.

Al fine di inserire un ulteriore fattore di sicurezza della verifica i parametri di creep sono assunti in presenza di un carico di confinamento di 50 kPa sicuramente più gravoso delle condizioni di esercizio. Il tempo del fattore di creep  $RF_{cr}$  è pari a 50 anni.

## 6.5 CALCOLO DELL'EQUIVALENZA STRATO ACQUE METEORICHE

Lo strato di drenaggio delle acque in accordo al DLGs 36/2003 e successivo 121/2020 è caratterizzato da spessore  $\geq 0,5$  m ed è costituito da materiale drenante (ghiaia).

Nella presente proposta alternativa è previsto l'utilizzo di un geocomposito drenante delle medesime caratteristiche di quello previsto per lo strato drenante superficiale per la raccolta delle acque meteoriche.

Il calcolo sarà ora svolto verificando prima l'equivalenza con uno strato minerale, ed in secondo verificando che il geocomposito possa smaltire la Q di progetto generata dalla pioggia.

L'equivalenza del materiale proposto con lo strato richiesto dalla normativa come per il caso precedente (equivalenza geocomposito drenante con strato drenante superficiale), è stata verificata confrontando la portata all'interno dei due materiali.

La conducibilità idraulica ai liquidi (acqua) è assunta per questo progetto pari a  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s valore medio di un terreno naturale, sapendo che uno strato drenante di tale tipo ha solitamente una permeabilità variabile tra di  $5 \cdot 10^{-2}$  m/s, e  $5 \cdot 10^{-4}$

### 6.5.1 Tratto in scarpata – gradiente 0.342

#### 6.5.1.1 Equivalenza minerale

Utilizzando uno strato di ghiaia delle seguenti caratteristiche:

- spessore:  $s = 0.5$  m (spessore);
- inclinazione del pianoro rispetto al piano orizzontale 34.2% (assunzione cautelativa rispetto alla condizioni di progetto che prevedono una pendenza massima delle scarpate del 30%)
- lunghezza tratto di interesse 20 m

Applicando la legge di Darcy si ottiene una portata idraulica specifica (ai liquidi) pari a:

$$q_{ghiaia} = k_{ghiaia} * s * i = 1 * 10^{-3} * 0.5 * 0.342 = 0.171 * 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m} = 0.171 \text{ l/m/s}$$

Tale valore va confrontato con la  $Q_a$  del Geocomposito drenante di progetto nelle stesse condizioni di esercizio contatto R/S, pressione di confinamento 50 kPa, gradiente  $i = 0.342$

Per poter confrontare i valori ottenuti con Darcy è opportuno applicare il coefficiente correttivo di Giroud che tiene conto del differente deflusso tra uno strato minerale e un geocomposito drenante.

Il valore risulta in questo caso è pari 1.106.

$$Q_{ghiaia \text{ corretta}} = Q_{ghiaia} * 1.106 = 0.189 \text{ l/m/s}$$

Si assume ora la Portata a breve termine del geocomposito drenante nelle condizioni di progetto. @50 kPa, a gradiente 0.10 e contatto R/S

$$Q_i = 0,60 \text{ l/m/s.}$$

Applicando la formula di Rimoldi si ricava la portata al gradiente di progetto 0.342

$$Q_i = 1.10 \text{ l/m/s.}$$

Si calcola quindi la portata ammissibile a lungo termine sul geocomposito drenante:

$$Q_a = \frac{Q_L}{FS} = \frac{1.10}{1.10 \cdot 1.04 \cdot 1.15 \cdot 1.15} =$$

**Q<sub>a</sub> = 0,727 l/m/s**

Il rapporto prestazionale fra stato modificato e stato autorizzato è pari a:

$$FS = \frac{Q_a}{Q_{ghiaia}} = \frac{0,727}{0,189} = 3.8 \geq 1.5 - \textit{Verificato}$$

#### 6.5.1.2 Equivalenza rispetto alla pioggia di progetto

Risulta interessante verificare a questo punto la capacità drenante del dreno rispetto alla pioggia di progetto assunta pari a 59.764 mm/h (valore incrementato di un 3.5 % ai fini di sicurezza rispetto al valore di intensità di pioggia a TR30).

Il software Macflow restituisce tale valore che deve essere confrontato con Q<sub>a</sub> precedentemente calcolato:  
 Q<sub>toe</sub> = 0.094 l/m/s per una lunghezza di deflusso di 20 m

Tale valore è confrontabile con la Q<sub>a</sub> del dreno di progetto

$$FS = \frac{Q_a}{Q_{toe}} = \frac{0,727}{0,094} = 7.7 \geq 1.5 - \textit{Verificato}$$

Il geocomposito drenante è quindi in grado di raccogliere l'acqua di pioggia che afferisce sulla scarpata di progetto per entrambe le tre banche.

#### 6.5.2 Tratto sub orizzontale – gradiente 0.03

##### 6.5.2.1 Equivalenza minerale

Utilizzando uno strato di ghiaia delle seguenti caratteristiche:

- spessore: s = 0.5 m (spessore);
- inclinazione del pianoro rispetto al piano orizzontale 3%

Applicando la legge di Darcy si ottiene una portata idraulica specifica (ai liquidi) pari a:

$$q_{ghiaia} = k_{ghiaia} * s * i = 1 * 10^{-3} * 0.5 * 0.03 = 0.015 * 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m} = 0.015 \text{ l/m/s}$$

Tale valore va confrontato con la Q<sub>a</sub> del Geocomposito drenante di progetto nelle stesse condizioni di esercizio contatto R/S, pressione di confinamento 50 kPa, gradiente i= 0.03.

Per poter confrontare i valori ottenuti con Darcy è opportuno applicare il coefficiente correttivo di Giroud che tiene conto del differente deflusso tra uno strato minerale e un geocomposito drenante.  
 Il valore risulta in questo caso è pari 1.997.

$$Q_{ghiaia\ corretta} = Q_{ghiaia} * 1.997 = 0.030 \text{ l/m/s}$$

Si assume quindi la Portata a breve termine del geocomposito drenante nelle condizioni di progetto. @50 kPa, a gradiente 0.03 e contatto R/S e si ricava la portata al gradiente richiesto.

$Q_l = 0,35 \text{ l/m/s}$ .

Si calcola quindi la portata ammissibile a lungo termine sul geocomposito drenante:

$$Q_a = \frac{Q_l}{FS} = \frac{0.35}{1.10 \cdot 1.05 \cdot 1.15 \cdot 1.15} =$$

**$Q_a = 0,231 \text{ l/m/s}$**

Il rapporto prestazionale fra stato modificato e stato autorizzato è pari a:

$$FS = \frac{Q_a}{Q_{ghiaia}} = \frac{0,231}{0,030} = 8.30 \geq 1.50 - \textit{Verificato}$$

#### 6.5.2.2 Equivalenza rispetto alla pioggia di progetto

Risulta interessante verificare a questo punto la capacità drenante del dreno rispetto alla pioggia di progetto assunta pari a 59.764 mm/h (valore incrementato di un 3.5 % ai fini di sicurezza rispetto al valore di intensità di pioggia a TR30).

Il software Macflow restituisce tale valore che deve essere confrontato con  $Q_a$  appena calcolato:

$Q_{toe} = 0.231 \text{ l/m/s}$  per una lunghezza di deflusso di 25 m.

Tale valore è confrontabile con la  $Q_a$  del dreno di progetto

$$FS = \frac{Q_a}{Q_{toe}} = \frac{0,231}{0,125} = 1.85 \geq 1.50 - \textit{Verificato}$$

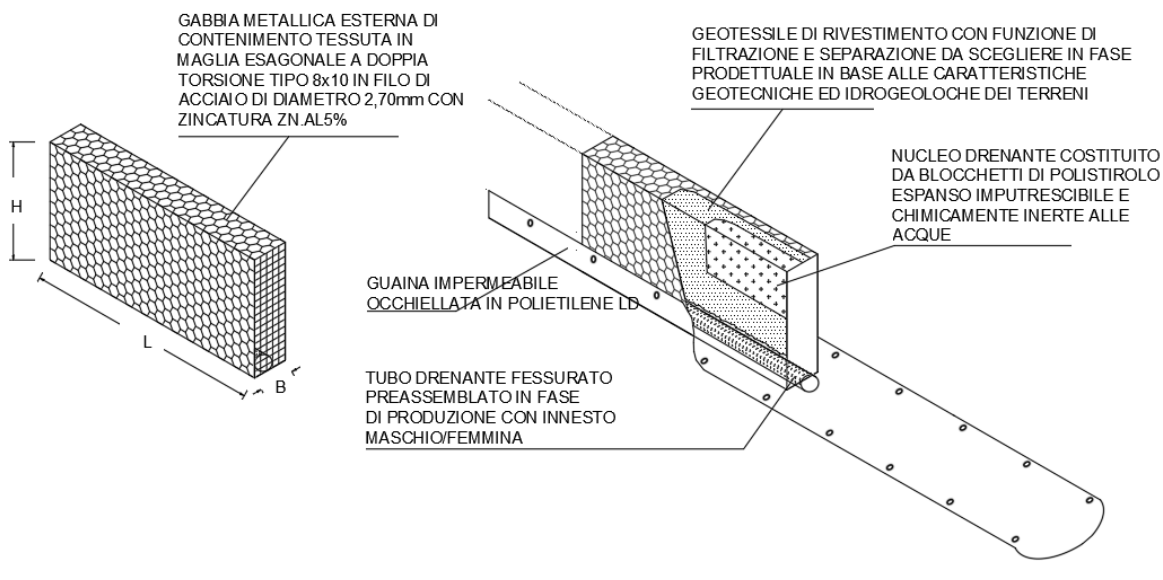
## 6.6 ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE AL PIEDE DEL GEOCOMPOSITO DRENANTE DI SCARPATA

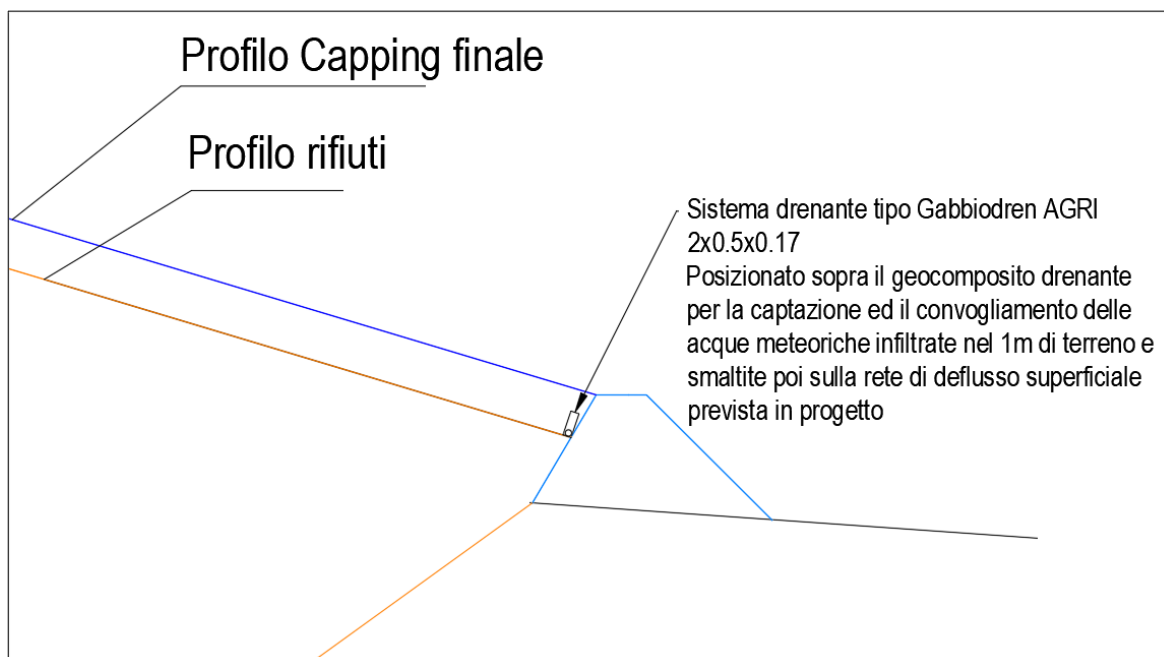
Avendo definito la lunghezza massima di deflusso accettabile dal GCD, si prevede di installare delle linee di raccolta delle acque meteoriche tramite l'inserimento di sistemi drenanti di dimensioni contenute, in grado di favorire lo smaltimento delle acque raccolte dal geocomposito

Al fine di ottimizzare il collettamento si è valutato l'utilizzo di trincee preassemblate di dimensioni ridotte. In particolar modo le trincee saranno realizzate da un sistema costituito da una rete doppia torsione con inserito all'interno un tubo drenante e polistirolo per favorire la captazione ed il drenaggio; tale rete sarà poi collegata con la rete di deflusso delle acque meteoriche del corpo discarica prevista in progetto.

