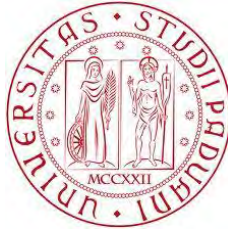


UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

VERIFICA DI STABILITÀ E DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO DEL PACCHETTO DI
COPERTURA DI UNA DISCARICA DI RIFIUTI SOLIDI SPECIALI NON PERICOLOSI

Test stability and designing of the anchoring system of the capping for a non-hazardous solid waste
landfill

Relatore: Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo
Correlatore: Ing. Stefano Busana

Laureando: Giuffrida Stefano
Matricola: 1057604

Anno Accademico 2014/2015

INDICE

INTRODUZIONE:	1
1 RIFIUTO SOLIDO URBANO	3
1.1 Definizione di rifiuto	3
1.2 Classificazione dei rifiuti	3
1.3 Vita dei rifiuti.....	3
1.4 Cenni sulla meccanica dei rifiuti solidi urbani.....	4
1.4.1 Cedimenti di ammassi di RSU	5
1.4.2 Modelli per il calcolo dei cedimenti.....	7
2 DESCRIZIONE DELLE DISCARICHE	9
2.1 Definizione di discarica controllata.....	10
2.2 Componenti di una discarica.....	14
2.2.1 Rivestimento di fondo.....	15
2.2.2 Rivestimento di parete.....	16
2.2.3 Sistema di copertura.....	18
3 GEOSINTETICI.....	21
3.1 Geogriglie GGR	22
3.2 Geocompositi Drenanti GCD.....	24
3.2.1 Geocomposito drenante con anima cuspidata.....	26
3.3 Geomembrane GMB	28
4 DISCARICA DI TORRETTA DI LEGNAGO (VR)	31
4.1 Problematiche della discarica e obiettivo dell'intervento.....	33
4.2 Studio e schematizzazione del sito in esame.....	33
4.3 Terreno di finitura della copertura	38
4.3.1 Compattazione del terreno	40
4.4 Trincee di ancoraggio.....	41
5 METODI ANALITICI DI ANALISI DI STABILITÀ DELLA COPERTURA	43
5.1 Metodo di Koerner and Soong (1998) per il terreno di copertura.....	44
5.2 Metodo di Druschel and Underwood (1993) per il pacchetto di copertura.....	46
5.3 Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998).....	49
5.4 Metodo di Giroud (1995)	50
5.5 Metodo di Koerner and Soong per la riprofilatura del pendio (1998)	53
5.6 Sezioni multi pendio.....	55

6	TRINCEE DI ANCORAGGIO IN SOMMITÀ.....	63
6.1	Ancoraggio Lineare	64
6.2	Ancoraggio rettangolare.....	66
6.3	Ancoraggio rettangolare a L.....	68
6.4	Ancoraggio a V.....	69
7	RISULTATI	73
7.1	Sezioni 1-13 sinistra del Lotto A	73
7.2	Sezioni 1-13 destra del Lotto A	79
7.3	Sezioni 15-21 sinistra del Lotto A	84
7.4	Sezioni 15-21 destra del Lotto A.....	89
7.5	Sezioni 1-7 del Lotto B.....	94
7.6	Saturazione del terreno di copertura.....	102
8	CONCLUSIONI	109
9	BIBLIOGRAFIA	111

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: Flusso generale dei rifiuti solidi urbani.....	4
Figura 1-2: Fenomeni di Instabilità in una discarica di RSU (Grisolia et al, 1995)	5
Figura 1-3: Curva di consolidazione ideale (Grisolia et al, 1995)	7
Figura 2-1: Cronistoria delle discariche in Italia.....	11
Figura 2-2: Classificazione delle discariche in base a quanto previsto dalla DCI 27.07.1984 ai sensi del D.P.R. 915/82.....	11
Figura 2-3: Prescrizioni per fondo e copertura in base a quanto previsto dalla DCI 27.07.1984.....	12
Figura 2-4: Prescrizioni per fondo, pareti e copertura in base a quanto previsto dallo schema del D. Lgs 36/2003	14
Figura 2-5: Schema del sistema di contenimento di una discarica di rifiuti solidi urbani.....	14
Figura 2-6: Schema di una barriera di fondo naturale per diversi tipi di discarica.....	16
Figura 2-7: Esempio di barriera di fondo di tipo artificiale.....	16
Figura 2-8: Esecuzione della barriera laterale di una discarica	18
Figura 2-9: Esempio di elementi costitutivi di una copertura per discariche di RSU.....	19
Figura 2-10: Recupero dell'area di una discarica dismessa. Moerenuma Park, Sapporo, Giappone	20
Figura 3-1: Principali funzioni svolte dai geosintetici.....	21
Figura 3-2: Esempi di geogriglia. Fortrac e Fortrac 3D.....	22
Figura 3-3: Esempi di geocompositi drenanti	24
Figura 3-4: Geocomposito Drenante Pozidrain	26
Figura 3-5: Esempio di geomembrana	28
Figura 3-6: Caratteristiche delle geomembrane in HDPE.....	29
Figura 4-1: Pianta del sito in esame	33
Figura 4-2: Lotti A e B del sito di Torretta di Legnago (VR).....	34
Figura 4-3: Suddivisione del sito in esame	35
Figura 4-4: Esempio di pendio singolo. Sezioni 4 sinistra e 4 destra Lotto A.....	36
Figura 4-5: Esempio di pendio doppio con banca di riposo. Sezione 19 sinistra Lotto A.....	36
Figura 4-6: Esempio di pendio triplo con due banche di riposo. Sezione 19 destra Lotto A.....	37
Figura 4-7: Schema del pacchetto di copertura previsto	39
Figura 5-1: Schema del Modello di Koerner and Soong.....	45
Figura 5-2: Rappresentazione del modello Druschel and Underwood.....	47
Figura 5-3: Poligono delle forze.....	48
Figura 5-4: Schema del Modello Koerner and Soong con rinforzo.....	49
Figura 5-5: Schema del Modello di Giroud	51

Figura 5-6: Cuneo 1 e poligonale delle forze	51
Figura 5-7: Cuneo 2 e poligono delle forze.....	52
Figura 5-8: Sintesi del metodo di Giroud.....	53
Figura 5-9: Posizione e dimensioni della berma aggiuntiva	54
Figura 5-10: Schema di riprofilatura del pendio.....	55
Figura 5-11: Posizione dell'ancoraggio per pendio isolato.....	56
Figura 5-12: Sistema multipendio con ancoraggi multipli.....	56
Figura 5-13: Sistema multipendio con un unico ancoraggio	57
Figura 5-14: Schema per pendio isolato.....	57
Figura 5-15: Schema di calcolo per angoli convessi.....	58
Figura 5-16: Schema di calcolo per angoli concavi	59
Figura 5-17: Schema di calcolo completo.....	61
Figura 6-1: Tipologie di ancoraggio.....	63
Figura 6-2: Bilancio delle forze nel metodo analitico proposto da Villard et al. (2004).....	64
Figura 6-3: Ancoraggio lineare (run-out).....	65
Figura 6-4: Trincea di ancoraggio rettangolare	66
Figura 6-5: Trincea di ancoraggio rettangolare a L	68
Figura 6-6: Trincea di ancoraggio a V.....	70
Figura 7-1: Risultati. $\phi_k = 22^\circ$, $c_k=2\text{kPa}$	76
Figura 7-2: Risultati. $\phi_k = 24^\circ$, $c_k=2\text{kPa}$	76
Figura 7-3: Risultati. $\phi_k = 26^\circ$, $c_k=2\text{kPa}$	77
Figura 7-4: Risultati. $\phi_k = 20^\circ$, $c_k=5\text{kPa}$	82
Figura 7-5: Risultati. $\phi_k = 24^\circ$, $c_k=5\text{kPa}$	82
Figura 7-6: Risultati. $\phi_k = 26^\circ$, $c_k=5\text{kPa}$	83
Figura 7-7: Risultati. $\phi_k = 22^\circ$, $c_k=2\text{kPa}$	87
Figura 7-8: Risultati. $\phi_k = 24^\circ$, $c_k=2\text{kPa}$	88
Figura 7-9: Risultati. $\phi_k = 26^\circ$, $c_k=2\text{kPa}$	88
Figura 7-10: Risultati. $\phi_k = 22^\circ$, $c_k=7\text{kPa}$	92
Figura 7-11: Risultati. $\phi_k = 24^\circ$, $c_k=7\text{kPa}$	93
Figura 7-12: Risultati. $\phi_k = 26^\circ$, $c_k=7\text{kPa}$	93
Figura 7-13: Riprofilatura della sezione 2 up	96
Figura 7-14: Riprofilatura della sezione 3 up	96
Figura 7-15: Risultati. $\phi_k = 22^\circ$, $c_k=6\text{kPa}$	99
Figura 7-16: Risultati. $\phi_k = 24^\circ$, $c_k=6\text{kPa}$	100
Figura 7-17: Risultati. $\phi_k = 26^\circ$, $c_k=6\text{kPa}$	100

Figura 7-18: Curva Suzione-Contenuto d'acqua volumetrico	102
Figura 7-19: Curva Suzione-Conducibilità idraulica	103
Figura 7-20: Sezione 4 destra Lotto A. Input.....	103
Figura 7-21: Sezione 2 dw Lotto B. Input	104
Figura 7-22: Pendio saturo.....	104
Figura 7-23: Pendio saturo.....	105
Figura 7-24: Vettori di flusso.....	106
Figura 7-25: Stabilità dei pendii.....	107

INTRODUZIONE:

Il presente elaborato tratta le problematiche concernenti le analisi di stabilità di un nuovo pacchetto di copertura di due lotti esauriti della discarica situata in località Torretta di Legnago (VR).

Le zone in esame presentano una continua e notevole produzione di percolato; la causa non è da ricercarsi nella naturale degradazione cui sono soggetti i rifiuti, ma deriva dal non adeguato ruolo di protezione svolto dalla attuale copertura che permette una abbondante infiltrazione delle acque meteoriche.

Al fine di ridurre i costi derivanti dallo smaltimento del percolato, si ritiene necessario prevedere un nuovo pacchetto di copertura.

La geomembrana posta al di sopra dell'esistente barriera minerale, sormontata da un geocomposito drenante, rappresenta la migliore soluzione individuata. Tale integrazione del pacchetto di copertura richiede anche il completamento della stessa tramite uno strato di finitura "vegetale" con spessore minimo pari a 70 centimetri.

L'elaborato analizza la stabilità di questa nuova barriera di copertura nelle porzioni dei lotti in esame con pendenza più elevata. In queste zone un ruolo fondamentale è costituito dal ridotto attrito all'interfaccia tra la geomembrana e il geocomposito drenante, entrambi in materiali plastici; per questo motivo si prevede una geogriglia di rinforzo.

L'analisi si svolge utilizzando alcuni dei numerosi metodi proposti in letteratura, consentendo di determinare le caratteristiche di resistenza minime necessarie al terreno di finitura per garantirne la stabilità.

Si calcolano inoltre gli sforzi di trazione generati sulle geomembrane poste sotto lo strato di copertura, definendo in questo modo le caratteristiche meccaniche delle geogriglie di rinforzo.

Una volta verificata la stabilità del nuovo capping, l'analisi si conclude con il dimensionamento delle trincee di ancoraggio delle geogriglie.

Si riporta una breve descrizione degli argomenti trattati nei capitoli di questo elaborato.