Il sistema si svilupperà all'interno dello strato di capping favorendo lo smaltimento delle acque meteoriche e la raccolta delle acque di infiltrazione presenti nel terreno vegetale del capping.

La portata in uscita dal geocomposito drenante tipo MacDrain W (o similare) nelle condizioni di progetto per una lunghezza di 50 m è pari a 0.167 l/m/s. Questa portata viene convogliata nel sistema drenante tipo Gabbiodren Agri 50-17 (o similare) con tubo che nelle condizioni di progetto, ha una capacità drenante di circa 2.3 l/m/s con gradiente trasversale 3%, che sommata al contributo del tubo risulta adeguata a smaltire l'acqua drenata dai GCD previsti in progetto.





## 6.7 GEOCOMPOSITO BENTONITICO ACCOPPIATO A GEOMEMBRANA IN HDPE

Per quanto riguarda le sponde esterne così come previsto dalla norma, è stata prevista una particolare soluzione progettuale (*... "Particolari soluzioni progettuali, opportunamente motivate, nella realizzazione della copertura finale delle scarpate laterali, potranno essere autorizzate dall'Autorità competente a condizione che garantiscano una protezione e una funzione equivalenti"...*) realizzata con un materassino bentonitico rivestito con TNT, in alternativa allo strato minerale compattato dello spessore  $s \geq 0,5 \text{ m}$  e di conducibilità idraulica  $k \leq 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ ; poiché come precedentemente riportato la scelta di ricorrere alle soluzioni equivalenti nasce dall'idea di minimizzare gli impatti connessi alla escavazione e trasporto, di materiale con caratteristiche conformi a quanto previsto all'allegato 1 D.lgs.121/2020; ed inoltre, la scelta dell'equivalenza elimina la necessità della ricerca ingenti quantitativi di terreno e ghiaie idonee con tutte le conseguenti implicazioni e cioè in relazione alla specificità del territorio di riferimento; ed inoltre la qualità di un prodotto realizzato con i criteri dettati da specifiche costruttive assicura una migliore omogeneità di materiale.

Partendo dalla descrizione dello strato di impermeabilizzazione previsto dalla norma p previsto appunto un materiale naturale (argilla), accoppiato ad un geosintetico di impermeabilizzazione.

In sostituzione dello strato di argilla è possibile proporre l'utilizzo di un geocomposito bentonitico tipo MACLINE GCL W30 (o similare), accoppiato ad una geomembrana in polietilene HDPE da 1.0 mm monoruvada, entrambi i materiali sono Marcati CE.

I geocompositi bentonitici sono materiali che per loro natura sono auto-sigillanti.

Di seguito è riportata la tabella con il calcolo relativo al tempo di attraversamento calcolato come

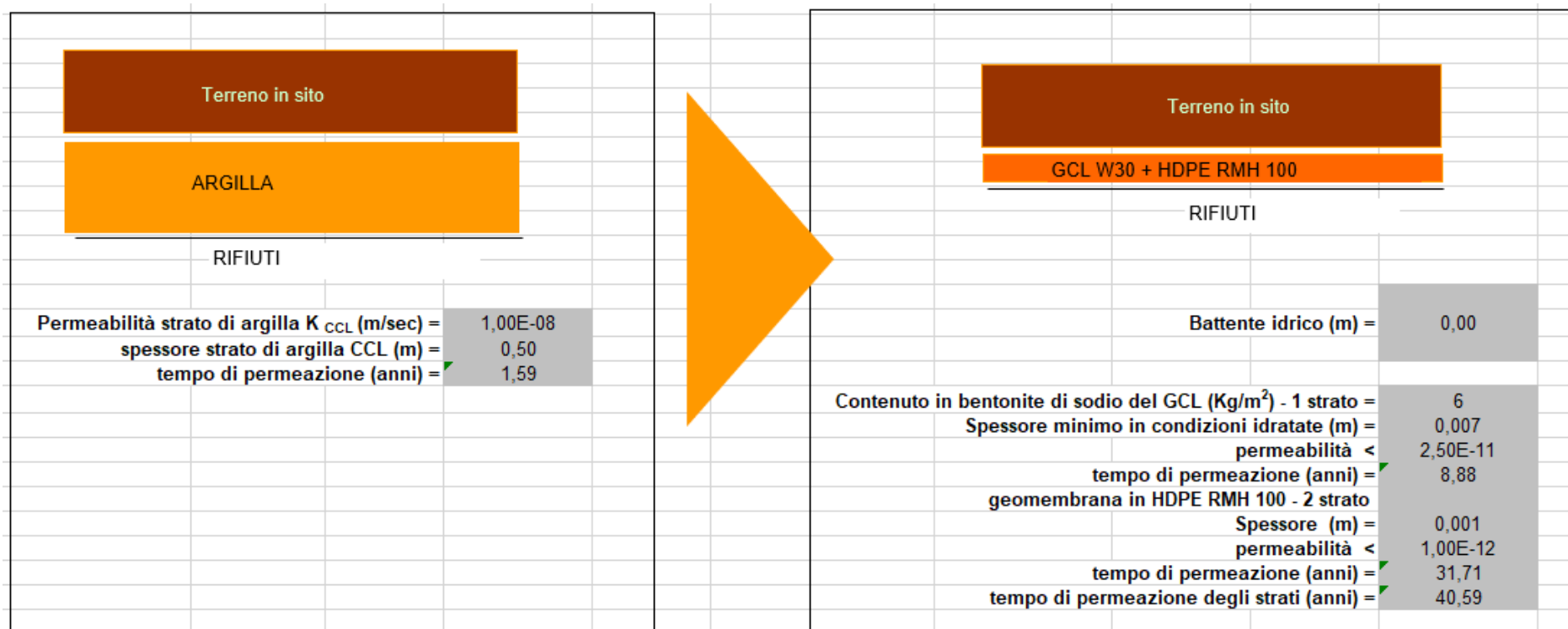
$$t=s/k$$



I tempi tra uno strato di impermeabilizzazione costituito da una barriera minerale in argilla di spessore 0.50 m e conducibilità idraulica  $1 \times 10^{-8}$  m/s e il calcolo relativo al tempo di attraversamento di un geocomposito bentonitico dello spessore a secco di 7.0 mm

La conducibilità idraulica ai liquidi del geocomposito è stata assunta pari a  $2.5,0 \times 10^{-11}$  m/s, EN 14150.  
Tale valore risulta assolutamente cautelativo

6.7.1 Confronto tra argilla e geocomposito bentonitico tipo macline gclw30+macline rmh 100 (o similari)



Assunto come valore unitario il tempo di permeazione dello strato di argilla di spessore un metro la barriera artificiale risulta composta da:

- Sistema di lining **MACLINE GCL W30 + MACLINE RMH 100**

- Strato di argilla minerale di spessore pari a m **0,50**

Il sistema risulta caratterizzato da un grado di sicurezza equivalente pari a : **25,60**

Risulta evidente come lo strato di argilla previsto nella normativa possa essere sostituito con uno strato di geocomposito bentonitico. L'inserimento della geomembrana in HDPE migliora i tempi di attraversamento dello strato garantendo un ulteriore fattore di sicurezza e di tenuta del pacchetto di capping.

La scelta di un pacchetto sintetico verrà analizzata nel documento "stabilità del pacchetto di copertura".

#### 6.7.2 Durabilità delle geomembrane in HDPE nelle discariche o esposte alla luce

L'invecchiamento delle geomembrane è causato dai seguenti meccanismi:

- degradazione foto-ossidativa e degradazione termo-ossidativa (oxidative induction time OIT);
- stress cracking (NCTL).

La degradazione foto-ossidativa riguarda soprattutto le geomembrane che restano esposte alla luce solare UV (es. bacini d'acqua), mentre lo stress cracking riguarda le geomembrane permanentemente sotto liquidi aggressivi come il percolato di discariche.

La resistenza all'invecchiamento richiede un HDPE di alta qualità come da specifiche delle geomembrane in HDPE

#### 6.7.3 Esperienze (case Histories)

Le geomembrane in HDPE sono tenute da oltre 30 anni sotto osservazione, tramite prelievi periodici di campioni di geomembrane che vengono sottoposti ad analisi di laboratorio.

I risultati di tali tests confermano che la durabilità delle geomembrane in HDPE supera le previsioni basate su test di invecchiamento accelerato (50 anni alla luce solare, 500 anni al buio). Tale ottimo risultato è riferito a geomembrane di spessore da 1.50 - 2.00 - 2.5 mm.

#### 6.7.4 Considerazioni sulla vita utile della geomembrana in HDPE

Il problema della definizione della vita utile di una geomembrana sia essa utilizzata nei settori della ingegneria civile che della ingegneria ambientale è senza dubbio di grande importanza per individuare il mantenimento dei requisiti prestazionali sia in termini di impermeabilità che di caratteristiche meccaniche.

Le geomembrane siano esse utilizzate in applicazioni esposte che non esposte sono inevitabilmente sottoposte a stress fisici e chimici che le portano a degradarsi con riduzione della loro funzionalità. Numerosi sono gli studi effettuati sull'argomento con particolare riferimento alle discariche controllate sia in condizioni di esposizione ai raggi UV sia in condizione di non esposizione.

Al fine di individuare il tempo di vita utile della geomembrana, nello specifico un telo HDPE spessore 1,5 mm conforme alla Norma UNI EN 13493, si è preferito fare riferimento agli studi condotti dall'International Geosyntetics Society (IGS) sull'argomento.

In particolare si farà riferimento nel seguito al GRI White Paper "Geomembrane Lifetime Prediction: unexposed and exposed conditions" di Robert M. Koerner, Y. Grace Hsuan e George R. Koerner ed 2005.

Data l'applicazione di interesse, che riguarda un capping definitivo di discarica, si farà riferimento alle condizioni di "non esposizione".

Gli studi effettuati sulle geomembrane in HDPE sono stati condotti su celle, mantenute a temperatura variabile tra gli 85 °C ed i 55°C che hanno permesso di simulare sia le condizioni di degradazione chimico fisica dovute all'ambiente di discarica sia una pressione di prova equivalente ad una pressione stratigrafica di una colonna di rifiuti di altezza pari a 50 m.

I risultati ottenuti hanno permesso di individuare tre fasi principali nel tempo di vita di una geomembrana come riportato nella figura seguente.

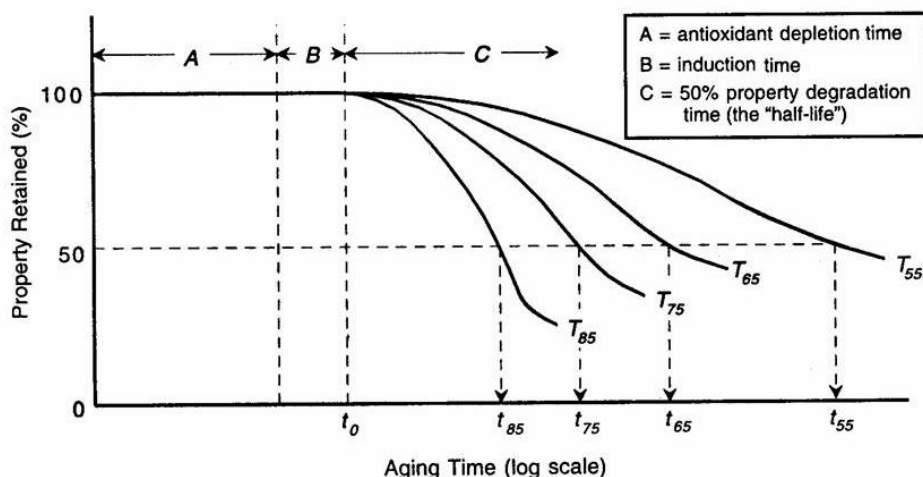


Figura 16 Vita utile di una geomembrana in HDPE

Una fase A) in cui si verificano le condizioni per la ossidazione chimica, una fase B) in cui l'ossidazione si realizza anche se con tempi abbastanza lunghi ed una fase C) in cui si raggiunge il cosiddetto "Half Life", ovvero in cui le caratteristiche della geomembrana si riducono al 50% rispetto ai valori iniziali. È evidente che i tempi relativi allo sviluppo delle varie fasi sono influenzati dalla temperatura di servizio.