Nel Capitolo 1 si dà una definizione di rifiuto e se ne descrivono le proprietà meccaniche.

Il Capitolo 2 prende in esame il concetto di discarica e ne descrive le componenti.

Il Capitolo 3 tratta i geosintetici più comunemente utilizzati, le loro funzioni e applicazioni nel corpo discarica.

Nel Capitolo 4 vengono illustrate le caratteristiche del sito oggetto dell'intervento e si descrivono le fasi di lavoro svolte.

Nel Capitolo 5 vengono descritti in dettaglio alcuni dei metodi di stabilità dei pendii presenti in letteratura. È inoltre presentato il metodo per il dimensionamento del rinforzo nel caso di sezioni multipendio.

Nel Capitolo 6 vengono trattate le principali tipologie di trincee di ancoraggio del sistema di copertura e i rispettivi metodi per il dimensionamento.

Nel Capitolo 7 vengono illustrati i risultati e i commenti relativi alle analisi svolte.

Nel Capitolo 8 vengono riportate le conclusioni finali del lavoro.

1 RIFIUTO SOLIDO URBANO

1.1 Definizione di rifiuto

Il concetto di rifiuto, dal punto di vista normativo, ha negli ultimi anni mutato significato:

Secondo il D.Lgs 22/1997, art. 6: “si intende per a) rifiuto qualsiasi sostanza od oggetto che rientra nelle categorie riportate nell’Allegato A e di cui il detentore si disfi o abbia l’intenzione o abbia l’obbligo di disfarsi”.

D.Lgs. 36/2003, art 2: “Le sostanze od oggetti di cui all’articolo 6, comma 1, lettera a), del decreto legislativo n.22 del 1997 e successive modificazioni”.

D.Lgs 152/2006, art 183: “Qualsiasi sostanza od oggetto che rientra nelle categorie riportate nell’allegato A alla parte quarta del D.Lgs 152/2006 di cui il detentore si disfi o abbia l’intenzione o abbia l’obbligo di disfarsi”.

Infine vi è il decreto legislativo 205/2010 che sostanzialmente abroga l’allegato A definendo il rifiuto nell’articolo 10 come “Qualsiasi sostanza od oggetto di cui il detentore si disfi o abbia l’intenzione o abbia l’obbligo di disfarsi”.

Con riferimento alla normativa vigente, si definisce “produttore di rifiuti il soggetto la cui attività produce rifiuti (produttore iniziale) o chiunque effettui operazioni di pretrattamento, di miscelazione o altre operazioni che hanno modificato la natura o la composizione di detti rifiuti.”

1.2 Classificazione dei rifiuti

La classificazione può essere eseguita in funzione di vari aspetti:

- In funzione dell’origine:
 - Rifiuti Urbani
 - Rifiuti Speciali (provenienti da attività agricole, da attività di demolizione e costruzione, da attività commerciali, etc.)
- In funzione delle caratteristiche di pericolosità:
 - Rifiuti Pericolosi
 - Rifiuti Non Pericolosi

Un rifiuto cessa di essere tale quando è sottoposto a un’operazione di recupero, incluso il riciclaggio e la preparazione per il riutilizzo, e soddisfa criteri precisi, di cui all’art.184-ter D.Lgs 205/2015.

Si classifica come “sottoprodotto” e non rifiuto una sostanza od oggetto che sia originato da un processo di produzione, di cui costituisce parte integrante, il cui scopo primario non è la produzione di tale sostanza e che verrà ulteriormente utilizzata nel corso dello stesso o di un successivo processo produttivo. Tale sostanza potrà essere utilizzata direttamente, senza alcun ulteriore trattamento, e dovrà soddisfare i requisiti riguardanti i prodotti e la protezione della salute e dell’ambiente.

1.3 Vita dei rifiuti

La discarica è un ambiente in cui avviene un corretto e controllato smaltimento dei rifiuti. Ci si può occupare di queste sostanze anche seguendo diversi approcci, ad esempio:

- Riciclaggio: “qualsiasi operazione di recupero attraverso cui i rifiuti sono trattati per ottenere prodotti, materiali o sostanze da utilizzare per la loro funzione originaria o per

altri fini. Include il trattamento di materiale organico, ma non il recupero di energia né il ritrattamento per ottenere materiali da utilizzare quali combustibili o in operazioni di riempimento”;

- Recupero: “qualsiasi operazione il cui principale risultato sia di permettere ai rifiuti di svolgere un ruolo utile, sostituendo altri materiali che sarebbero stati altrimenti utilizzati per assolvere una particolare funzione o di prepararli ad assolvere tale funzione, all’interno dell’impianto o all’economia in generale”;
- Riutilizzo: “qualsiasi operazione attraverso la quale prodotti o componenti che non sono rifiuti sono reimpiegati per la stessa finalità per la quale erano stati concepiti” .

Qualora non si riesca a sviluppare una delle precedenti procedure si può ricorrere allo smaltimento, ovvero “qualsiasi operazione diversa dal recupero anche quando l’operazione ha come conseguenza secondaria il recupero di sostanze o di energia.”

Il conferimento in discarica è quindi l’ultimo modo per liberarsi in maniera legale di rifiuti come evidenza anche lo schema in Figura 2 (con CDR si intende il combustibile da rifiuto).

FLUSSO DEGLI RSU

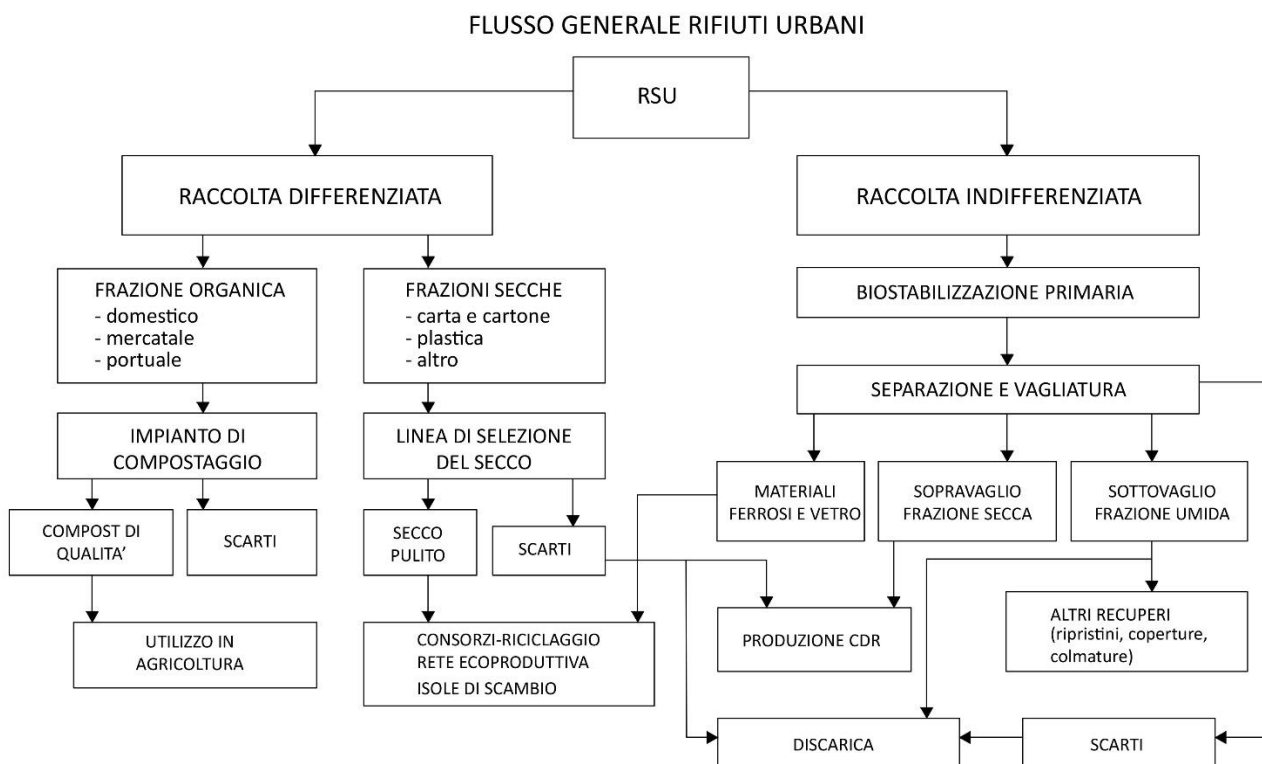


Figura 1-1: Flusso generale dei rifiuti solidi urbani

1.4 Cenni sulla meccanica dei rifiuti solidi urbani

Il rifiuto solido urbano è un composto fortemente eterogeneo, le cui caratteristiche sono variabili e quindi difficilmente prevedibili; presenta un’elevata deformabilità d’insieme dovuta alle

caratteristiche fisiche e meccaniche dei suoi componenti e alla decomposizione che la sostanza organica subisce.

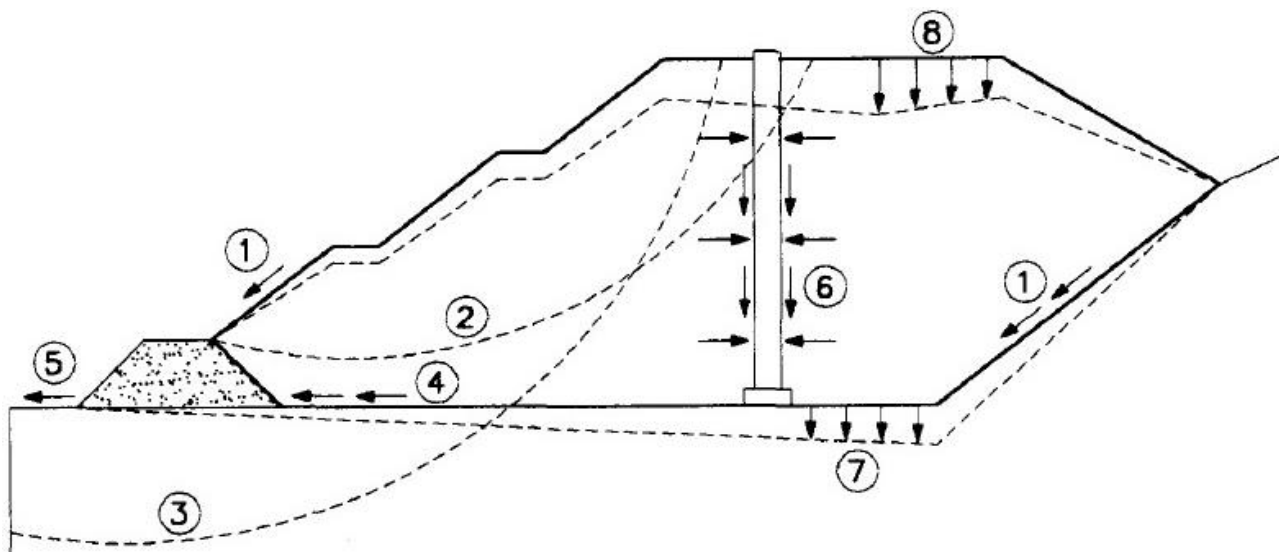
Gli elevati cedimenti a cui sono soggetti i rifiuti e la loro disomogeneità possono produrre variazioni della pendenza di progetto della copertura finale, causando accumuli d'acqua piovana e nel peggiore dei casi il raggiungimento di stati limite di rottura. Questi fenomeni risultano essere più rilevanti lungo la fascia perimetrale della discarica; soprattutto perché sono le zone in cui risulta più difficile la compattazione del rifiuto; ciò comporta deformazioni differenziali di entità maggiori rispetto alla parte più interna.

Per limitare gli effetti di questa densità non uniforme è possibile procedere con:

- L'ispessimento dello strato di copertura ai margini;
- L'aumento della pendenza ai bordi della copertura, ponendo comunque attenzione all'insorgere di eventuali fenomeni di instabilità o erosione.

Buoni risultati si possono ottenere anche dall'ottimizzazione dei sistemi di coltivazione della discarica e di posa in opera: affinando i sistemi di compattazione iniziale dei rifiuti e/o disponendo in modo razionale e controllato i diversi tipi di materiale con l'utilizzo di inerti stabili per creare elementi più rigidi all'interno dell'ammasso.

In Figura 3 sono evidenziati i possibili fenomeni di instabilità in una discarica di RSU.



- 1: Resistenza allo slittamento del sistema di copertura
- 2: Instabilità interna
- 3: Instabilità del terreno di fondazione
- 4: Scorrimento alla base
- 5: Stabilità della berma al piede
- 6: Stabilità delle strutture interne
- 7: Cedimenti del terreno di fondazione
- 8: Cedimenti differenziali

Figura 1-2: Fenomeni di Instabilità in una discarica di RSU (Grisolia et al, 1995)

1.4.1 Cedimenti di ammassi di RSU

Come già detto, il rifiuto solido urbano è caratterizzato da un'elevata deformabilità, dipendente da una serie di fattori quali:

- Composizione iniziale;
- Contenuto di sostanza organica;
- Età del rifiuto;
- Indice dei vuoti iniziale o densità iniziale;
- Metodo di posa in opera;
- Altezza del cumulo dei rifiuti;
- Qualità di materiale usato per la copertura giornaliera;
- Produzione di percolato, il suo livello sulla barriera impermeabilizzante di fondo e la sua permeabilità all'interno della massa di rifiuti;
- Fattori ambientali, quali umidità, temperatura, produzione di biogas e il suo grado di smaltimento.

Tutti questi fattori non sono indipendenti tra loro poiché si influenzano l'uno con l'altro.

Bisogna considerare che l'azione dell'acqua presente all'interno dell'ammasso di RSU può condizionarne la deformabilità complessiva: variazioni del contenuto d'acqua possono modificare le caratteristiche intrinseche di alcuni elementi idrosensibili e le condizioni ambientali che regolano entità e velocità dei processi di degradazione della sostanza organica.

I meccanismi che determinano lo sviluppo della deformazione di un RSU possono essere così illustrati:

- Meccanico: distorsione, flessione e riorientazione delle particelle, meccanismo simile alla consolidazione delle terre organiche;
- Erosione e trasporto: migrazione degli elementi più piccoli all'interno dei vuoti presenti nei materiali di dimensioni maggiori;
- Variazioni fisico-chimiche: corrosione, ossidazione e combustione;
- Decadimento biochimico: fermentazione e decomposizione;
- Interazione: il metano prodotto dalla decomposizione può favorire la combustione accendendosi spontaneamente grazie al calore prodotto dalla biodegradazione, gli acidi possono favorire la corrosione e i cambiamenti di volume dovuti al primo meccanismo possono favorire il secondo.

Il rifiuto cede e si deforma per effetto del peso proprio e dei carichi esterni. La deformabilità di questo materiale mostra delle analogie con quella delle terre organiche: in una curva di consolidazione ideale di un ammasso di RSU (Figura 4) si possono definire le seguenti 5 fasi

- Fase 1: rapida deformazione iniziale, con riduzione delle macroporosità per effetto dell'assestamento dei materiali molto deformabili;
- Fase 2: assestamento degli elementi molto deformabili;
- Fase 3: deformazioni lente (creep) e inizio della decomposizione della componente organica;
- Fase 4: completamento della composizione della sostanza organica;
- Fase 5: deformazioni residue.

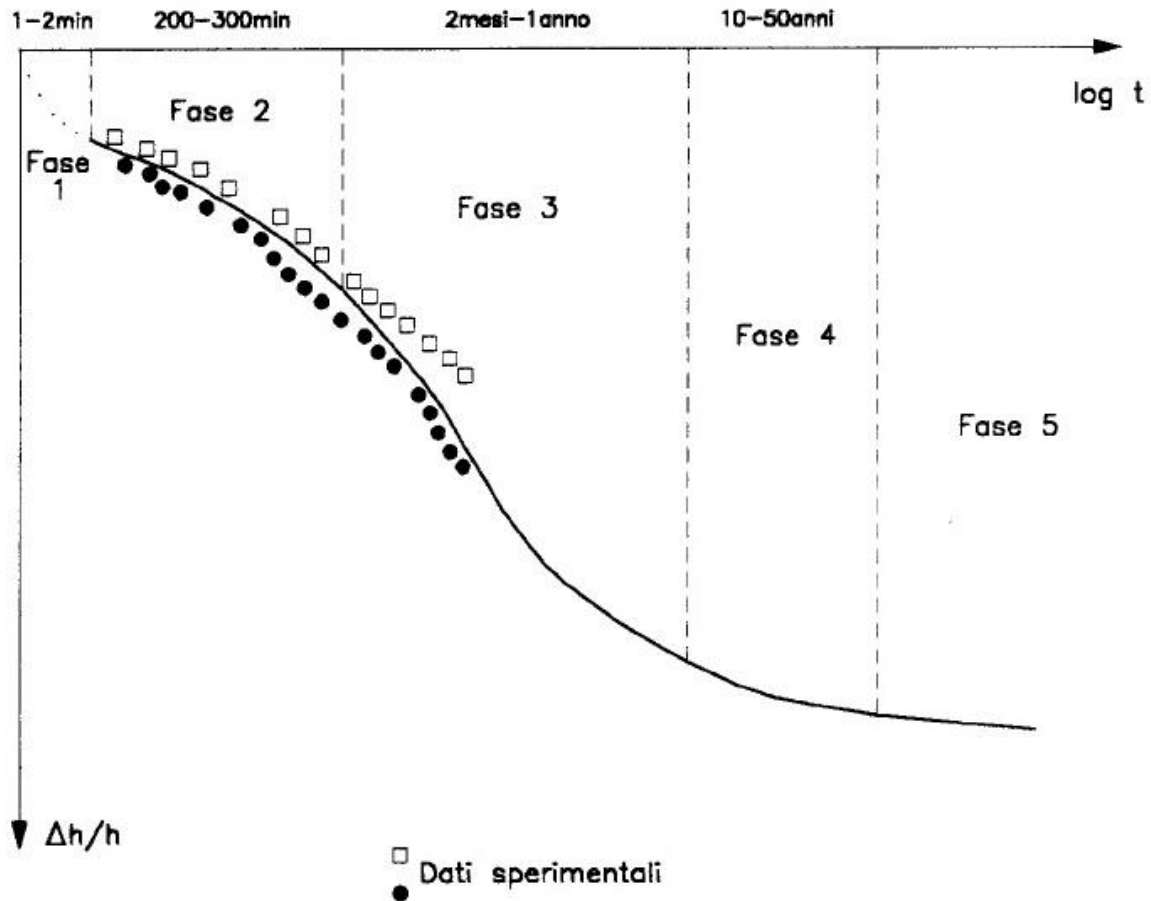


Figura 1-3: Curva di consolidazione ideale (Grisolia et al, 1995)

1.4.2 Modelli per il calcolo dei cedimenti

Con riferimento al comportamento degli ammassi di RSU in discarica, il monitoraggio e l'analisi di casi reali (Wall et al, 1995) è possibile suddividere il cedimento totale in tre componenti principali:

$$s_{tot} = s_i + s_p + s_s$$

La componente s_i del cedimento è dovuta alla compressione iniziale che si sviluppa immediatamente dopo l'applicazione di un carico esterno ed è valutabile come:

$$s_i = \frac{\Delta q * H_0}{E_s}$$

dove Δq indica l'incremento di carico, H_0 è l'altezza iniziale dello strato di rifiuti ed E_s rappresenta il modulo elastico.

Per quanto riguarda la stima delle componenti s_p e s_s esistono in letteratura diversi modelli derivati dall'applicazione diretta della meccanica delle terre ai rifiuti.

Vengono di seguito elencati alcuni dei principali modelli:

- Modello di Sowers, il quale fa ampio riferimento alla compressione in condizioni edometriche:

$$s_p = H_i \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

dove

H_i = altezza dello strato di rifiuti dopo la compressione;

c_c = indice di compressione primaria;

e_0 = indice dei vuoti dopo la compressione iniziale;

p_0 = pressione esistente a metà dello strato;

Δp = incremento di pressione a metà dello strato.

Per quanto riguarda la compressione secondaria, dovuta generalmente al comportamento viscoso dello scheletro solido del rifiuto e alla biodegradazione della sostanza organica,

$$s_s = H_p \frac{c_\alpha}{1 + e_p} \log \frac{t}{t_p}$$

dove

H_p = altezza dello strato di rifiuti dopo la compressione primaria;

c_α = indice di compressione secondaria;

e_p = indice dei vuoti dopo la compressione primaria;

t = tempo dopo il quale si vuole calcolare il cedimento;

t_p = durata della fase di compressione primaria (solitamente 30 giorni).

- Modello di Bjarngard ed Edgers, secondo cui l'indice di compressione secondaria c_α può variare in funzione del tempo:

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{c_c}{1 + e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} + \frac{c_{\alpha(1)}}{1 + e_1} \log \frac{t_2}{t_1} + \frac{c_{\alpha(2)}}{1 + e_2} \log \frac{t_2}{t_3}$$

dove si sono indicati con:

ΔH = cedimento totale;

H = altezza iniziale dello strato di rifiuti;

$\Delta H/H$ = deformazione verticale;

p_0 = pressione esistente a metà dello strato;

Δp = incremento di pressione a metà dello strato;

c_c = indice di compressione primaria;

$c_{\alpha(1)}$ = indice di compressione secondaria intermedia;

$c_{\alpha(2)}$ = indice di compressione secondaria di lungo periodo;

e_0 = indice dei vuoti iniziale;

e_1 = indice dei vuoti dopo la compressione primaria;

e_2 = indice dei vuoti dopo la compressione secondaria intermedia;

t_1 = tempo di durata della compressione primaria;

t_2 = tempo di durata della compressione secondaria intermedia;

t_3 = tempo dopo il quale si vuole calcolare il cedimento.

- Modello di Gibson e Lo, è un modello reologico complesso composto da una molla di Hooke in serie con un corpo di Kelvin che riunisce in un'unica espressione gli stadi successivi che caratterizzano la deformabilità del rifiuto:

$$s(t) = H \varepsilon(t) = H \Delta \sigma \left[a + b \left(a - e^{\frac{\lambda}{b} t} \right) \right]$$

dove

$s(t)$ = cedimento al tempo t ;
 H = altezza iniziale dello strato di rifiuti;
 $\varepsilon(t)$ = deformazione verticale al tempo t ;
 $\Delta\sigma$ = sforzo di compressione verticale;
 a = parametro di compressione primaria;
 b = parametro di compressione secondaria;
 λ/b = velocità di compressione secondaria;
 t = tempo trascorso dall'applicazione dello sforzo $\Delta\sigma$.