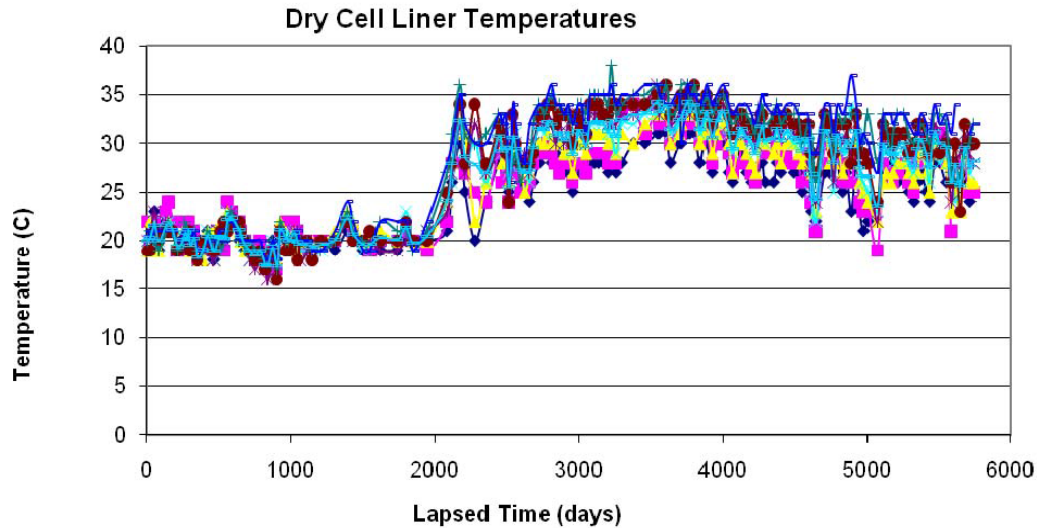
Nella tabella seguente sono riportati i valori che dimostrano in una maniera inconfutabile che nel peggior caso ipotizzato il tempo di vita utile complessivo della geomembrana non è inferiore a 69 anni e l'inizio della fase di "half life" non è mai inferiore a 56 anni.

In Service Temperature (°C)	Stage "A" (years)			Stage "B" (years)	Stage "C" (years)	Total Production* (years)
	Standard OIT	Hig Press OIT	Average OIT			
20	200	215	208	30	208	446
25	135	144	140	25	100	265
30	95	98	97	20	49	166
35	65	67	66	15	25	106
40	45	47	46	10	13	69

\*Tota I = Stage A (average) + Stage B + Stage C

In relazione ai campi di temperatura che si possono sviluppare all'interno di una discarica a livello di una geomembrana si riporta di seguito la figura 2, tratta dal medesimo studio del GRI, riferita ad una discarica negli USA monitorata per un periodo di 10 anni, in cui tramite utilizzo di termocoppie sono state misurate temperature mai superiori ai 30°C relative agli ultimi 4 anni del periodo.





Le considerazioni in precedenza espresse sono estremamente conservative in quanto riferite ad una geomembrana di fondo: nel presente caso il carico stratigrafico è assai ridotto e vengono meno i fenomeni di aggressione chimica dovuti alla presenza di percolato.

#### 6.7.5 Conclusioni

Si è verificata la possibilità della sostituzione dello strato di Argilla con un Geocomposito bentonitico e uno strato di HDPE da 1.0 mm. Tale sostituzione garantisce i tempi di percorrenza della norma oltre a garantire una migliore stabilità del pendio stesso in fase di chiusura della discarica.

La verifica dei tempi di attraversamento, permette di ritenere ragionevole l'uso di tale soluzione tecnica.

## 6.8 GEOCOMPOSITO DRENANTE BIOGAS

Adottando i criteri utilizzati per il geocomposito drenante delle acque meteoriche, è stato possibile procedere per la definizione dello strato di drenaggio e rottura capillare del biogas.

Lo strato di drenaggio del gas e di rottura capillare in accordo al DLGs 36/2003 e successivo 121/2020 è caratterizzato da spessore  $\geq 0,5$  m ed è costituito da materiale drenante (ghiaia).

Nella presente proposta alternativa è previsto l'utilizzo di un geocomposito drenante delle medesime caratteristiche di quello previsto per lo strato drenante e rottura capillare del biogas

L'equivalenza del materiale proposto con lo strato richiesto dalla normativa come per il caso precedente (equivalenza geocomposito drenante con strato drenante acque meteoriche), è stata verificata confrontando la portata all'interno dei due materiali.

La conducibilità idraulica ai gas è misurabile sperimentalmente e risulta all'incirca 1/10 di quella ai liquidi (acqua); avendo ipotizzato per lo strato di ghiaia una permeabilità ai liquidi pari a  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s, la conseguente conducibilità ai gas è dell'ordine di  $1 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Le seguenti verifiche sono condotte nelle condizioni di equivalenza più gravose in quanto calcolate con un k superiore (liquidi), ed avendo dati omogenei e confrontabili con quelli dei geocompositi drenanti in commercio.

Di seguito si riporterà equivalenza calcolata nello strato più critico ovvero il tratto in scarpata. la verifica avverrà tramite l'equivalenza secondo Darcy.

## 6.9 CALCOLO DELL'EQUIVALENZA STRATO DRENANTE BIOGAS

### 6.9.1 Tratto in scarpata – gradiente 0.342

#### 6.9.1.1 Equivalenza minerale

Utilizzando uno strato di ghiaia delle seguenti caratteristiche:

- spessore:  $s = 0.5$  m (spessore);
- inclinazione del pianoro rispetto al piano orizzontale 34.2%
- lunghezza tratto di interesse 20 m

Applicando la legge di Darcy si ottiene una portata idraulica specifica (ai liquidi) pari a:

$$q_{ghiaia} = k_{ghiaia} * s * i = 1 * 10^{-3} * 0.5 * 0.342 = 0.171 * 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} = 0.171 \text{ l/m/s}$$

Tale valore va confrontato con la  $Q_a$  del Geocomposito drenante di progetto nelle stesse condizioni di esercizio contatto R/S, pressione di confinamento 50 kPa, gradiente  $i = 0.342$

Per poter confrontare i valori ottenuti con Darcy è opportuno applicare il coefficiente correttivo di Giroud che tiene conto del differente deflusso tra uno strato minerale e un geocomposito drenante.

Il valore risulta in questo caso è pari 1.106.

$$Q_{ghiaia \text{ corretta}} = Q_{ghiaia} * 1.106 = 0.189 \text{ l/m/s}$$

Si assume ora la Portata a breve termine del geocomposito drenante nelle condizioni di progetto. @50 kPa, a gradiente 0.10 e contatto R/S

$Q_i = 0,60 \text{ l/m/s}$ .

Applicando la formula di Rimoldi si ricava la portata al gradiente di progetto 0.342

$Q_i = 1.10 \text{ l/m/s}$ .

Si calcola quindi la portata ammissibile a lungo termine sul geocomposito drenante:

$$Q_a = \frac{Q_i}{FS} = \frac{1.10}{1.10 \cdot 1.04 \cdot 1.15 \cdot 1.15} =$$

$Q_a = 0,727 \text{ l/m/s}$

Il rapporto prestazionale fra stato modificato e stato autorizzato è pari a:

$$FS = \frac{Q_a}{Q_{ghiaia}} = \frac{0,727}{0,189} = 3.8 \geq 1.5 - \textit{Verificato}$$

## 7.VERIFICHE DI STABILITÀ DEL CAPPING DEFINITIVO

Vengono analizzate le condizioni di stabilità del nuovo pacchetto di copertura in geosintetici in scarpata, secondo i metodi di calcolo riferiti alla seguente bibliografia:

- W.F. Van Impe, N. Squeglia (1997). Proprietà geotecniche dei rifiuti solidi urbani;
- Manassero, M., Dominijanni, A., Terrioti, C., Buffa, L. (2008), "Stabilizzazione di discariche su pendio".

### 7.1 VERIFICHE DI STABILITÀ

Le analisi di stabilità riguardano la stabilità del capping in scarpata, mediante le formulazioni relative al pendio indefinito, al fine di determinare il contributo alla stabilità del geosintetico di rinforzo e, di conseguenza, dimensionare il relativo ancoraggio.

Le verifiche di stabilità sono sviluppate secondo la normativa vigente (NTC 2018). Le norme suddette indicano che le verifiche consistono nel soddisfacimento della seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

- Ed rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- Rd rappresenta il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche devono essere condotte secondo l'Approccio 1, Combinazione 2: A2+M2+R2, in cui:

- A2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_F$  da applicare alle azioni o all'effetto delle azioni (Tabella 1);
- M2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare ai parametri del terreno (Tabella 2);
- R2 rappresenta il gruppo di coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche di sicurezza (Tabella 3).

TABELLA 1 COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI - (TABELLA 6.2.I – DM 17/01/2018).

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

TABELLA 1 COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO - (TABELLA 6.2.II – DM 17/01/2018).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

TABELLA 2 COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI SICUREZZA DI OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E DI FRONTI DI SCAVO – (TABELLA 6.8.I – DM 17/01/2018)

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1



In condizione sismica i coefficienti A2 ed M2 vengono posti unitari, secondo l'indicazione contenuta nel Paragrafo 7.11.1. delle NTC 2018: "Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$ , oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato".

In condizione sismica, il coefficiente parziale  $\gamma_R$  viene posto pari a 1,2 (7.11.4. NTC 2018).

## 7.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO

Nella Tabella 3-2 sono riportati i parametri geotecnici di riferimento, caratteristici per quanto concerne quelli di resistenza al taglio, e i parametri adottati per le verifiche a stabilità, fattorizzati secondo i coefficienti M2 ai sensi delle NTC 2018.

I materiali che verranno adottati nella realizzazione del pacchetto di copertura di progetto dovranno essere tali da garantire l'equivalenza a quelli adottati nella presente progettazione in termini di resistenza al taglio.

TABELLA 7-3 PARAMETRI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO, CARATTERISTICI PER QUANTO CONCERNE QUELLI DI RESISTENZA AL TAGLIO, E PARAMETRI FATTORIZZATI SECONDO I COEFFICIENTI M2.

	Terreno vegetale (parametri caratteristici)	Terreno vegetale (parametri fattorizzati secondo i coefficienti M2 in condizioni statiche)	Terreno vegetale (parametri fattorizzati secondo i coefficienti M2 in condizioni sismiche)
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16	16	16
$c'$ [kPa]	0	0	0
$\tan \Phi'$ [°]	$\tan 24^\circ = 0.45$	0.36	0.45

I parametri geotecnici di calcolo per ogni interfaccia, fattorizzati secondo i coefficienti M2 ai sensi delle NTC 2018, sono riportati nella Tabella 3-2.

TABELLA 7-4 PARAMETRI GEOTECNICI DI RESISTENZA AL TAGLIO CARATTERISTICI E FATTORIZZATI CON I COEFFICIENTI M2.

INTERFACCE PACCHETTO GSY			Condizioni statiche	Condizioni sismiche
	$\phi'k$ [°]	$\tan \phi'k$ [°]	$\tan \phi'd$ [°]	$\tan \phi'd$
<b>Interfaccia terreno vegetale di copertura – geosintetico di rinforzo e drenaggio acque meteoriche</b>	25	0,47	0,37	0,47
<b>Interfaccia geosintetico di rinforzo e drenaggio acque meteoriche - geomembrana HDPE</b>	15	0,27	0,21	0,27
<b>Interfaccia geomembrana HDPE monoruvida - geocomposito bentonitico</b>	17	0,31	0,24	0,31
<b>Interfaccia geocomposito bentonitico - geocomposito drenante biogas</b>	18	0,32	0,26	0,32
<b>Interfaccia geocomposito drenante biogas - strato di regolarizzazione</b>	25	0,47	0,37	0,47

In fase di valutazione progettuale si è deciso di utilizzare un prodotto accoppiato, ovvero geostuoia tridimensionale e geocomposito drenante, al fine di ridurre le superfici di scorrimento del pacchetto multistrato. Tale concetto, che permette di ottimizzare la scelta della geostuoia di rinforzo sarà approfondito nei paragrafi successivi

### 7.3 TEST SUI GEOSINTETICI

Al fine di poter effettuare il calcolo del capping previsto, è necessario individuare dei range di angolo di attrito applicabili in condizioni wet e dry.

È stato possibile ottenere risultati sperimentali sull'attrito di interfaccia di diversi materiali testati con l'ausilio di un dispositivo di piano inclinato, presso Dipartimento ICEA dell'Università di Padova. Esso è costituito da un piano di alluminio, inclinabile a piacimento, sopra il quale è posta una slitta (o blocco), in acciaio, libera di scorrere. Sul piano inclinato viene fissato uno dei geosintetici costituenti l'accoppiamento in esame mentre il secondo geosintetico viene vincolato al fondo della slitta mobile.