- Modello Power Creep Law, caratterizzato da un'unica semplice espressione che descrive il comportamento viscoso di molti materiali:

$$s(t) = H \varepsilon(t) = H \Delta\sigma m \left(\frac{t}{t_r} \right)^n$$

con

$s(t)$ = cedimento al tempo t ;
 H = altezza iniziale dello strato di rifiuti;
 $\varepsilon(t)$ = deformazione verticale al tempo t ;
 $\Delta\sigma$ = sforzo di compressione verticale;
 m = compressibilità di riferimento (varia con il tipo di discarica);
 n = velocità di compressione (varia con il tipo di discarica);
 t_r = tempo di riferimento introdotto per rendere l'equazione adimensionale;
 t = tempo trascorso dall'applicazione dello sforzo $\Delta\sigma$.

L'entità del cedimento totale può raggiungere valori del 20-40% dell'altezza totale del cumulo di RSU.

2 DESCRIZIONE DELLE DISCARICHE

Una discarica controllata è un impianto complesso che rappresenta un elemento indispensabile di qualsiasi strategia di smaltimento dei rifiuti.

È un impianto di notevole rilevanza economica per il quale è necessaria una specifica ed accurata progettazione, una realizzazione di qualità ed una gestione controllata e programmata. Tali attività devono garantire di prevenire o ridurre il più possibile le ripercussioni negative sull'ambiente, in particolare l'inquinamento delle acque superficiali e profonde, del suolo e dell'atmosfera nonché i

rischi per la salute umana durante l'intero ciclo della discarica che si articola nelle fasi di costruzione, gestione e post-gestione.

Occorre sottolineare che i danni possibili possono essere di notevole rilevanza, perdurare per lungo tempo ed avere costi di recupero elevati che gravano sulla collettività.

In particolare, la funzione fondamentale di una discarica è quella di assicurare e mantenere nel tempo l'isolamento dei rifiuti smaltiti mediante operazioni di deposito sul suolo e nel suolo, e di minimizzare e controllare le emissioni nell'ambiente esterno.

La progettazione costituisce una attività che coinvolge molteplici aspetti sia di carattere geologico (geologia, idrogeologia, geomorfologia) che di ingegneria ambientale (geotecnica, idraulica, chimica impiantistica) che di tipo agronomico e biologico. Ad oggi esiste una consolidata pratica per quanto riguarda gli aspetti progettuali ed una matura esperienza nelle metodiche esecutive, nata dall'osservazione di opere già presenti e dal loro monitoraggio.

2.1 Definizione di discarica controllata

Anche in questo caso percorriamo il quadro normativo in materia di discariche.

Lo smaltimento controllato dei rifiuti è stato regolamentato in Italia a partire dagli anni '80 con una normativa nazionale: il D.P.R. 10/9/1982 n.915, abrogato solo nel 1997 con il D.L. 05/02/ 1997, n.22. Tale normativa definiva gli aspetti relativi alla classificazione dei rifiuti, le categorie di discariche previste, gli operatori dello smaltimento dei rifiuti, le funzioni e le competenze dei vari organi amministrativi (Stato, Regione, Province, Comuni), le sanzioni nonché le procedure per ottenere le autorizzazioni. Veniva in esso inoltre riportato in allegato un elenco di 28 gruppi di sostanze che, a determinate concentrazioni, identificavano i rifiuti tossici e nocivi.

Nella successiva Deliberazione del Comitato Interministeriale del 27/7/1984, recante le disposizioni per la prima applicazione dell'art.4 del D.P.R. 915/82, erano precisati i valori di concentrazioni limite che definiscono i tipi di rifiuti e le categorie di discarica per ciascuna tipologia classificata.

Per ciascun tipo di discarica venivano indicati la possibile ubicazione, le caratteristiche geologiche ed idrogeologiche ottimali del sito, gli aspetti relativi alla protezione delle acque sotterranee e superficiali, i sistemi di drenaggio e raccolta del percolato e del biogas, la regimazione delle acque sotterranee e superficiali, i sistemi di drenaggio e raccolta del biogas, la regimazione delle acque superficiali, le modalità di gestione e sistemazione finale dell'area.

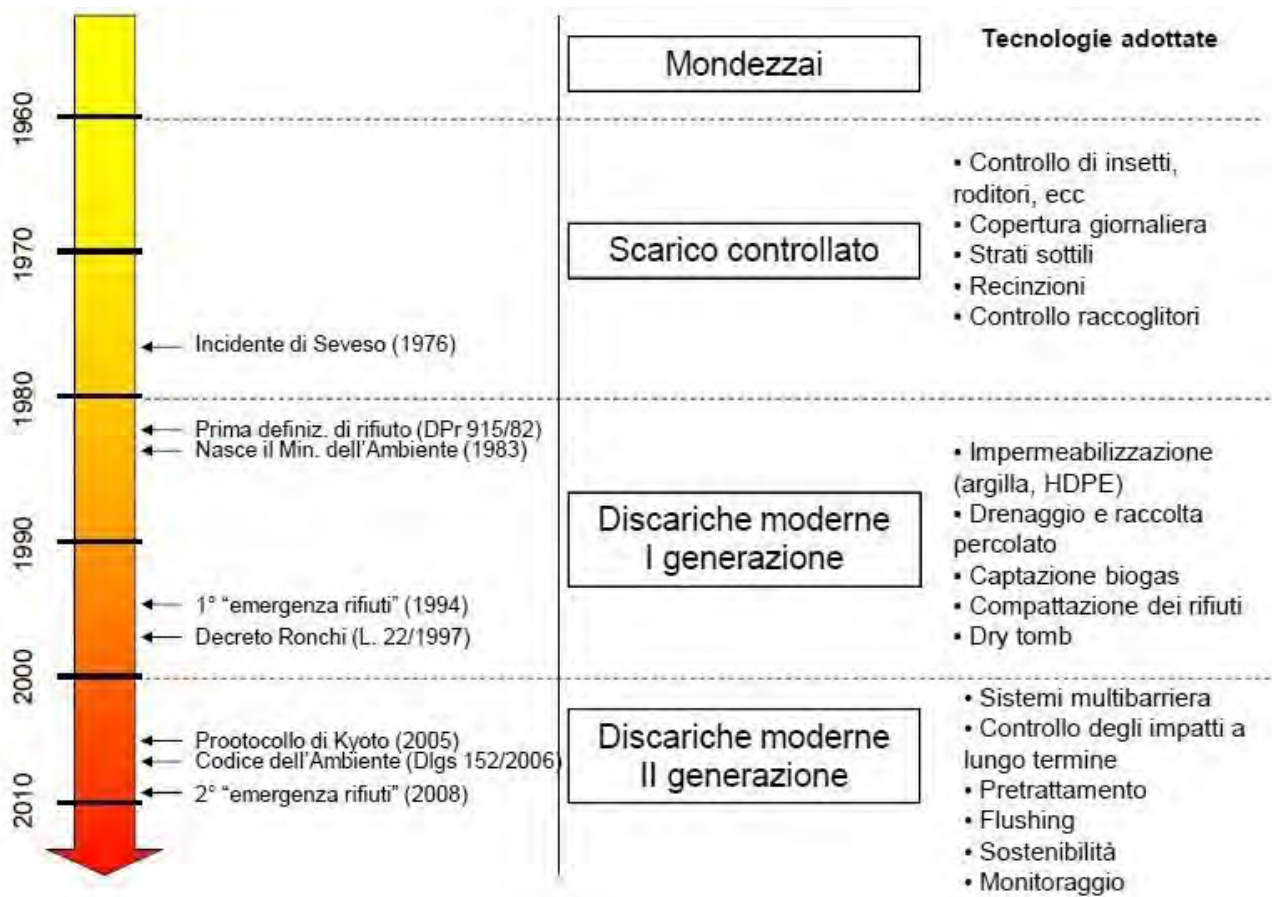


Figura 2-1: Cronistoria delle discariche in Italia

Nella figura 6 seguente sono riportati i tipi di discarica previsti e le tipologie di rifiuti ammessi per ciascuna discarica (D.C.I. 27 luglio 1984 ai sensi del D.P.R. 915/1982).

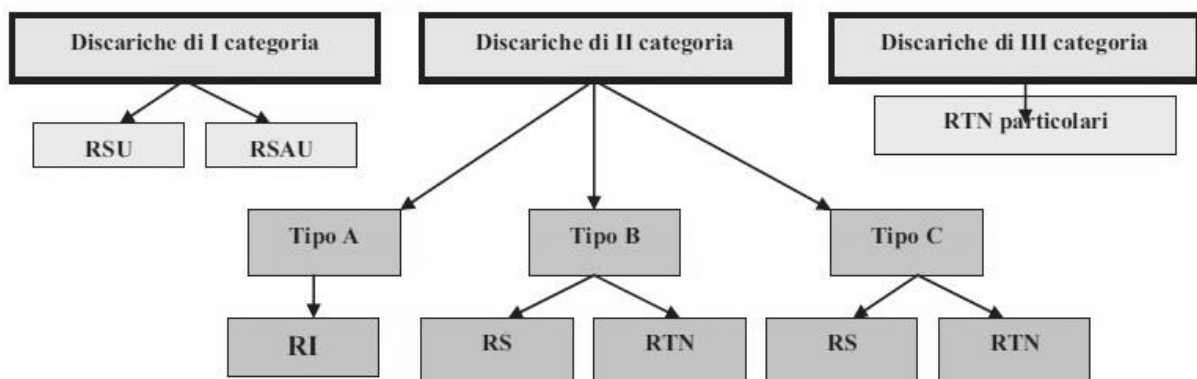


Figura 2-2: Classificazione delle discariche in base a quanto previsto dalla DCI 27.07.1984 ai sensi del D.P.R. 915/82

In sintesi le discariche contemplate in funzione della tipologia dei rifiuti smaltibili in ciascuna di esse erano:

- Categoria I: Rifiuti solidi urbani (RSU) e Rifiuti speciali assimilabili agli urbani (RSAU);
- Categoria II:

- Tipo A Rifiuti Inerti (RI);
- Tipo B Rifiuti Speciali (RS) e Rifiuti Tossici e Nocivi (RTN);
- Tipo C Rifiuti Speciali (RS) e Rifiuti Tossici e Nocivi (RTN) con contenuti di alcune sostanze nocive superiori ai precedenti;
- Categoria III: Rifiuti Tossici e Nocivi (RTN particolari).

Nella seguente Figura 7 sono riportate le prescrizioni imposte per ciascuna tipologia di discarica facendo riferimento ai rivestimenti di fondo e di copertura.

Con la promulgazione del D.Lgs 22/97 e s.m.i. il quadro normativo si modifica poiché lo stesso sancisce l'abrogazione del D.P.R. 915/82 e con il D.Lgs 36/2003 recepisce le indicazioni contenute nella Direttiva Europea 1999/31/CE (26 aprile 1999) relativa alle discariche di rifiuti.

TIPOLOGIA DI DISCARICA		1^ categoria	2^ categoria			3^ categ.
			B	B speciale	C	
Distanza del fondo dal massimo livello di falda		1,5 m	-	-	2,0 m	Impianti tipol. diversi
Barriera di base	Geomembrana	1 strato (quando il terreno naturale non è adatto a prevenire l'inquinam.)	-	-	1 strato (tempo di attraversamento fondo 150 anni, pareti 50 anni)	
	Strato minerale	1 strato spessore $\geq 1m$ $K \leq 10^{-6}$ cm/s			1 strato spessore $\geq 2 m$ $K \leq 10^{-7}$ cm/s	
	Monitoraggio	-	-	-	1 strato di controllo tra geomembrana e argilla	
Copertura finale	Geomembrana	-	-	-	-	
	Strato minerale	1 strato sp. opportuno		1 strato sp. opportuno	1 strato sp. opportuno	
	Coltivo	-	-	-	Spessore $\geq 1m$	

Figura 2-3: Prescrizioni per fondo e copertura in base a quanto previsto dalla DCI 27.07.1984

Il D.Lgs 22/97 modifica la classificazione dei rifiuti e, dal punto di vista generale individua nella discarica il ricettore finale dei rifiuti che derivano da un ciclo che prevede attività di riduzione, trattamento, recupero e riciclaggio nell'ottica di un contenimento della frazione residuale non utilizzabile.

Il D.Lgs. 36/2003 individua quindi una serie di impianti ove potranno essere collocati i rifiuti.

Sinteticamente, le discariche contemplate in funzione della tipologia di rifiuti smaltibili in ciascuna di esse sono:

- Discariche per rifiuti inerti Rifiuti Inerti (RI)
- Discariche per rifiuti non pericolosi Rifiuti Solidi Urbani (RSU), Rifiuti non Pericolosi (RnP) e rifiuti pericolosi stabili e non reattivi (RPs)

- Discariche per rifiuti pericolosi Rifiuti Pericolosi (RP)

Vengono altresì presi in considerazione i depositi sotterranei che possono essere realizzati per lo smaltimento dei rifiuti inerti, non pericolosi e pericolosi.

Occorre sottolineare come vengano affrontati specificatamente temi quali la progressiva riduzione di particolari tipologie di rifiuti smaltibili (biodegradabili, particolari contaminanti quali PCB, CFC e HCFC, ecc...) nell'ambito dell'ammissibilità dei rifiuti nelle discariche previste, i contenuti della domanda di autorizzazione alla costruzione ed alle condizioni del rilascio.

Sono inoltre definite le procedure di ammissione dei rifiuti agli impianti, le procedure di gestione, di chiusura e post-gestione, oltre alle sanzioni previste per le violazioni e le disposizioni transitorie e finali per le discariche esistenti compreso l'adeguamento o la loro chiusura.

In allegato al Decreto vengono riportati i criteri costruttivi e gestionali degli impianti di discarica.

Nella successiva tabella (Figura 8) sono riportate per ciascuna tipologia di discarica le prescrizioni imposte facendo riferimento ai rivestimenti di fondo, di parete e di copertura.

Bisogna evidenziare come nello stesso documento venga anche affrontato il tema dei controlli mediante il monitoraggio delle componenti ambientali coinvolte che riveste dal punto di vista tecnico un aspetto essenziale sia in fase di organizzazione progettuale che in fase di costruzione, di gestione operativa e di post-chiusura.

DISCARICHE		Rifiuti inerti	Rifiuti non pericolosi	Rifiuti Pericolosi
Distanza del fondo dal massimo livello di falda		1,5	2,0 m 1,5 m (falda confinata)	2,0 m 1,5 m (falda confinata)
Barriera di base	Geologica naturale (*)	spessore ≥ 1 m $K \leq 10^{-5}$ cm/s	spessore ≥ 1 m $K \leq 10^{-7}$ cm/s	spessore ≥ 5 m $K \leq 10^{-7}$ cm/s
	Artificiale fondo	1 strato spessore $\geq 0,5$ m (**)	1 strato minerale spessore ≥ 1 m $K \leq 10^{-7}$ cm/s + geomembrana	1 strato minerale spessore ≥ 1 m $K \leq 10^{-7}$ cm/s + geomembrana
	Artificiale pareti	Come fondo	barriera equivalente Sp. anche $< 0,5$ m	barriera equivalente Sp. anche $< 0,5$ m
	Drenaggio percolato	-	spessore $\geq 0,5$ m	spessore $\geq 0,5$ m
	Monitoraggio	-	-	-
Copertura finale	Strato regolarizzazione	Previsto	Previsto	Previsto
	Drenaggio gas/rottura capillare	-	spessore $\geq 0,5$ m	spessore $\geq 0,5$ m
	Rivestimento impermeabile artificiale	-	-	-
	Strato minerale impermeabile	spessore $\geq 0,5$ m bassa permeabilità	1 strato minerale spessore $\geq 0,5$ m $K \leq 10^{-6}$ cm/s	1 strato minerale spessore $\geq 0,5$ m $K \leq 10^{-6}$ cm/s
	Strato di drenaggio	spessore $\geq 0,5$ m	spessore $\geq 0,5$ m	spessore $\geq 0,5$ m
	Copertura superficiale	spessore ≥ 1 m	spessore ≥ 1 m	spessore ≥ 1 m

(*) Qualora la barriera geologica naturale non soddisfi le richieste minime è necessario integrarla artificialmente in modo da fornire una protezione equivalente.

(**) Solo se la barriera geologica naturale dev'essere integrata artificialmente.

Figura 2-4: Prescrizioni per fondo, pareti e copertura in base a quanto previsto dallo schema del D. Lgs 36/2003

2.2 Componenti di una discarica

Una discarica ha un rivestimento (che comprende copertura e fondo) progettato e costruito accuratamente che racchiude i rifiuti e che previene il rilascio di percolato nell'ambiente. Requisito fondamentale è che l'ambiente non venga inquinato o degradato.

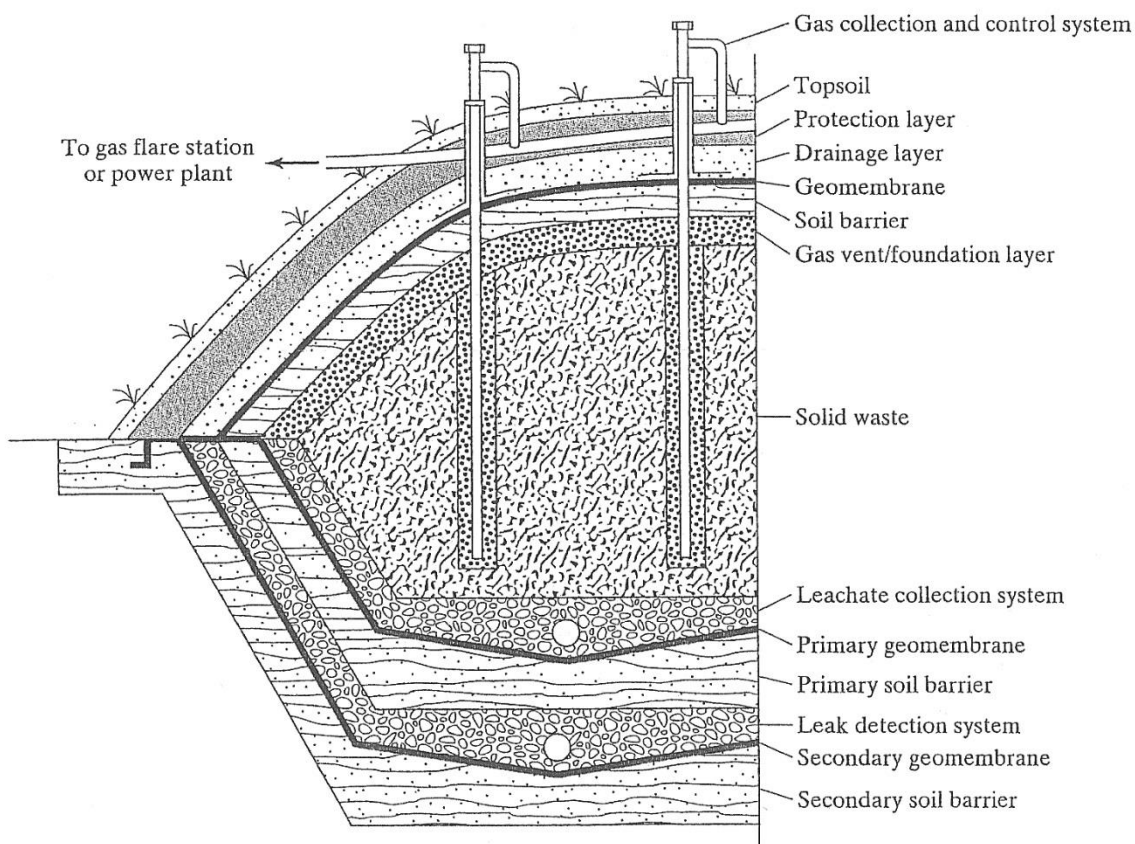


Figura 2-5: Schema del sistema di contenimento di una discarica di rifiuti solidi urbani

La maggior parte delle discariche di rifiuti solidi urbani sono composte dai seguenti elementi o sistemi:

- Sistema di rivestimento del fondo e della superficie laterale,
- Sistema di raccolta e allontanamento del percolato,
- Sistema di raccolta e controllo del biogas.
- Sistema di copertura finale,
- Sistema di gestione delle acque piovane,
- Sistema di monitoraggio delle acque sotterranee.

Il rivestimento è costituito da uno strato multiplo di barriera e drenaggio. La barriera può consistere in uno strato di argilla compattata, geomembrana, geocompositi bentonitici (GCLs), e/o una combinazione di questi.

Il percolato è generato dal liquido che fuoriesce dai rifiuti stessi (primario) e dall'acqua che si infiltra nella discarica e che passa lentamente attraverso i rifiuti (secondario). Il sistema di captazione e rimozione del percolato ha lo scopo di prevenirne l'accumulo sul rivestimento e di drenarlo.

Diversi lavori geotecnici e idraulici possono richiedere l'uso di molte tipologie di geosintetici per svolgere funzioni specifiche come: rinforzo, filtrazione, drenaggio, impermeabilizzazione, separazione, protezione e controllo dell'erosione.

Per attuare queste funzioni i geosintetici possono essere anche accoppiati in sistemi multistrato e posizionati su un pendio. In molti casi, la resistenza a taglio dell'interfaccia tra due diversi materiali può controllare la stabilità del sistema. Perciò nelle applicazioni geotecniche, come sistemi di rivestimento di discariche o serbatoi, dighe, è richiesta un'approfondita conoscenza del comportamento delle due interfacce terreno-geosintetico e geosintetico-geosintetico. In particolare è di fondamentale importanza la corretta valutazione delle proprietà dell'interfaccia di taglio tra due differenti geosintetici, considerando il fatto che interfacce con bassa resistenza al taglio agiscono come potenziali superfici di rottura e, al contrario, alti sforzi di taglio all'interfaccia possono indurre nel geosintetico tensioni elevate provocandone anche la rottura.

2.2.1 Rivestimento di fondo

La funzione principale del sistema di rivestimento di fondo e parete è quella di limitare il flusso di agenti contaminanti (percolato e gas) nel terreno circostante la discarica e di costituire il piano di raccolta del percolato.

La definizione delle componenti di un rivestimento si basa sulle caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del terreno naturale presente in sito in relazione ai rifiuti che l'impianto ospiterà.

Le prescrizioni contenute nella precedente Tabella 2-2 fanno riferimento ad una barriera di tipo naturale (barriera geologica) costituita da terreno in posto per tutte le tipologie di discarica e ad una di tipo artificiale costituita da materiale minerale e geomembrana, utilizzata solo per discariche di rifiuti non pericolosi e pericolosi.