Il dispositivo di piano inclinato utilizzato presenta la peculiarità di essere installato su una tavola vibrante monodirezionale, azionata da un impianto oleodinamico servo-controllato, che consente di replicare sia segnali sismici reali che impulsi ciclici regolari, come ad esempio un segnale sinusoidale. Il sistema così composto consente di indagare la resistenza d'interfaccia sotto sollecitazioni sia statiche che dinamiche, anche se nel presente studio la ricerca è stata limitata al solo ambito statico.

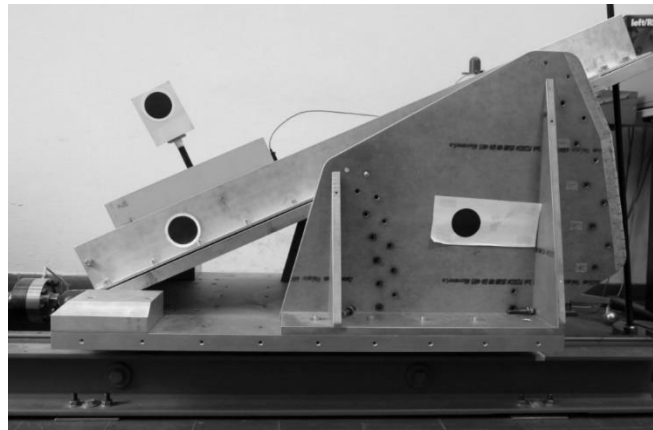


Figura 17 Particolare del piano inclinato dell'università di padova (dip. Icea).



Figura 18 Particolare del piano inclinato dell'università di padova (dip. Icea).

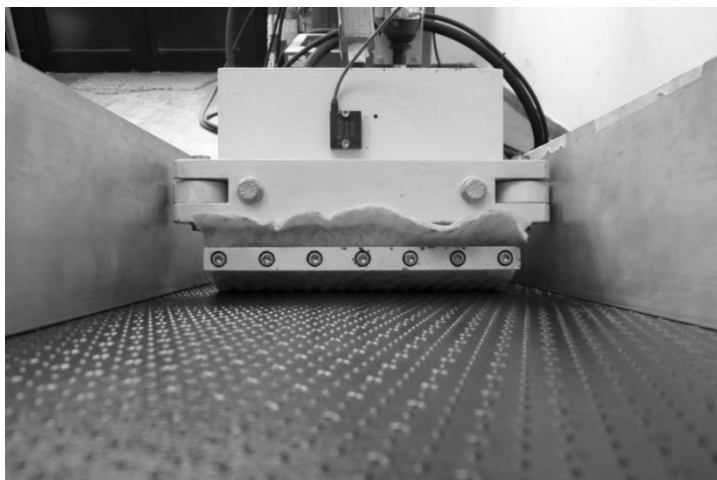


Figura 19 particolare della slitta del dispositivo sperimentale dell'università di padova (dip. Icea).



Figura 20 Particolare del sistema di variazione dell'inclinazione.

### 7.3.1 Procedura utilizzata

La procedura di prova utilizzata in ambito statico ha permesso la misura di tre differenti valori dell'angolo di resistenza al taglio.

La prova prende avvio dalla configurazione iniziale nella quale il piano è orizzontale; gradualmente, l'inclinazione del piano viene incrementata, con una velocità costante pari a circa 3°/min, in accordo con le indicazioni della norma EN ISO 12957-2 (2005). Nel corso della prova si ricerca il momento ed il corrispondente angolo di inclinazione del piano, per il quale si verifica l'inizio dello scorrimento della slitta mobile. Tale angolo di inclinazione del piano  $\beta_0$ , corrisponde all'angolo di "primo movimento"  $\varphi_0$ . Per l'equilibrio delle forze, in condizioni statiche, l'angolo d'attrito dell'interfaccia eguaglia l'angolo di inclinazione raggiunto dal piano:

$$\tan\varphi_0 = \tan\beta_0$$

In merito a tale primo movimento occorre osservare che le diverse interfacce possono mostrare comportamenti assai diversi tra loro. Vi sono, infatti, interfacce per le quali l'inizio del moto può essere facilmente individuato in quanto, al superamento dell'angolo  $\beta_0$ , si instaura un moto nettamente accelerato (comportamento "sudden sliding"). Viceversa, in altre interfacce la definizione dell'angolo  $\varphi_0$  risulta assai più difficoltosa in quanto il moto evolve inizialmente in maniera talmente lenta da essere quasi impercettibile (comportamento "gradual sliding").

In altri casi ancora, si può assistere a spostamenti di assestamento dell'interfaccia non necessariamente collegati ad un incipiente slittamento del contatto. In questi casi, per ovviare alle difficoltà di valutazione dell'angolo  $\varphi_0$ , si è adottato il criterio di associarlo ad uno spostamento relativo dell'interfaccia pari a 1mm. Una volta superata l'inclinazione corrispondente al primo movimento, la prova prosegue continuando ad incrementare l'inclinazione del piano alla velocità costante di 3°/min, fino al momento in cui la slitta raggiunge uno spostamento relativo pari a 50mm. Secondo la norma EN ISO 12957-2 (2005), l'inclinazione raggiunta dal piano in corrispondenza a tale spostamento della slitta deve essere presa a riferimento come misura di quello che nel seguito sarà indicato come angolo d'attrito "standard":

$$\tan\varphi_{stand} = \tan\beta_{50}$$

In merito a tale misura occorre osservare come lo spostamento di 50 mm costituisca un riferimento del tutto arbitrario ed inoltre come l'equazione sopra riportata si basi sull'ipotesi che in tale configurazione si possa ancora considerare la slitta in condizioni di equilibrio statico mentre, in realtà, le condizioni sono cinematiche, dato che il blocco possiede una certa velocità ed accelerazione, non sempre trascurabili. Dopo la misura dell'angolo d'attrito "standard", è stata eseguita un'ulteriore misura dell'angolo di attrito di interfaccia, con il metodo della forza. A tale scopo, la slitta è stata collegata ad una cella di carico mediante un cavo d'acciaio (Fig. seguente). Tale dispositivo permette di misurare in modo continuo il valore della forza, parallela al piano, necessaria a garantire l'equilibrio statico del blocco una volta superata l'inclinazione massima ammissibile per l'attrito statico. La prova si esegue, una volta messo in tensione il cavo di acciaio, incrementando ulteriormente l'angolo  $\beta$  di inclinazione del piano e misurando contemporaneamente la forza  $F(\beta)$  che si scarica al vincolo. Da tali misure è possibile risalire all'angolo di attrito mobilizzato  $\varphi_{lim}$  tramite l'espressione:

$$\tan\varphi_{lim} = \tan\beta - \frac{F(\beta)}{W\cos\beta}$$

nella quale W è il peso della slitta.

Tutti i test sono stati condotti sotto una pressione verticale pari a 5 kPa. Salvo un caso, peraltro espressamente indicato nel seguito, i materiali sono stati sottoposti a test ad una temperatura ambientale compresa tra 20° e 24° C.

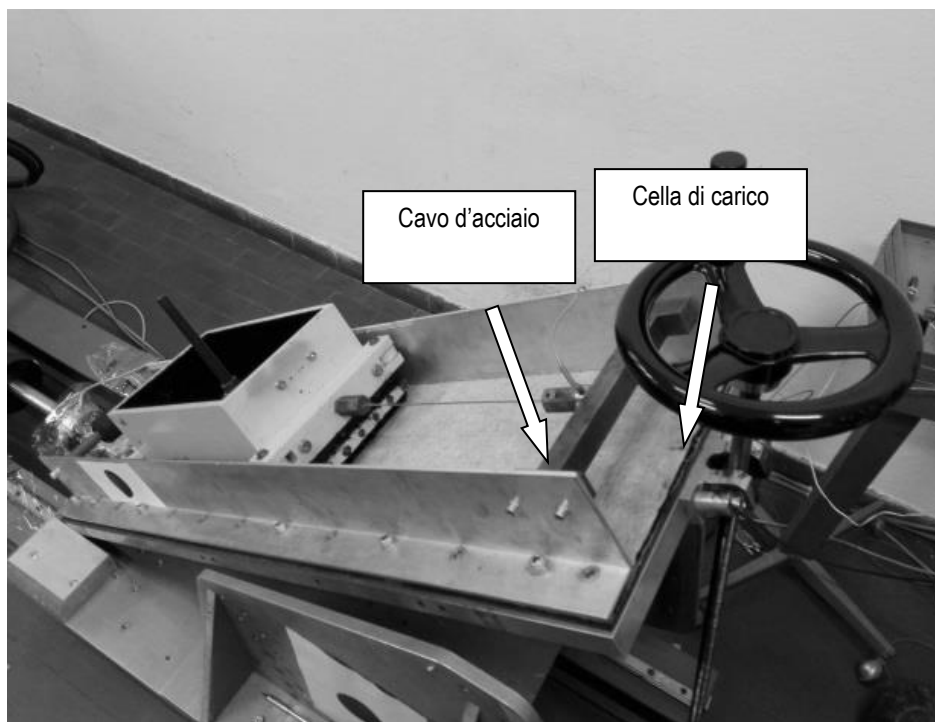


Figura 21 Particolare del sistema di variazione dell'inclinazione.

Come visto precedentemente l'angolo dimensionante risulta quello tra il geocomposito di rinforzo e drenaggio e la geomembrana in HDPE, ovvero l'angolo minimo nel pacchetto dei geosintetici.



## 7.4 CONDIZIONI DI ANALISI

Le verifiche del raggiungimento della condizione di stato limite sono sviluppate considerando le seguenti condizioni di analisi:

- Condizione statica drenata SLE:  
parametri interfaccia critica caratteristici come da Tabella 3  
Tale condizione viene analizzata al fine di definire i livelli prestazionali del geosintetico di rinforzo in termini di coppia sforzo-deformazione.
- Condizione statica drenata SLU:  
parametri interfaccia critica fattorizzati secondo i coefficienti M2 (Tabella 3).
- Condizione SISMA +:  
parametri interfaccia critica fattorizzati secondo i coefficienti M2 (Tabella 3);  
accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso il basso;
- Condizione SISMA -:  
parametri interfaccia critica fattorizzati secondo i coefficienti M2 (Tabella 3);  
accelerazione sismica orizzontale, accelerazione sismica verticale diretta verso l'alto.

## 7.5 SCHEMA PENDIO INDEFINITO

### 7.5.1 Condizione statica

In condizioni statiche è stata adottata la schematizzazione a pendio indefinito riportata nella Figura seguente

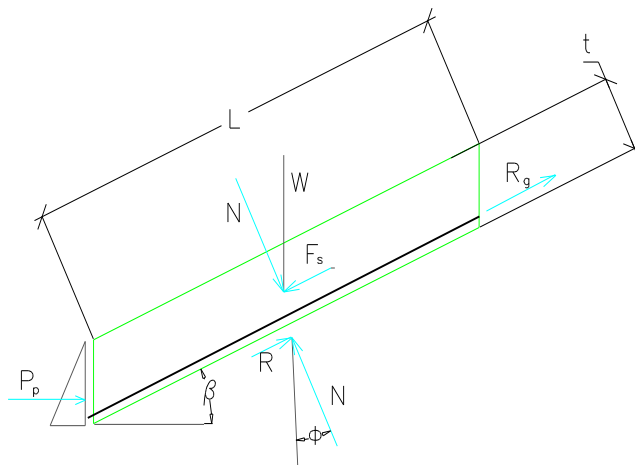


Figura 22 Schematizzazione pendio indefinito – azioni in condizione statica.

In tale figura, i simboli rappresentano le seguenti grandezze:

- W: azione verticale corrispondente al peso del volume di terreno considerato;
- Tr: azione sul geosintetico di rinforzo necessaria a garantire il rispetto dei livelli prestazionali previsti dalla normativa;
- $\beta$  angolo di inclinazione del pendio;
- d spessore del capping;
- $\phi'$ crit angolo di resistenza al taglio dell'interfaccia critica, ovvero dell'interfaccia geosintetico di rinforzo – geocomposito drenante;
- $\gamma_{TV}$  peso di volume del terreno vegetale.

### 7.5.2 Condizione sismica

Per la stabilità in condizioni sismiche è stato utilizzato il metodo pseudostatico che consente di rappresentare l'azione sismica mediante un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come:

- $F_h = k_h \cdot W$
- $F_v = k_v \cdot W$

dove  $k_h$  e  $k_v$ , rispettivamente coefficiente sismico orizzontale e verticale.

Per il caso in esame risulta a fronte dei seguenti parametri di input sul sito:

- vita nominale 100 anni
- classe edificio II
- Cat. Sottosuolo: C
- Cat. Topografica T2

$$k_h = 0.000$$

$$k_v = 0.000$$

## 7.6 DETERMINAZIONE DELLO SFORZO SUL GEOSINTETICO DI RINFORZO

### 7.6.1 Criteri di calcolo

Con riferimento alla schematizzazione a pendio indefinito, lo sforzo  $Tr$  che deve assorbire il geosintetico di rinforzo al fine di garantire i livelli prestazionali di norma si ottiene dalla seguente disequaglianza:

$$Ed \leq Rd \rightarrow Ed \leq FR / \gamma_r$$

con:

- $Ed$  azione destabilizzante, denominata nel seguito  $F_{destab}$ , lungo il pendio costituita dalla componente lungo l'interfaccia critica del sistema di forze agenti;
- $FR$  azione stabilizzante fornita:
  - o dalla componente attrittiva  $F_{stab}$  fra geosintetico di rinforzo e geocomposito drenante per effetto del sistema di forze agenti;
  - o dallo sforzo di trazione  $Tr$  che esplica il geosintetico di rinforzo opportunamente ancorato;
- $\gamma_r$  coefficienti parziale per le verifiche di sicurezza pari a 1.1 nel caso di verifiche di stabilità in condizioni statiche e pari a 1.2 nel caso di verifiche di stabilità in condizioni sismiche.

Di conseguenza, l'espressione precedente diviene:

$$F_{destab} \leq (F_{stab} + Tr) / \gamma_r \rightarrow Tr \geq \gamma_r \cdot F_{destab} - F_{stab}$$

## 7.7 PRESTAZIONI NEL TEMPO DI UN GEOSINTETICO DI RINFORZO

In generale, la resistenza a trazione a lungo termine di progetto (*LTDS – Long-Term Design Strength*) dei rinforzi polimerici può essere calcolata secondo la ISO TR 20432:

$$LTDS = \frac{UTS}{RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH} \cdot f_s}$$

Dove:

<b>LTDS</b>	Resistenza a trazione a lungo termine di progetto
<b>UTS</b>	Resistenza a trazione caratteristica (a breve termine)
<b>RF<sub>CR</sub></b>	Fattore di riduzione della resistenza per effetto di fenomeni viscosi (creep)
<b>RF<sub>ID</sub></b>	Fattore di riduzione della resistenza per effetto del danneggiamento meccanico
<b>RF<sub>W</sub></b>	Fattore di riduzione della resistenza per effetto degli agenti atmosferici
<b>RF<sub>CH</sub></b>	Fattore di riduzione della resistenza per effetto dell'aggressione chimica e biologica
<b>f<sub>s</sub></b>	Fattore di sicurezza relativo all'estrapolazione e all'incertezza dei dati

### Resistenza a trazione caratteristica (a breve termine), *UTS*

La resistenza a trazione caratteristica (a breve termine) o *UTS – Ultimate Tensile Strength* della gamma delle stuoie rinforzate è valutata con riferimento alla EN ISO 10319 o ASTM D6637.

### Fattore di riduzione della resistenza per effetto di fenomeni viscosi (creep), *RF<sub>CR</sub>*

Il fattore di riduzione della resistenza per effetto del comportamento viscoso del materiale può essere ottenuto, per diverse vite di servizio e temperature, a partire dai risultati di Rapid Loading Test (RLT), Ramp-and-Hold (R&H), Stepped Isothermal Method (SIM), e test di creep convenzionali.

### Fattore di riduzione della resistenza per effetto del danneggiamento meccanico, *RF<sub>ID</sub>*

La posa in opera del materiale di riempimento e gli effetti dovuti alla compattazione dello stesso mediante i mezzi d'opera, possono causare danni alla geogriglia di base con conseguente riduzione della sua resistenza meccanica. Il fattore di riduzione della resistenza per effetto del danneggiamento meccanico è da valutarsi a seguito di test su larga scala con il prodotto e il materiale di riempimento specifico.

### Fattore di riduzione per la durabilità del materiale, *RF<sub>W</sub>* e *RF<sub>CH</sub>*

La durabilità del materiale di rinforzo costituisce un problema quando ci si approccia alla progettazione, in particolar modo quando i materiali sono a contatto con l'ambiente di utilizzo in cui vi possono essere situazioni ambientali anche aggressive.

### Fattore di sicurezza relativo all'estrapolazione e all'incertezza dei dati

Questo fattore di sicurezza tiene conto di quelle cause in cui effetti non possono essere quantificati, della qualità dei dati forniti e della variazione statistica dei fattori di riduzione.

Per i prodotti commerciali presenti stabilmente sul mercato si può assumere che tale valore sia pari a 1.00, ma alcune normative impongono un valore costante indipendentemente da qualsiasi evidenza confermata a mezzo certificato; in tali casi, il valore riportato dovrà essere fattorizzato secondo il valore imposto dalla normativa.

A titolo semplificativo si introduce un singolo coefficiente rappresentativo delle prestazioni nel tempo del materiale di rinforzo, ottenuto dalla moltiplicazione dei singoli coefficienti parziali:

$$F_m = FR_{cr} \cdot FR_{id} \cdot FR_w \cdot RF_{ch} \cdot FS$$

La definizione di *F<sub>m</sub>* deve essere circostanziata indicando, *T* ritorno dell'opera, condizioni ambientali quali Temperatura, PH e granulometria dell'inerte che andrà a contatto del rinforzo.

## 7.8 VERIFICHE DEL PACCHETTO

Sulla base delle planimetrie di progetto vengono dimensionate le seguenti geometrie delle scarpate della sezione più significativa asse longitudinale 1 (come da elaborati grafici progettuali allegati al presente progetto).

- Lunghezza scarpata: 20 m
- Inclinazione scarpata: 20 gradi (a favore di sicurezza, poiché l'inclinazione di progetto massima è il 30%, circa 17°)

### 7.8.1 Sezione tipologica di riferimento

- $\gamma_{TV}$ : peso specifico dell'argilla = 17 kN/m<sup>3</sup>;
- $\beta$ : angolo di inclinazione del pendio = 20° (a favore di sicurezza);
- D: spessore del capping in scarpata = 1.00;
- L: lunghezza inclinata del pendio = 20 m;

Nell'elaborazione finalizzata al dimensionamento del geosintetico di rinforzo:

- $\tan \varphi'_{k,crit}$  angolo di resistenza al taglio caratteristico dell'interfaccia critica =  $\tan 15^\circ = 0.27$  (per la combinazione SLE e per le combinazioni SISMICHE)
- $\tan \varphi'_{d,crit}$  angolo di resistenza al taglio di progetto dell'interfaccia critica =  $0.27/1.25 = 0.21$  (per la combinazione SLU)

Nella seguente sono riepilogati i risultati del calcolo in termini di:

- Fdestab: azione destabilizzante lungo il pendio costituita dalla componente lungo l'interfaccia critica del sistema di forze agenti;
  - Fstab: componente attrittiva fra geosintetico di rinforzo e geocomposito drenante per effetto del sistema di forze agenti;
  - Tr: sforzo di trazione che esplica il geosintetico di rinforzo opportunamente ancorato;
- espressi per metro di sviluppo di pendio ortogonale alla linea di pendenza considerata (kN/m).

	SLE	SLU	SLV+ (SISMA+)	SLV- (SISMA-)
Fdestab [kN/m]	116,29	116,29	116,29	116,29
Fstab [kN/m]	85,61	68,49	85,61	85,61
<b>Tr [kN/m]</b>	<b>42,31</b>	<b>59,43</b>	<b>53,94</b>	<b>42,31</b>

Figura 23

Determinazione azioni su geosintetico di rinforzo scarpata



## 7.9 LIVELLI PRESTAZIONALI DEL GEOSINTETICO DI RINFORZO

Il geosintetico di rinforzo deve fornire le azioni indicate in precedenza per garantire le prestazioni di norma; in particolare, le prestazioni di tale materiale sono definite con riferimento allo sforzo di trazione massimo ricavato.

I valori di resistenza del geosintetico di rinforzo sono dipendenti dalla legge sforzi deformazioni in funzione del polimero utilizzato.

### 7.9.1 Rinforzo tricomposito

Analizzando i tratti calcolati si ritiene necessario definire gli sforzi massimi che saranno applicati sul geocomposito di rinforzo

- SLU = 59.43 kN/m
- SLE = 42.31 kN/m
- SLV sisma+ = 53.94 kN/m

I valori riportati sono i massimi calcolati sul geocomposito di rinforzo

Con riferimento alla norma BS8006, il fornitore del geosintetico di rinforzo dovrà garantire il soddisfacimento dei requisiti seguenti (riferite ad una striscia di prodotto di dimensione pari a 1 m):

- sforzo di trazione allo SLU + Tr  $\geq$  59.43 kN/m con deformazione massima inferiore al 12%;
- sforzo di trazione allo SLE Tr  $\geq$  42.31 kN/m con deformazione massima 5%;
- sforzo di trazione allo SLV+ Tr  $\geq$  53.94 kN/m con deformazione massima inferiore al 12%;

tenendo conto delle seguenti indicazioni per lo SLU/SLV:

- vita utile dell'opera: 100 anni;
- certificazione dei coefficienti parziali del materiale: fm;
- coefficiente parziale di sicurezza sulla durabilità e tipologia dell'opera: fn=1.1.

In sostanza, la resistenza caratteristica del rinforzo Tb, dipendente dal prodotto adottato, dovrà essere tale da rispettare la seguente disuguaglianza:

$$T_b / (f_n \cdot f_m) \geq T_r$$

Ipotizzando che il terreno in cui verrà installata sarà del tipo vegetale (granulometria < 3 mm), con PH compreso tra 4 e 9 e temperatura di esercizio < 20°C, è opportuno definire il coefficiente riduttivo da applicare alla geostuoia di rinforzo

I materiali polimerici sul mercato presentano diversi fattori riduttivi, si definisce come coefficiente prestazionale un valore complessivo di 1.96 ed un coefficiente riduttivo in condizioni sismiche di 1.25 (più basso per l'assenza del fattore di creep)

• allo SLU:

$$T_b = 150 \text{ kN/m,}$$

$$f_m = 1.96$$

$$f_n = 1.10$$

La disuguaglianza è quindi rispettata:  $150 / (1.1 \cdot 1.96) = 69.57 \text{ kN/m} \geq 59.43 \text{ kN/m}$ ;

• allo SLE:

$$T_b = 75 \text{ kN/m (valore di resistenza nominale del rinforzo al 5% allungamento);}$$

fattore di riduzione per danneggiamento meccanico e ambientale = 1.25

La disuguaglianza è quindi rispettata:  $75 / (1.1 \cdot 1.25) = 54.55 \text{ kN/m} \geq 42.31 \text{ kN/m}$ .

• Sismiche

$$T_b = 150 \text{ kN/m,}$$

$$f_m = 1.25 \text{ (in condizioni sismiche)}$$

$$f_n = 1.10$$

La disuguaglianza è quindi rispettata: In condizioni sismiche:  $150 / (1.1 \cdot 1.25) = 109.09 \text{ kN/m} \geq 53.94 \text{ kN/m}$ .

## 7.10 DIMENSIONAMENTO TRINCEE DI ANCORAGGIO DI UN GEOCOMPOSITO

Nei capitoli precedenti si è parlato di geosintetici e geomembrane ignorando una problematica fondamentale di tali materiali: il "fissaggio" degli stessi alle superfici su cui vengono posati. Tale necessità è infatti comune a tutti i geosintetici cui siano applicate tensioni di trazione e che debbano essere ancorato alla sommità di una scarpata. Come è noto i sistemi di fissaggio possono essere realizzati in vario modo; il più comune, nel campo delle applicazioni illustrate, è quello di scavare alla sommità di ogni scarpata una trincea al cui interno il geosintetico (useremo questo termine per definire indistintamente anche una geomembrana ed ogni tipologia di prodotto correlato) verrà bloccato.

A completamento dell'operazione la trincea viene riempita con materiale terroso o inerte adeguatamente compattato; taluni progettisti propongono una colmata della canaletta con cls (talvolta leggermente armato) mentre altri preferiscono comunque effettuarla con materiale sciolto considerando che è preferibile lo sfilamento del geosintetico dalla trincea alla sua rottura.