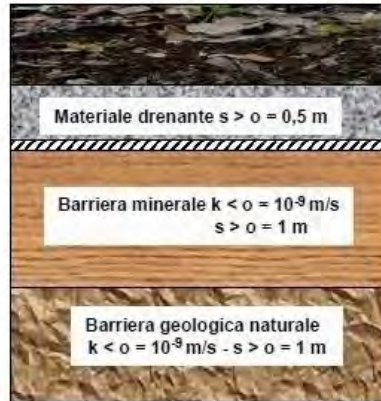
L'accertamento delle caratteristiche di permeabilità della barriera geologica deve basarsi su una accurata indagine effettuata in fase di caratterizzazione del sito mediante prove di conducibilità idraulica in sito e in laboratorio che siano rappresentative del comportamento dell'ammasso e non semplicemente dell'elemento di volume sottoposto a prova: più i minerali sono dotati di bassa permeabilità, più è difficile determinare con sufficiente esattezza la conducibilità idraulica; per materiali coesivi campionabili eseguendo fori di sondaggio o pozzetti esplorativi, tradizionalmente si eseguono prove di permeabilità in laboratorio su campioni indisturbati.

Occorre sottolineare che la funzione della barriera geologica non è solo legata alla permeabilità, in quanto la propagazione di inquinanti è condizionata da fenomeni di convezione, diffusione (più rilevante quanto la velocità di filtrazione è bassa), dispersione (significativa per velocità di filtrazione alte) oltre che da meccanismi di assorbimento e decadimento.

Discariche per inerti



Discariche per rifiuti non pericolosi



Discariche per rifiuti pericolosi

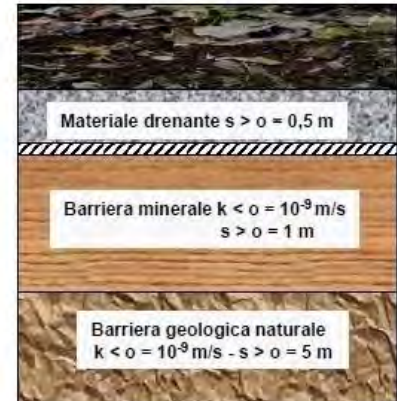


Figura 2-6: Schema di una barriera di fondo naturale per diversi tipi di discarica

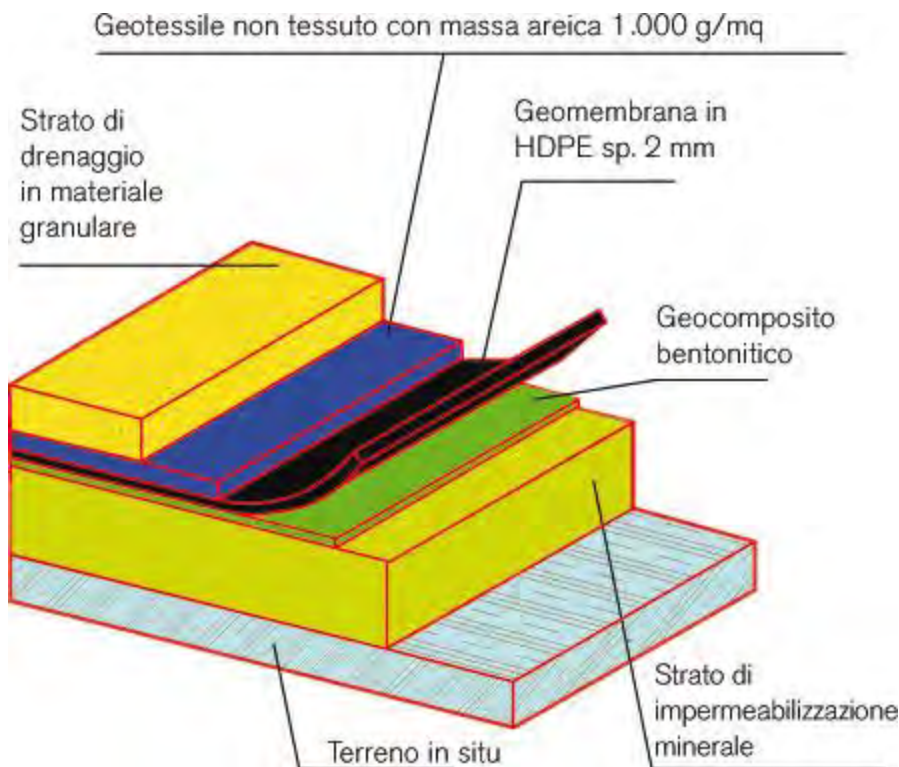


Figura 2-7: Esempio di barriera di fondo di tipo artificiale

2.2.2 Rivestimento di parete

La realizzazione del rivestimento di parete risulta più problematica in quanto la posa dello strato minerale è fortemente condizionata dalle inclinazioni delle pareti.

Per quanto riguarda i materiali artificiali (telo in HDPE, geotessili, geocomposito) non vi sono particolari problematiche.

Gli strati minerali possono essere realizzati parallelamente alla superficie del terreno di scarpata oppure orizzontalmente. Se la pendenza non supera 18-22° è preferibile compattarli parallelamente in quanto la conducibilità idraulica della barriera è meno influenzata da eventuali difetti di costruzione.

Per pendenze superiori si ricorre a strati orizzontali; in questo caso la larghezza degli strati in fase di costruzione deve garantire la stabilità e la sicurezza dei mezzi d'opera (almeno due volte la larghezza del mezzo compattatore). Successivamente si procederà alla riprofilatura secondo lo spessore di progetto.

Quando le pendenze sono elevate (35-45%) può essere opportuno adottare particolari accorgimenti, quali miscele di argilla e cemento al fine di garantire la stabilità della sponda nel tempo.

In particolare tale soluzione prevede la costruzione della barriera in strati orizzontali e quindi la riprofilatura finale con escavatore a braccio rovescio e rilevato provvisorio; l'argilla naturale viene miscelata in sito con cemento in percentuale in peso variabile dal 5 al 10% al fine di ottenere la resistenza necessaria per assicurare la stabilità della parete. Il cemento contribuisce anche a migliorare la resistenza di interfaccia tra il materiale minerale e la geomembrana verificato mediante prove di interfaccia di laboratorio. Il cemento in alcuni casi ha anche un effetto positivo sulla permeabilità favorendone un decremento apprezzabile.

In alternativa a tale soluzione esistono applicazioni realizzate con sacconi di geotessili, posati sulle scarpate con adeguati ancoraggi, da riempire con calcestruzzo plastico o miscele speciali autoindurenti cemento-bentonite.

Oltre a questa soluzione esiste un'alternativa più convenzionale che prevede la sostituzione dello strato minerale con geocomposito bentonitico (GCL) costituito da due geotessili interconnessi che contengono bentonite, adottando un criterio di equivalenza in termini di protezione ambientale.

In ogni caso è buona norma prolungare il rivestimento di materiale compattato di fondo sulle pareti per una altezza di almeno 3 m in quanto la connessione fra i due sistemi è un punto singolare e normalmente la presenza di percolato si ha sul fondo per spessori contenuti.



Figura 2-8: Esecuzione della barriera laterale di una discarica

2.2.3 Sistema di copertura

Dopo aver riempito una discarica, è necessario realizzare un sistema di copertura, con l'intento di isolare i rifiuti dall'ambiente e ridurre drasticamente l'infiltrazione dell'acqua di superficie nel corpo della discarica, così da minimizzare la formazione di percolato.

La copertura, come anticipato nell'introduzione, deve avere i seguenti requisiti:

- essere efficiente nel tempo con una manutenzione minima, i problemi più comuni sono la penetrazione delle radici ed animali al suo interno, la stabilità delle scarpate, la subsidenza dei rifiuti;
- favorire il ruscellamento e il drenaggio dell'acqua fuori dal corpo dei rifiuti;
- assorbire i cedimenti senza danni e senza diminuzione di funzionalità;
- avere una permeabilità non inferiore a quella del sistema di rivestimento di base;
- soddisfare i requisiti minimi di normativa.

A partire dagli anni ottanta tali coperture venivano eseguite con strati di materiale argilloso compattato e rivestimento superficiale con terreno vegetale. La ricerca e gli studi in situ su scala reale hanno portato all'evoluzione di questo schema (sensibile all'essiccamento, al gelo e alle fessurazioni derivanti da cedimenti differenziali) giungendo alla realizzazione di sistemi multistrato compositi, costruiti con materiali naturali ed artificiali quali le geomembrane, i geocompositi bentonitici ed i geotessili.

Le coperture oggi impiegate hanno quindi la funzione di separare i rifiuti dall'ambiente superficiale limitando l'infiltrazione meteorica nei rifiuti, di controllare il rilascio di gas (nel caso di RSU si tratta di biogas composto da metano al 40-60%), di mantenere l'efficienza nel tempo sopperendo a cedimenti differenziali ed a fenomeni erosivi.

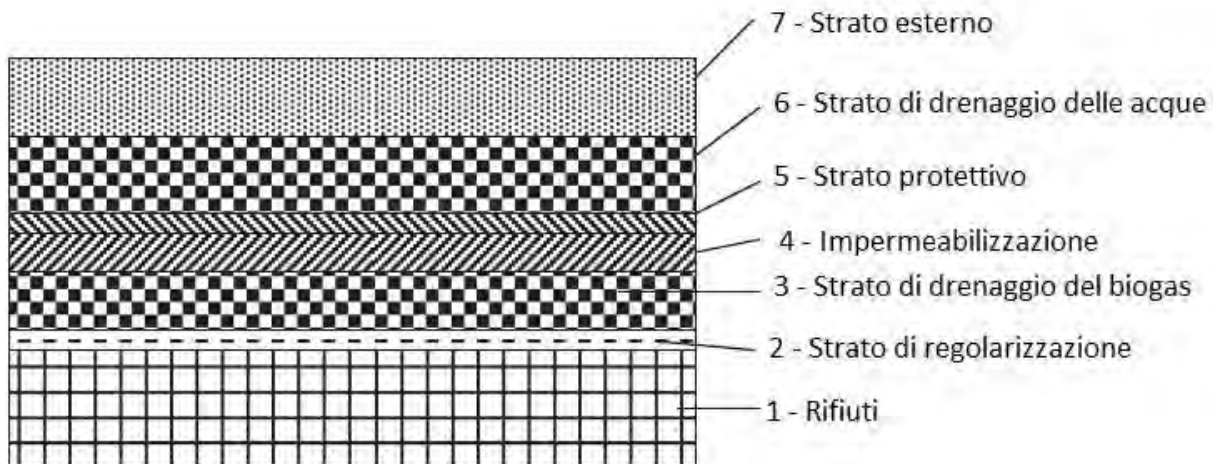


Figura 2-9: Esempio di elementi costitutivi di una copertura per discariche di RSU

Lo strato di regolarizzazione, di spessore indicativo di 0,3 m, ha la funzione di favorire la messa in opera degli strati successivi. Lo strato, di spessore $\geq 0,3$ m, realizzato con materiale drenante (16÷32 mm, passante al vaglio ASTM 200 $\leq 5\%$), collegato ad un sistema di estrazione che lo mantiene in depressione, costituisce una barriera attiva che limita la propagazione del biogas negli strati superiori della copertura. Tra questo strato e il materiale di impermeabilizzazione è necessario interporre uno strato di separazione costituito da geosintetico con adeguata resistenza a trazione (≥ 10 KN/m) realizzato con materiali chimicamente stabili (PP o PE). Lo strato impermeabilizzante può essere realizzato con argilla compattata (spessore $\geq 0,45 - 0,60$ m, conducibilità idraulica $\leq 10^{-9}$ m/s) accoppiata superiormente con una geomembrana. Tale accoppiamento consente di ridurre la permeabilità della barriera composita attenuando gli effetti di difetti localizzati di entrambi i materiali. L'argilla può essere sostituita con geocomposito bentonitico.