Qualora o si utilizzi un doppio strato di membrana, o vi sia un elevato numero dei geosintetici da bloccare in sommità o sia alto il livello delle tensioni applicate ai diversi materiali, è consigliabile l'utilizzo di una doppia trincea di ancoraggio come indicato nelle figure che seguono:

### 7.10.1 Dimensionamento della trincea

Per il dimensionamento dell'ancoraggio di un geosintetico si utilizza generalmente un metodo di calcolo che dovrebbe tutelare il progettista sia nei confronti di fenomeni di sfilamento che di rottura vera e propria. Lo schema di calcolo riportato successivamente – nell'ipotesi cautelativa di presenza di pulegge ideali senza attrito in grado di trasmettere per intero la forza di trazione agente sul geosintetico – permette di soddisfare la condizione di equilibrio avendo considerato nullo il contributo dello strato di terreno posto al di sopra del telo (che ipotizziamo muoversi al deformarsi del geosintetico stesso) secondo la seguente equazione:

$$T_{allow} = F_U + F_L + 2 F_{AT}$$

Dove:  $T_{allow}$  = forza di trazione ammissibile sul geosintetico =  $\sigma_{allow} \times t$ ; essendo  $t$  lo spessore del geosintetico/geomembrana e  $\sigma_{allow}$  la tensione ammissibile nel geosintetico pari alla sua resistenza (tensione di rottura o di snervamento) diviso il coefficiente di sicurezza assunto dal progettista;

$F_U$  = contributo in termini di attrito dello strato di terreno posto al di sopra del geosintetico assunto pari a zero;

$F_L$  = contributo dovuto all' attrito terreno/geosintetico in direzione orizzontale (qualora il geosintetico sia adagiato sul fondo della trincea si potrà tenere conto anche di tale contributo) pari a  $q L_{RO} \tan \delta$  dove  $q$  è il sovraccarico di terreno posto al di sopra del geosintetico ( $\gamma_{CS} \times$  spessore terreno di riporto  $\delta_{CS}$ ),  $L_{RO}$  è la lunghezza di ancoraggio necessaria (dato di progetto) e  $\delta$  è l'angolo di attrito di interfaccia terreno/geosintetico;

$F_{AT}$  = contributo dovuto all' attrito sulle pareti verticali della trincea pari a  $(\sigma_h)_{medio} d_{AT} \tan \delta$  dove  $(\sigma_h)_{medio}$  è la tensione orizzontale media agente sulla trincea di ancoraggio pari a  $(1 - \sin F) \gamma h_{medio}$  con  $F$  e  $\gamma$  valori dell' attrito e del peso specifico relativi al terreno di riempimento e  $h_{medio}$  profondità media della trincea (valore solitamente fissato dal progettista),  $d_{AT}$  è l' altezza della trincea di ancoraggio e  $\delta$  è il valore dell' angolo di attrito di interfaccia terreno di riempimento/geosintetico.

Ponendo pari a zero il valore di  $d_{AT}$  si ottiene la lunghezza di ancoraggio piana di un geosintetico quando si decida di non realizzare alcuna trincea (situazione tipica per l'ancoraggio di geostuoie e geogriglie in sommità ad una scarpata della discarica). In tali casi un altro metodo di calcolo per verificare questa situazione è quello riportato nella figura precedente dove, imponendo l'equilibrio delle componenti di forze orizzontali e verticali, otteniamo semplicemente:

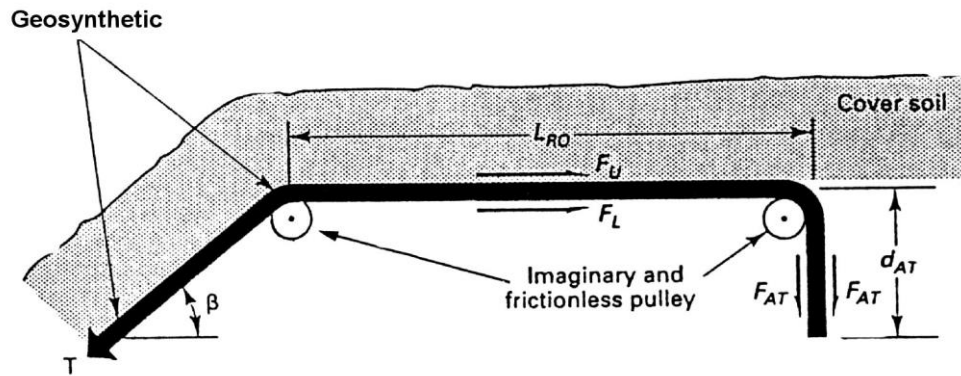
$$L_{RO} = \frac{T_{allow} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta)}{q_L \tan \delta}$$

Le grandezze in gioco sono le stesse definite al precedente punto.

Alcuni valori tipici di calcolo sono:

$\Phi$  = angolo di attrito del terreno di riempimento pari a  $30^\circ$

$g$  = peso specifico del terreno di riempimento pari a  $17 \text{ kN/m}^3$



**8.OUTPUT DI CALCOLO VERIFICHE DI STABILITA' CAPPING DEFINITIVO**

DATI DI INPUT			
beta	0,35	Inclinazione scarpata	
Angolo in gradi	20,00	gradi	
gamma tv	17,00	peso del terreno di copertura	
L	18,79	lunghezza in piano della scarpata	
L inclinata	20,00	lunghezza inclinata	
d	1,00	spessore del terreno di copertura	
W	340,00	Peso del cuneo di terreno	
phi	15,00	Angolo di attrito critico Geostuoia e GCD - HDPE Monoruvida	
tg phi k	0,27	Tangente angolo di attrito	
tg phi d	0,21	Tangente angolo di attrito fattorizzato secondo approccio A2+M2+R2	
kh	0,000	Sisma orizzontale	
kv	0,000	Sisma verticale	
		Vita nominale	100
		Classe opera	II
		Cat sottouolo	B
		Cat. Topografica	T2
gamma R (condizioni statiche)	1,100	Coefficiente parziale	
gamma R (condizioni sismiche)	1,200	Coefficiente parziale	

INTERFACCE PACCHETTO GSY			
	$\phi'k$ [°]	$\tan \phi'k$ [°]	$\tan \phi'd$ [°]
Interfaccia terreno vegetale di copertura – geosintetico di rinforzo e drenaggio acque meteoriche	25	0,47	0,37
Interfaccia geosintetico di rinforzo e drenaggio acque meteoriche - geomembrana HDPE	15	0,27	0,21
Interfaccia geomembrana HDPE monoruvida - geocomposito bentonitico	17	0,31	0,24
Interfaccia geocomposito bentonitico - geocomposito drenante biogas	18	0,32	0,26
Interfaccia geocomposito drenante biogas - strato di regolarizzazione	25	0,47	0,37

RISULTANTI DEGLI SFORZI		
	STATICA	SLU
Fdestab [kN/m]	116,29	116,29
Fstab [kN/m]	85,61	68,49
Tr [kN/m]	42,31	59,43

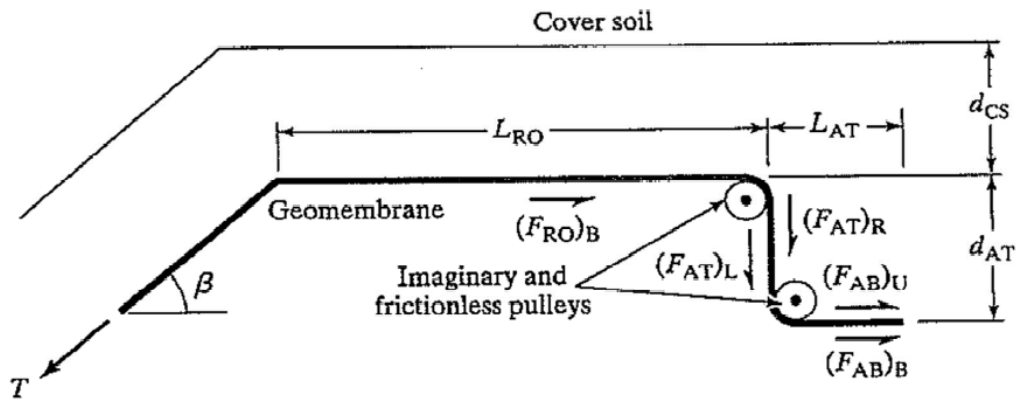
	SISMICA	SLV+ (SISMA+)	SLV- (SISMA-)
Fdestab [kN/m]		116,29	116,29
Fstab [kN/m]		85,61	85,61
Tr [kN/m]		53,94	42,31

CALCOLO DEL RINFORZO		
Rinforzo		Resistenza richiesta
Resistenza a trazione nominale	150	
Fattore di riduzione Tot a 100 anni - D90 <3 mm	1,96	
fn opera	1,10	
<b>SLU</b>	<b>69,57</b>	<b>59,43</b>
		Verificato
Resistenza a trazione Nominale @5%	75,00	
Fattore di riduzione Tot a 100 anni - D90 <3 mm	1,25	
fn opera	1,10	
<b>SLE</b>	<b>54,55</b>	<b>42,31</b>
		Verificato
Resistenza a trazione nominale	150	
Fattore di riduzione Tot a 100 anni - D90 <3 mm	1,25	
fn opera	1,10	
<b>SLV+</b>	<b>109,09</b>	<b>53,94</b>
		Verificato

Il pacchetto seguente risulta verificato

1° strato	Terreno di Copertura
2° strato	MACDRAIN TW08 MG150 (O SIMILARE)
3° strato	MACLINE RMH 100 (O SIMILARE)
4° strato	MACLINE GCL W30 (O SIMILARE)
5° strato	MACDRAIN W 1061 (O SIMILARE)
6° strato	Strato di regolarizzazione

## 9.OUTPUT DI CALCOLO TRINCEA DI ANCORAGGIO TELI





**INFORMAZIONI DI PROGETTO**

SIMBOLO	VALORE	UNITA'	DESCRIZIONE
$\beta$	20	°	angolo di inclinazione scarpata
$d_{cs}$	1	m	spessore terreno di copertura
$\gamma_{soil}$	17	kn/m <sup>3</sup>	peso specifico del terreno di copertura (senza neve)
$d_{at}$	1,25	m	profondità della trincea
$L_{R0}$	2	m	tratto orizzontale di geosintetico fuori dalla trincea
$L_{AT}$	1	m	tratto di geosintetico dentro la trincea
$\phi_{soil}$	27	°	angolo di attrito terreno di riempimento della trincea
$\delta_C$	27	°	angolo di attrito tra geostuoia e terreno sottostante
$\delta_F$	27	°	angolo di attrito tra geostuoia e terreno di riempimento
$T_{uts}$	150	kN/m	Resistenza ultima a trazione a breve termine del geosintetico
RF	2,156		Fattori di riduzione sulla resistenza ( $RF=RF_{cx}RF_{dx}RF_{env}xFS$ )
$T_{all}$	69,57	kN/m	Resistenza a trazione di progetto a lungo termine

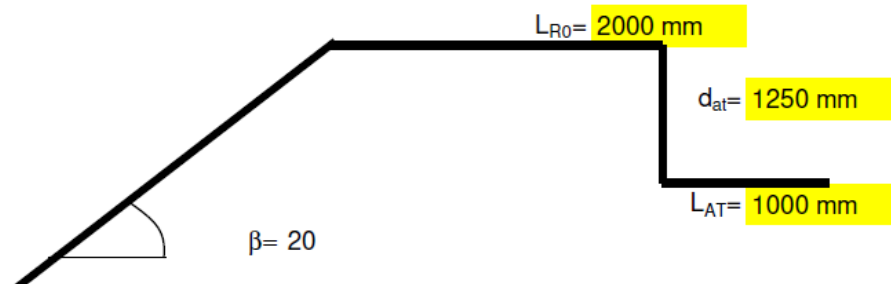
**RISULTATI**

SIMBOLO	VALORE	UNITA'	DESCRIZIONE
$(F_{R0})_B$	29,45	KN/m	contributo dovuto all' attrito terreno/geosintetico fuori dalla trincea in direzione orizzontale
$(F_{AT})_R$	9,61	KN/m	contributo dovuto all' attrito tra geosintetico e la parete verticale destra della trincea di ancoraggio
$(F_{AT})_L$	9,61	KN/m	contributo dovuto all' attrito tra geosintetico e la parete verticale sinistra della trincea di ancoraggio
$(F_{AB})_B$	24,36	KN/m	contributo dovuto all' attrito tra la faccia inferiore dei geosintetici e il terreno sottostante sul fondo della trincea
$(F_{AB})_U$	24,36	KN/m	contributo dovuto all' attrito tra la faccia inferiore dei geosintetici e il terreno sovrastante sul fondo della trincea
$T_{MAX}$	111,39	KN/m	resistenza a trazione del geosintetico sviluppata dalla trincea di ancoraggio

**FoS**

**1,60**

**Min. 1.30**



## 10.STUDIO IDROLOGICO/IDRAULICO

L'area di intervento come già riportato ricade nel territorio comunale di Villasimius, sulla base degli annali idrologici, messi a disposizione da Sardegna Arpa

Si riporta nella seguente tabella i valori climatologici mensili ed annuali medi dal 1981 al 2010 delle precipitazioni espresse in mm (Fonte: Relazione tecnica climatologica della Sardegna per il trentennio 1981-2010; ARPAS Dipartimento Meteoclimatico, Servizio meteorologico, Agrometeorologico ed Ecosistemi)

Stazione	gennaio	febbraio	marzo	aprile	maggio	giugno	luglio	agosto	settembre	ottobre	novembre	dicembre	ANNO
VILLASIMIUS	60.7	50.5	44.8	60.5	28.0	9.1	4.8	11.0	42.6	57.5	77.7	88.7	535.9

Per lo studio idrologico sono stati utilizzati i dati riportati sugli Annali Idrologici(ARPAS), relativamente al periodo 2012-2020, con riferimento alla stazione di Castiadas Castiadas Minni Minni RF.

Nella seguente tabella n. 1 si riportano le piogge massime (espresse in mm), di diversa durata 1,3,6,12,24 ore, relative ad ogni anno di detto periodo.

STAZIONE DI CASTIADAS MINNI MINNI RF (ARPAS)						
FONTE	ANNO DI RIFERIMENTO	INTERVALLO DI ORE				
		1	3	6	12	24
ARPAS Dipartimento Geologico Servizio Idrogeologico e Idrografico Dipartimento Meteoclimatico Servizio Meteorologico, Agrometeorologico e Ecosistemi	2012	24,20	47,40	52,80	59,20	64,40
	2013	25,40	33,00	43,60	48,00	52,40
	2014	14,20	21,40	37,00	57,60	60,20
	2015	58,80	82,20	83,80	107,20	125,80
	2016	22,40	50,00	72,20	110,60	125,20
	2017	10,80	19,80	30,40	40,80	41,80
	2018	35,80	41,20	42,00	49,60	67,00
	2019	28,00	40,80	52,40	63,20	85,80
	2020	19,20	22,40	32,00	42,60	59,40

Il passaggio successivo è quello di definire la curva di possibilità climatica che definisce la relazione tra l'altezza di pioggia e la sua durata, riferita ad un certo tempo di ritorno, ed è espressa dalla seguente equazione:

$$h=at^n$$

dove:

- $h$  = altezza di pioggia (in mm) di durata pari ad  $t$
- $t$  = durata della pioggia (in ore)
- $a - n$  = costanti da calcolare dalla elaborazione dei dati pluviometrici, fissato un tempo di ritorno  $r T$ .

L'elaborazione statistica delle precipitazioni massime, per la costruzione della curva di possibilità climatica, è stata eseguita utilizzando il metodo statistico, applicando la distribuzione di Gumbel dei valori estremi per le durate di pioggia.

La stima dei parametri della distribuzione di probabilità di Gumbel è stata effettuata utilizzando il **metodo dei momenti**, riferendosi ad un **tempo di ritorno  $T_r$** , pari a **10 anni**.

Considerando la differenza numerica tra i dati disponibili per le piogge di durata uguale o superiore ad un'ora, e quelle di durata inferiore all'ora, sono state fatte elaborazioni distinte per i due gruppi di eventi meteorici.

Per Gumbel, la grandezza idrologica  $x$  relativa ad una serie omogenea di altezze di pioggia della stessa durata, è legata al tempo di ritorno  $r T$  dalla relazione:

$$x(T_r) = N + \frac{1}{\alpha} y$$

$$\text{con } y = -\ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]$$

$$N = M - 0.45 \cdot \sigma$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.7797 \cdot \sigma$$

$$\text{media } M = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Scarto quadratico medio=

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (M - x_i)^2}{n-1}}$$

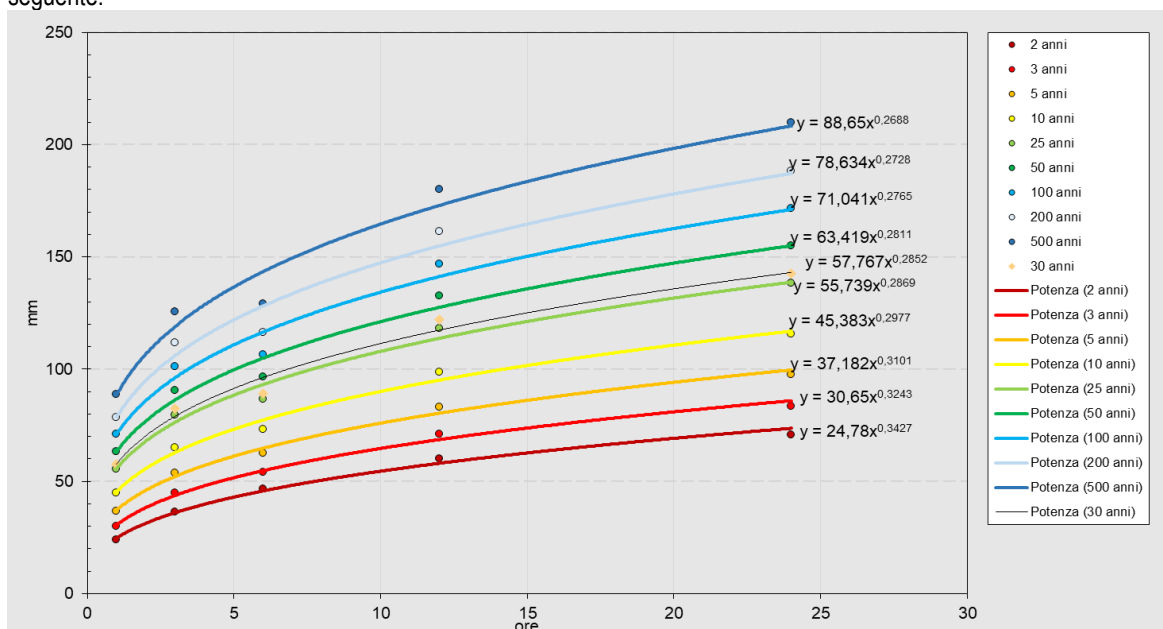
ELABORAZIONI STATISTICHE DI GUMBEL						
n=9		INTERVALLO DI ORE				
		1	3	6	12	24
media	$\bar{h} = \frac{\sum h_i}{n}$	26,53	39,80	49,58	64,31	75,78
deviazione standard	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n h_i - \bar{h}^2}{n-1}}$	14,17	19,53	18,13	26,37	30,54
	$\frac{1}{\alpha} = 0.7797 \cdot \sigma$	11,05	15,22	14,14	20,56	23,82
	$N = M - 0.45 \cdot \sigma$	20,16	31,01	41,42	52,45	62,03

da cui si ricava la seguente tabella:

Tempi di ritorno (anni)	$x(T_r) = N + \frac{1}{\alpha} y$ con $y = -\ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]$					y
2	24,21	36,59	46,60	59,98	70,76	0,37
3	30,13	44,76	54,18	71,00	83,53	0,90
5	36,73	53,85	62,62	83,28	97,75	1,50
10	45,02	65,27	73,23	98,71	115,63	2,25
25	55,50	79,71	86,63	118,20	138,21	3,20
30	57,55	82,54	89,26	122,02	142,63	3,38
50	63,27	90,42	96,58	132,66	154,96	3,90
100	70,98	101,05	106,44	147,01	171,59	4,60
200	78,67	111,64	116,28	161,31	188,15	5,30
500	88,81	125,61	129,25	180,18	210,01	6,21

Tabella 5 Relazione tra tempi di ritorno  $x(T_r)$  ed  $y$

Come risultato dell'elaborazione dei dati finali mediante interpolazione lineare sul grafico  $\log h - \log t$ , l'equazione della curva di possibilità climatica per la stazione di Villasimius, per eventi di pioggia con durate superiori ad 1 hr, è la seguente:



Mediante interpolazione lineare, si ottengono i valori di "a" ed "n" della curva di possibilità climatica relativamente al tempo di ritorno  $r T = 10$  anni.

Tabella 6 Relazione tra i parametri della curva di possibilità climatica ed altezza di pioggia

Tempi di ritorno (anni)	$h = a \cdot t^n$	
	a(T)	n
2	24,780	0,3427
3	30,650	0,3243
5	37,182	0,3101
10	45,383	0,2977
25	55,739	0,2869
30	57,767	0,2852
50	63,419	0,2811
100	71,041	0,2765
200	78,634	0,2728
500	88,650	0,2688

Come si può osservare, l'equazione della curva di probabilità pluviometrica relativa agli eventi di massima pioggia con tempo di ritorno 10 anni restituita dall'elaborazione statistica dei dati pluviometrici considerati è la seguente:

$$y = 45,383x^{0,2977}$$

Tale equazione sarà utilizzata per i successivi calcoli di dimensionamento e verifica delle opere idrauliche destinate al drenaggio e smaltimento delle acque meteoriche.

Per quanto riguarda il dimensionamento e la verifica di equivalenza dello strato drenante delle acque meteoriche del capping definitivo, così come previsto dal D.lgs121/2020, deve riferirsi ad una portata meteorica di progetto valuta con TR 30 e basata su piogge intense

Per la verifica dei sistemi di gestione e trasporto delle acque meteoriche si rimanda alla relazione tecnico specialistica "RLT\_03 - Relazione idrologica ed idraulica".



## 11.OPERE DI REGIMENTAZIONE IDRAULICA



La rete di intercettazione e deflusso delle acque meteoriche verrà realizzata con tecniche dell'ingegneria naturalistica nell'ottica di minimizzare gli impatti legati alla presenza di opere in cemento.

In tale ottica si prevede l'impiego di un geocomposito costituito da una geostuoia tridimensionale polimerica accoppiata con una membrana rinforzata (geotessile tessuto in polipropilene laminato su entrambi i lati con un film

di rivestimento impermeabile in polipropilene) protetta – da un lato – da un geotessile nontessuto.

La geostuoia che si prevede di impiegare ha una massa areica minima di 500 g/m<sup>2</sup> valutata in accordo EN ISO 9864, ed è costituita da due strutture, realizzate in filamenti di polipropilene termosaldati tra loro nei punti di contatto e stabilizzati per resistere ai raggi UV, anch'esse termosaldate nei punti di contatto: quella superiore a maglia tridimensionale con un indice alveolare >90% mentre quella inferiore sarà a maglia piatta.

La membrana esterna ha una massa areica di minimo 350 g/m<sup>2</sup> in accordo alla EN ISO 9864, ed è caratterizzata da una resistenza a punzonamento dinamico non superiore a 15 mm valutato in accordo alla EN ISO 13433, e avrà una permeabilità al vapor d'acqua pari a 2 g/(mq\*g), calcolata secondo la ASTM F372

Lo spessore nominale del geocomposito è di minimo 15 mm ad un carico nominale pari a 2 kPa.

Il geocomposito è caratterizzato da una massa areica non inferiore a 850 g/mq e una resistenza a trazione nominale in entrambe le direzione (MD e CMD) di 10 kN/m (±1.5%) valutata in accordo alla EN ISO 10319

L'impiego di tale soluzione genera molteplici vantaggi quali:

- Impatto visivo gradevole, dovuto alla colorazione marrone terra della struttura;
- Flessibilità strutturale dell'opera del canale
- Adattabilità alle asperità del terreno, tipica di un materiale flessibile;
- Uniformità del deflusso acqueo anche in caso di leggeri smottamenti, a differenza di quanto accade con canalizzazioni in cls/acciaio.
- Bassissima manutenzione legata esclusivamente allo sfalcio dell'erba in eccesso
- Nessun problema di durabilità strutturale,
- Basso impatto ambientale con una ridotta emissione di CO2 comparata alle soluzioni in calcestruzzo;

- I canali rinverdibili si integrano nel sistema ambientale non rappresentando un elemento di discontinuità paesaggistica;

- I canali di questo tipo si rendono da subito ambiente utile per la ripopolazione delle specie locali.

### 11.1.1 PROTEZIONE DEL PUNTO DI SCARICO

Al fine di evitare fenomeni erosivi al punto di scarico delle sistema di canalizzazione delle acque meteoriche ruscellanti sul corpo discarica e quelle canalizzate nel canale di guardia , si prevede in progetto l'utilizzo di un materassino Reno, in grado di ridurre tali effetti nel punto di scarico esistente, che si trova a valle del corpo discarica ed in corrispondenza della rete idrica superficiale.

Nota la velocità, nel punto di scarico, della portata di acqua meteorica per TR10 ed incrementata del 30% è stato possibile definire la geometria del materassino Reno.