Lo strato drenante superiore, realizzato con ghiaia e sabbia pulite (passante al vaglio ASTM 200 $\leq 5\%$) oppure con dreno geocomposito, consente di allontanare lateralmente le acque che si infiltrano nello strato esterno, realizzato con terreno adatto alla destinazione finale (vegetale o di altro tipo), il cui spessore è richiesto $\geq 1,0$ m.

Questo strato protegge la barriera impermeabile da fenomeni di gelo-disgelo ed essiccamento e consente, nel caso di recupero vegetazionale, di massimizzare l'evapotraspirazione.

In alternativa ai materiali drenanti si può ricorrere a geosintetici caratterizzati da trasmissività equivalente al materiale drenante naturale.



Figura 2-10: Recupero dell'area di una discarica dismessa. Moerenuma Park, Sapporo, Giappone

3 GEOSINTETICI

Il termine "geosintetico" si usa in modo generico per descrivere un prodotto nel quale almeno un componente è realizzato con polimero naturale o sintetico, sotto forma di lastra, striscia o struttura tridimensionale, usato a contatto con terreni e/o altri materiali in applicazioni di geotecnica ed ingegneria civile.

Negli ultimi anni l'utilizzo di questi materiali nelle costruzioni geotecniche ha subito un grande aumento grazie alla loro efficacia e versatilità nello svolgere funzioni specifiche: la seguente tabella riporta le principali funzioni svolte da questi prodotti.



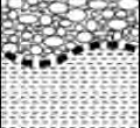
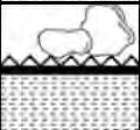

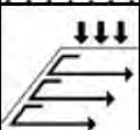
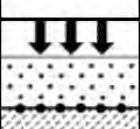
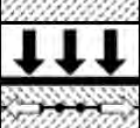
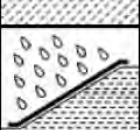
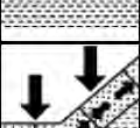
FUNZIONE		PRODOTTI	DESCRIZIONE
Filtrazione		Geotessili, Geocompositi	Consentono il passaggio di fluidi impedendo il "pompaggio" di particelle di terreno
Drenaggio		Georeti, Geocompositi	Trasportano fluidi e gas
Separazione		Geotessili, Geocompositi	Impediscono la contaminazione tra due differenti terreni o materiali di diversa granulometria
Protezione		Geotessili non-tessuti, Georeti, Geocompositi	Impediscono il danneggiamento meccanico di strutture, materiali o di altri geosintetici
Impermeabilizzazione		Geomembrane, Geocompositi	Costituiscono una barriera ai fluidi
Rinforzo di muri e di pendii ripidi		Geogriglie mono-dimensionali, Geotessili, Geocompositi	Aggiungono resistenza a trazione alla massa di terreno
Rinforzo di terreni soffici		Geogriglie bi-direzionali, Geotessili, Geocompositi	Migliorano la capacità portante
Rinforzo di cls, asfalto		Geogriglie bi-dimensionali	Aggiungono resistenza a trazione e a fatica
Controllo erosione e stabilizzazione superficiale		Geostuoie, Geocelle, Biostuoie, Bioreti	Evitano il distacco e il trasporto di particelle di terreno causato dalla pioggia, dal ruscellamento e dal vento, permettono l'ancoraggio delle radici
Confinamento		Geocelle	Impediscono i movimenti laterali di volumi di terreno confinati al loro interno

Figura 3-1: Principali funzioni svolte dai geosintetici

Questi prodotti sono molto utilizzati nell'ambito delle discariche grazie al loro ottimo effetto di impermeabilizzazione che possono offrire pur avendo pesi e spessori molto ridotti rispetto agli strati di terreno argilloso che sarebbe necessario per ottenere gli stessi risultati in termini di permeabilità idraulica. Un'altra funzione molto sfruttata in questo campo è quella di rinforzo del terreno di copertura; utilizzando degli opportuni geosintetici è possibile costruire pendii più ripidi riducendo l'ingombro del corpo della discarica.

Verranno ora trattati nello specifico i tipi di geosintetici che sono stati considerati nello svolgimento di questa tesi.

3.1 Geogriglie GGR

Questi prodotti plastici sono caratterizzati da un modulo di resistenza molto elevato, bassa suscettibilità al creep e quindi possono essere utilizzati come rinforzo nel terreno in numerosissimi campi di applicazione, ad esempio muri, pendii, sottofondazioni per strade o rilevati in terra.

La loro funzione è prettamente quella di rinforzo e si lascia il compito ad altri geosintetici di svolgere diverse funzioni, quale ad esempio quella di separazione.

La caratteristica più importante delle geogriglie è la presenza di uno spazio vuoto dato dall'intersezione degli elementi longitudinali e trasversali, che è sufficientemente ampio da permettere la penetrazione del terreno al suo interno; la griglia viene quindi "immersa" completamente nell'ammasso di terreno. Di conseguenza, la resistenza che si sviluppa è dovuta all'attrito terra-GGR sugli elementi longitudinali.

Nelle applicazioni in cui è possibile individuare una direzione lungo la quale si sviluppano gli stress maggiori (come ad esempio per muri e pendii), si possono utilizzare geogriglie monodirezionali; qualora gli stress si sviluppino in più direzioni (come in pavimentazioni e fondazioni) è opportuno adottare i modelli bidirezionali.

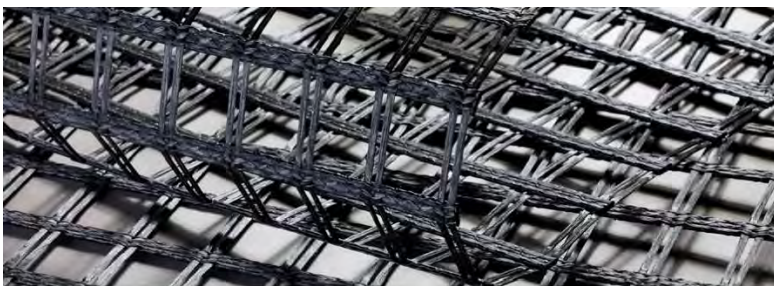


Figura 3-2: Esempi di geogriglia. Fortrac e Fortrac 3D

I materiali utilizzati per la fabbricazione sono il Polietilene ad alta densità (HDPE) per le geogriglie unidirezionali e il Propilene (PP) per quelle bidirezionali, sono entrambi polimeri termoplastici. Dal momento che il loro impiego è strutturale, in fase di progettazione bisogna tenere conto, per mezzo di coefficienti di sicurezza riduttivi, del degrado del materiale ad opera dei seguenti agenti:

- Danni subiti durante le fasi di installazione;
- Degradazione dovuta ad agenti chimici e biologici;
- Effetto del creep causato dalle deformazioni maturate sotto carico costante.

I vantaggi che si hanno nell'utilizzo delle geogriglie sono diversi, sia dal punto di vista economico, che da quello pratico: le geogriglie possono essere messe in opera facilmente e danno la possibilità di realizzare opere di dimensioni contenute, se paragonate a quelle eseguite con un approccio tradizionale, si pensi solo alla possibilità di costruire rilevati in terre rinforzate invece che muri di sostegno.

Utilizzate come rinforzo nei sistemi di copertura, le GGR lavorano come "corde di violino": sono sottoposte a elevate forze di trazione sin dall'inizio e così per la loro intera vita. È per questo motivo che il corretto funzionamento della geogriglia e il livello di sicurezza del sistema dipendono direttamente dalle caratteristiche tecniche del rinforzo stesso.

Le principali caratteristiche che una geogriglia deve possedere per garantire buone prestazioni sono:

- Basse deformazioni a breve e a lungo termine (basso creep): con riferimento al periodo di vita di progetto, la deformazione deve essere limitata per evitare la trasmissione delle forze di trazione al rivestimento. Per valutare l'effetto del creep e il rilassamento della geogriglia, il modo migliore è conoscere le curve isocrone, fornite dal produttore. Le GGR che soddisfano tali caratteristiche sono normalmente realizzate in poliestere ad alto modulo o in alcol polivinilico (PVA);
- Resistenza a trazione ultima di progetto: conoscere la UDS (Ultimate Design Tensile Strength) è un requisito essenziale; la si calcola applicando fattori di riduzione "certificati" alle resistenze a trazione ultime dovute a creep, danneggiamenti per installazione, attacchi dovuti a fattori ambientali, ecc., in accordo con gli standard adottati;
- Resistenza chimica: nel caso in cui la geogriglia sia impiegata in discariche a diretto contatto con il percolato, è necessario fare particolare attenzione al fattore di riduzione per attacchi ambientali;
- Angolo di attrito di interfaccia: l'angolo di attrito all'interfaccia suolo-geogriglia e altre superfici di contatto (geomembrane, geocompositi drenanti) deve essere noto, così come il comportamento della geogriglia al pull out. Nella progettazione si devono tenere in conto gli effetti di scivolamento e pull out;
- Forma idonea a garantire l'interlocking del terreno: per assicurare la trasmissione delle forze dal suolo di copertura alla geogriglia, le particelle del terreno devono collegarsi ad essa; per questa ragione il rinforzo deve essere rialzato rispetto alla superficie di appoggio. Lo spazio necessario può essere ottenuto usando griglie tridimensionali o adeguati spaziatori;

- Continuità della geogriglia: la GGR deve essere ininterrotta lungo il pendio; non sono perciò ammissibili sovrapposizioni longitudinali per garantire la continuità della trasmissione delle forze;
- Larghezza della geogriglia: più le geogriglie sono larghe, più aiutano a ridurre gli sfridi, soprattutto lungo i settori curvi. Consentono inoltre di ridurre i tempi di installazione.

3.2 Geocompositi Drenanti GCD

Sono prodotti ottenuti accoppiando dei geosintetici aventi funzioni di filtrazione e separazione con dei geosintetici aventi funzione di drenaggio. Attualmente questi materiali vengono impiegati in sostituzione dei sistemi drenanti naturali (ghiaia), laddove la disponibilità del materiale naturale è troppo onerosa o logisticamente poco perseguibile.

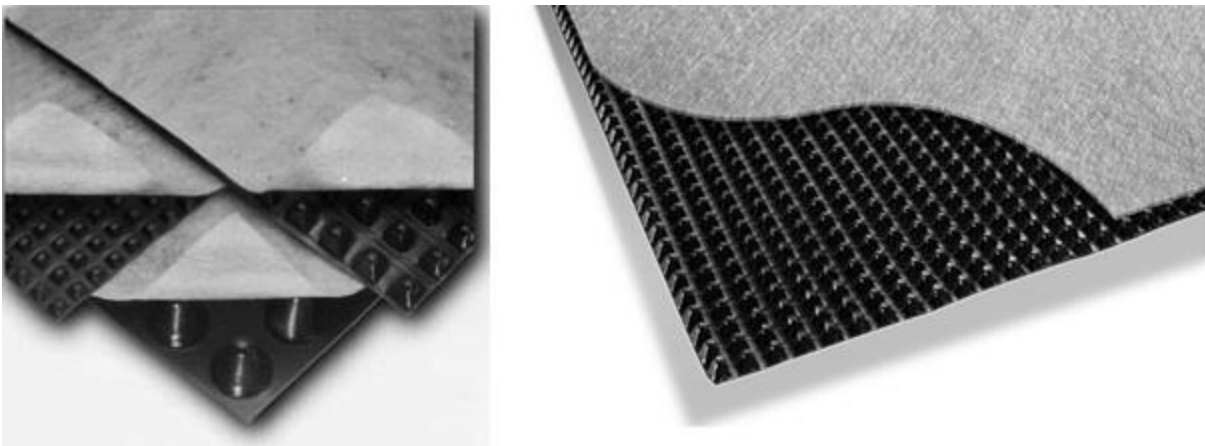


Figura 3-3: Esempi di geocompositi drenanti

Nello strato drenante di una copertura di discarica, è opportuno che il flusso liquido mantenga un funzionamento a pelo libero, in modo da non generare pressioni instabilizzanti nello strato di finitura vegetale superiore, né permettere infiltrazioni nello strato impermeabile sottostante.

Le componenti principali di uno strato drenante geocomposito sono due: la componente drenante interna tridimensionale e quella filtrante e/o isolante esterna.

La prima componente ha chiaramente lo scopo di far scorrere lungo il suo piano il fluido intercettato, mentre la componente filtrante (tipicamente rappresentata da geotessili non tessuti termosaldati) consente il transito del fluido, ma non quello delle particelle fini di terreno che provocherebbe una precoce perdita di capacità drenante da parte della struttura interna e, a lungo andare, fenomeni di instabilità del terreno. La componente filtrante deve quindi garantire:

- Permeabilità adeguata a gas e liquidi in direzione perpendicolare al filtro;
- Capacità di ritenzione delle particelle di terreno;
- Una certa rigidità per evitare la compenetrazione nel nucleo drenante;
- Protezione del corpo drenante da eventuale danneggiamento in fase di posa;
- Evitare il più possibile i fenomeni d'intasamento.

La componente drenante invece deve garantire un'adeguata permeabilità a gas e liquidi in direzione planare alla struttura medesima.

In un GCD le caratteristiche idrauliche sono generalmente riferite alla "trasmissività idraulica" θ , definita, nell'ipotesi di moto laminare, dalla seguente equazione (Giroud e Perfetti 1977):

$$\theta = k * t$$

dove k è la permeabilità planare o longitudinale del geocomposito e t il suo spessore.

Il motivo dell'introduzione di questa grandezza è legato all'opportunità di coinvolgere il parametro spessore che, nel caso di un GCD, dipende dai carichi sovrastanti e condiziona in modo determinante la capacità di flusso dell'elemento.

La trasmissività idraulica rappresenta, quindi, la portata per unità di lunghezza che il geocomposito può trasmettere quando soggetto a un determinato carico idraulico.

L'unità di misura di questa grandezza risulta essere $[m^2/s]$ oppure $[m^3/s*m]$, dato che la permeabilità si misura in $[m/s]$ e lo spessore in $[m]$.

La capacità drenante dipende dallo spessore dello strato e dalla conducibilità idraulica del materiale costituente. Nel caso del geocomposito, lo spessore massimo dello strato liquido corrisponde a quello dell'anima trasmissiva (escludendo, quindi, il geotessile).

La capacità drenante di un geocomposito può diminuire nel tempo a causa di una serie di fattori:

- Carichi applicati;
- Contatto con materiali adiacenti;
- Condizioni ambientali (presenza di sostanze chimiche, attività biologica, temperatura)

Per valutare la riduzione di capacità di flusso, si ricorre analiticamente all'utilizzo di fattori di riduzione di θ :

R_{FMCO} = fattore di riduzione dovuto alla compressione "istantanea" (quella generata dall'azione, sull'anima trasmissiva, dei carichi sovrastanti a breve termine);

R_{FMIN} = fattore di riduzione per l'intrusione istantanea, i.e. diminuzione della trasmissività idraulica dovuta all'intrusione del geotessile nell'anima trasmissiva subito dopo l'applicazione del carico;

R_{FCR} = fattore di riduzione per il creep indotto, sull'anima trasmissiva, dai carichi sovrastanti nel tempo;

R_{FIN} = fattore di riduzione per l'intrusione ritardata del geotessile nell'anima trasmissiva causata dalla deformazione del geotessile nel tempo;

R_{FCD} = fattore di riduzione per la degradazione chimica nel tempo dei componenti polimerici che costituiscono il geocomposito;

R_{FPC} = fattore di riduzione per l'intasamento da parte di particelle del suolo contiguo, migranti nell'anima trasmissiva;

R_{FCC} = fattore di riduzione dovuto all'intasamento "chimico", a seguito cioè della produzione nel tempo di sali, ossidi, ecc.;

R_{FBC} = fattore di riduzione dovuto all'intasamento "biologico", generalmente causato dalla proliferazione di microrganismi.

Le soluzioni proposte per i geocompositi sono diverse: in genere si tratta di una georete confinata tra due geotessili, ma esistono interessanti prodotti caratterizzati da una lastra cuspidata di HDPE,

con componente filtrante data da un solo geotessile; in tal caso la struttura presenta un lato impermeabile.

È del tutto evidente che la capacità di deflusso relativa ad una certa tipologia di geocomposito drenante è valutabile solo in sede sperimentale, come pure le risposte a breve termine del prodotto ai carichi verticali; per questo motivo le ditte produttrici forniscono le schede tecniche dei GCD, in cui vengono certificate, attraverso prove di laboratorio normate, le loro caratteristiche fisiche, meccaniche e idrauliche.

Essendo la trasmissività del geocomposito correlata ai carichi normali, è fondamentale una loro corretta valutazione, tenendo in considerazione che il carico permanente, dovuto agli strati sovrastanti, condiziona la deformazione di breve termine della georete e la deformazione per creep a medio-lungo termine. Il carico temporaneo dei mezzi d'opera e/o di manutenzione della copertura non attiva fenomeni di creep.

3.2.1 Geocomposito drenante con anima cuspidata

Si tratta ora nello specifico questo geocomposito drenante poiché è quello che viene utilizzato nell'applicazione in oggetto. Il GCD dev'essere costituito da un nucleo cuspidato in HDPE flessibile con un geotessile filtrante saldato termicamente su un lato. Il geotessile in polipropilene viene legato saldamente all'anima e, oltre ad avere ottime proprietà filtranti nei confronti del terreno di finitura al di sopra, possiede buone caratteristiche meccaniche. In questo modo viene limitato l'effetto di compenetrazione del geotessile nel nucleo a causa della pressione del terreno, evitando così la diminuzione della capacità drenante del geocomposito.

Al di là delle modalità di drenaggio, in cui il flusso avviene nei canali compresi fra le cuspidi, tale tipo di geocomposito si differenzia da quello precedentemente trattato, per la semplicità di connessione fra gli elementi, garantita da un aggancio "maschio-femmina", reso possibile dalla forma a cuspidi della superficie del nucleo.

Per migliorare la continuità fra gli elementi, è possibile completare i giunti con un apposito sigillante. Il geocomposito preso in considerazione è tipo POZIDRAIN 6S250/NW8 o similari.



Figura 3-4: Geocomposito Drenante Pozidrain

3.2.1.1 Procedura di posa in opera

La superficie di posa è costituita dalla superficie lisciata dello strato minerale argilloso.

Sono previsti rotoli di larghezza di 4 + 0,1 m e lunghezza tale da coprire, possibilmente, l'intera semifalda della copertura ed evitare così giunti trasversali.

Per quanto attiene la posa del geocomposito, si dovranno seguire le seguenti disposizioni:

- 1) Dopo aver verificato il piano di posa del geocomposito e la regolarità della superficie dello strato minerale, il tutto approvato dal Direttore dei Lavori, la superficie di posa dovrà essere ripulita e liberata dall'eccesso di detriti e materiali estranei;
- 2) L'installatore maneggerà tutti i geocompositi in modo da non danneggiarli in alcuna maniera. Andrà posta anche attenzione nel non danneggiare gli strati sottostanti durante l'installazione del geocomposito;
- 3) Se tale opera contiene aree con pendii lunghi e ripidi, occorrerà assicurarsi di utilizzare solo rotoli della massima lunghezza (non tagliati) a partire dalla sommità del pendio;
- 4) Durante le operazioni di compattazione del terreno sovrastante, particolare attenzione andrà posta nel non danneggiare il geocomposito;
- 5) In caso di vento, tutti i geocompositi dovranno essere caricati con sacchi di sabbia o equivalenti. Tali sacchi saranno posizionati durante l'installazione e rimossi solo quando si copriranno tali parti con i materiali previsti;
- 6) Se necessario, il geocomposito sarà posizionato a mano dopo averlo srotolato, onde minimizzarne le pieghe;
- 7) Nel coprire con materiale di riempimento, i macchinari non dovranno muoversi direttamente sui geocompositi. Il materiale di riempimento specificato va scaricato e steso utilizzando macchine che generano bassi sforzi nel terreno. In particolare, il materiale di copertura andrà scaricato sul geocomposito in modo da non danneggiarlo.

Il posizionamento del terreno di copertura avverrà in seguito all'installazione e verifica del geocomposito. Se non specificato diversamente dal Direttore dei Lavori, qualunque macchinario che lavori sui geocompositi dovrà soddisfare i seguenti requisiti:

Pressione di contatto del macchinario	Spessore del terreno di riempimento
< 30kPa	0.30 m
< 60 kPa	0.45 m

È molto importante definire cosa le regole da seguire quando si devono operare delle sovrapposizioni:

- 1) Ogni componente del geocomposito (il geotessile e la piastra cuspidata) sarà sovrapposto al componente equivalente contiguo;
- 2) Parti contigue di lastra cuspidata lungo la lunghezza del geocomposito, dovranno essere sovrapposte di almeno 0,05 m, giuntate maschio-femmina e incollate con apposito prodotto;
- 3) Le estremità dei geocompositi dovranno essere unite lungo la larghezza del rotolo, con la porzione di lastra cuspidata del geocomposito superiore che si sovrappone alla porzione lastra cuspidata del geocomposito inferiore, per un minimo di 0,30 m lungo la larghezza del rotolo. Il giunto maschio-femmina sarà integrato da apposito collante su tutta la larghezza del rotolo.
- 4) Lo strato sovrastante di geotessile dovrà essere cucito, come disposto dal Direttore dei Lavori. I geotessili saranno sovrapposti per un minimo di 0,10 m prima di essere cuciti. Si raccomanda di utilizzare una cucitura piatta del tipo a "J" o a "farfalla", e di utilizzare un filo doppio, con doppio nodo, o una doppia fila di filo singolo, con nodo a catena.

3.3 Geomembrane GMB

Le geomembrane sono lamine polimeriche la cui funzione principale è l'impermeabilizzazione dei sistemi di copertura superficiale.

Le applicazioni principali sono relative alle coperture permanenti e temporanee di discariche, per il trattamento delle acque, contenimento di liquidi, recupero di siti inquinati e gestione di gas e vapori, oltre che applicazioni ulteriori nei settori agricoli, minerari e per il contenimento di oli e gas.

Per le geomembrane utilizzate nelle discariche controllate si devono considerare anche alcuni aspetti sulla compatibilità agli agenti chimici presenti nel percolato: esse devono infatti opporsi all'aggressione del percolato per un periodo di almeno 100 anni (test EPA 9090).

Fondamentale è stata l'introduzione sul mercato di geomembrane ruvide (con superficie scabra) ha permesso di incrementare la pendenza delle pareti delle discariche, massimizzando la capacità di abbancamento.



Figura 3-5: Esempio di geomembrana

I materiali con cui vengono realizzate sono il polivinilcloruro (PVC), il