La velocità massima è pari a  $v = 2.8$  m/s

Si prevedono l'utilizzo di n°4 moduli  $5.00 * 3.00$  m ed altezza  $H = 0.23$  m

Si rimanda alla relazione idrologica ed idraulica per i calcoli di dimensionamento dei canali di allontanamento e canali di guardia.

## 12.CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E TECNICHE

Il quadro geologico generale , meglio illustrato nella Relazione Geologica, viene rappresentato nella Carta Geologica di Figura seguente estratta dalla Carta Geologica in scala 1:25.000 redatta dalla Regione Sardegna.

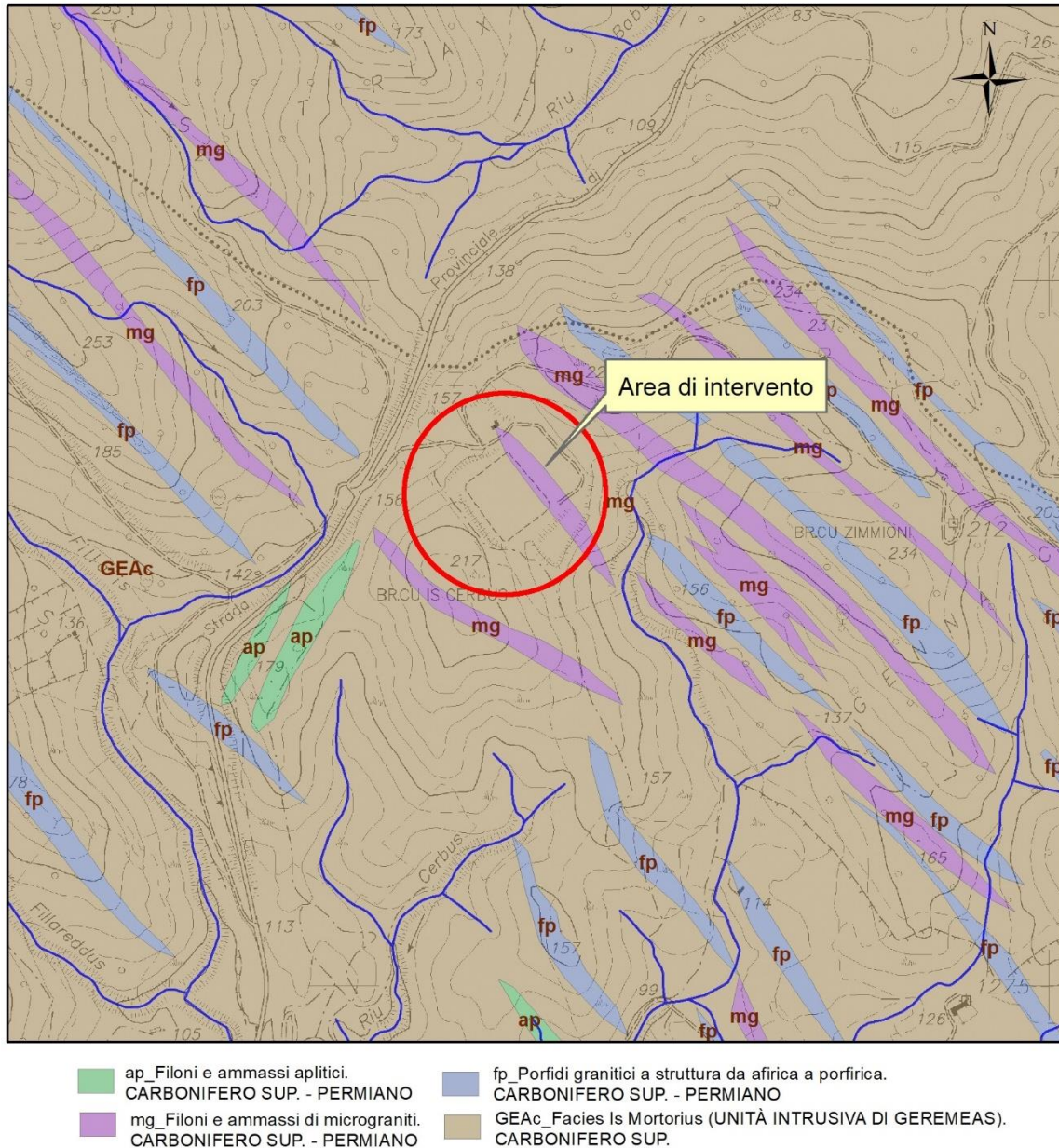


Figura 24 Figura 1 Carta Geologica Scala 1:10.000

In sintesi il sito di discarica sorge in un contesto geologico caratterizzato dalla presenza di un basamento granitico paleozoico appartenente al batolite del Sarrabus, rappresentato principalmente dalle granodioriti di Is Morus appartenenti all'Unità di Geremeas.

Questo basamento è attraversato da un sistema di filoni sia acidi che basici orientato prevalentemente NW-SE secondo antiche direttrici tarde erciniche.

Le granodioriti che affiorano nell'intorno dell'area presentano una grana grossolana e sono caratterizzate da un colore biancastro. L'ammasso roccioso nell'insieme presenta una intensa alterazione superficiale favorita da un sistema di fratture molto ravvicinate, a giacitura sub-verticale, sviluppato parallelamente al sistema filoniano.

Lo stato di alterazione dell'ammasso roccioso è frutto di un lungo periodo di emersione nel quale si sono succedute condizioni climatiche anche molto diverse dall'attuale che hanno trasformato la roccia originaria in una roccia tenera, semi-coerente con granulometria compresa tra una sabbia grossolana ed una ghiaia. In

questa compagine sono conservati dei nuclei litoidi poco alterati tipicamente con profilo tondeggianti a cui sono associate forme morfologiche tipiche quali tor e inselberg che emergono dalla morfologia.

Si rimanda, per dettagli più esaustivi, alle relazioni geologica e geotecnica allegate al presente progetto.

Si precisa anche che in questa fase progettuale sono state condotte ulteriori attività di indagini geognostiche al fine di definire gli aspetti conoscitivi del sottosuolo, di cui si riportano i risultati nelle relazioni geologica e geotecnica. Infatti in particolare il rimodellamento morfologico del corpo di discarica prevede la realizzazione di un argine di contenimento perimetrale, localizzato in corrispondenza dell'argine esistente che dovrà costituire il nuovo margine di raccordo tra la base dei rifiuti e la parte superficiale della stessa.

Sotto il profilo geotecnico si pone dunque il problema di definire la geometria del vecchio argine e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni sui quali dovrà essere realizzata la nuova struttura di contenimento.

Il contesto geologico è caratterizzato dalla presenza di un basamento granitico paleozoico appartenente al batolite del Sarrabus, rappresentato principalmente dalle granodioriti di Is Morus appartenenti all'Unità di Geremeas. Questo basamento è attraversato da un sistema di filoni sia acidi che basici orientato prevalentemente NW-SE secondo antiche direttrici tardo erciniche. Le granodioriti che affiorano nell'intorno dell'area presentano una grana grossolana e sono caratterizzate da un colore biancastro. L'ammasso roccioso nell'insieme presenta una intensa alterazione superficiale favorita da un sistema di fratture molto ravvicinate, a giacitura sub-verticale, sviluppato parallelamente al sistema filoniano

Il basamento litoide è ricoperto da materiali di riporto eterogenei di natura prevalentemente incoerente con spessore variabile.

Le aree di maggior criticità, in riferimento alle opere da realizzarsi sono identificabili in tre sezioni:

- Sezione NW in corrispondenza del punto in cui la nuova rampa di accesso prevista in progetto scavalca il nuovo argine;
- Sezione NE nel tratto prospiciente i fabbricati dell'Impianto di Compostaggio;
- Sezione S nel tratto in cui venne realizzato l'argine di contenimento in argilla nel corso dell'intervento di ampliamento realizzato nel 2002.

In corrispondenza delle sezioni con maggior criticità è stata prevista la realizzazione di sondaggi a carotaggio con prove in situ e test di laboratorio finalizzati a definire la natura e profondità del substrato naturale, e la natura e consistenza dei materiali di riporto.

Prendendo come riferimento le stratigrafie dei sondaggi realizzati nel 2002 per il monitoraggio della discarica, si è previsto di approfondire i sondaggi fino -7.00m dal piano di campagna. Questo dovrebbe consentire di oltrepassare l'orizzonte di riporto e raggiungere il substrato naturale.

Considerata la natura sostanzialmente incoerente dei materiali attesi e dunque l'impossibilità di realizzare campioni indisturbati, per la caratterizzazione geomeccanica si è prevista la realizzazione di prove penetrometriche standard SPT nel corso dei sondaggi ed il prelievo di alcuni campioni rimaneggiati per la definizione della granulometria.



### 13. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

I riferimenti normativi utilizzati nelle verifiche esposte nella presente Relazione Tecnica sono principalmente i seguenti:

- DM 14 Gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale Nr 29 del 4 Febbraio 2008, Supplemento Ordinario Nr 30 "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- UNI EN ISO 10319, Geotextiles - Wide-width tensile test
- Federal Highway Administration (U.S.A.) "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes - Design & Construction Guidelines"
- Koerner, R. M. (1998). "Designing with Geosynthetics", 4th Edition, Prentice Hall, New Jersey.
- Koerner, R. M. & Soong, T-Y (2005) "Analysis and design of veneer cover soils" Geosynthetic International, 2005, 12, No. 1.
- GRI "Beyond a factor-of-safety value, i.e., the probability of failure". GRI Newsletter/Report, Vol. 15, no. 3.
- AASHTO (1996) Standard Specification for Geotextiles, Designation: M288-96. American Association of State Transportation and Highway Officials, Washington, D.C.
- DECRETO 17 gennaio 2018. Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».
- D.lgs. 121/2020

I riferimenti bibliografici sono:

- R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, fifth edition, Prentice Hall
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines".
- Barber E.S. and Sawyer C.L. (1952) 'Highway Subdrainage', Proceedings Highway Research Board, 31.
- Calhoun C. (1972) 'Development of Design Criteria and Acceptance Specifications for Plastic Filter Cloths', US Army Waterway Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Cancelli, A., Rimoldi, P.(1989) "Design Criteria for Geosynthetics Drainage system in Waste Disposal". 2nd International Landfill symposium. Sardina '89
- Giroud J.P (1982), 'Filter Criteria for Geotextiles', Proceedings Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 1 pp 103-108.
- Giroud, J.P., Zhao, A., and Bonaparte, R. (2000), "The Myth of Hydraulic Transmissivity Equivalency Between Geosynthetic and Granular Liquid Collection Layers", Geosynthetics International, Special Issue on Liquid Collection Systems, Vol. 7, Nos. 4-6, pp. 381-401.
- Giroud, J.P., Zhao, A., and Richardson, G. N. (2000) 'Effect of thickness Reduction on Geosynthetic Hydraulic Transmissivity', Geosynthetics International vol.7.
- GRI – GC8 Standard (2001), Standard Guide for Determination of the Allowable Flow Rate of a Drainage Geocomposite, Geosynthetic Research Institute, PA.
- Hooghoudt, S.B. (1940), 'General consideration of the problem of field drainage by parallel drains, ditches, watercourses, and channels'. Publ. No.7 in the series Contribution to the knowledge of some physical parameters of the soil (titles translated from Dutch). Bodemkundig Instituut, Groningen, The Netherlands
- Koerner, Robert M. (1998), 'Designing with Geosynthetics' (4th Edition), Prentice Hall, USA
- Lawson C.R. (1982), 'Geotextile Requirements for Erosion Control Structures', Proceedings Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Asian Institute of Technology, Thailand, pp 177-192
- Lawson C.R. (1986), 'Geotextile Filter Criteria For Tropical Residual Soils', Proceedings Third International Conference on Geotextiles, Vienna, Vol. 2, pp 557-562.
- Mansur C.E. and Kaufman R.E. (1962), 'Dewatering', in 'Foundation Engineering', Edited by G.A. Leonards, McGraw-Hill.
- McClelland B. (1943), 'Large Scale Model Studies of Highway Subdrainage', Proceedings Highway Research Board, 23
- McKeand E. (1977), 'The Behaviour of Non Woven Fabric Filters in Subdrainage Applications', Proceedings International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 2, pp 171-176.
- Ogink H.J.M. (1975), 'Investigations on the Hydraulic Characteristics of Synthetic Fabrics', Delft Hydraulics Laboratory, Publication No. 146.
- Schober W. and Teindl H. (1979), 'Filter - Criteria for Geotextiles'. Proceedings Seventh European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 2, pp 121-129.
- Van Beers J.C (1979), 'Some Nomographs for the calculation of drain spacings'. International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI.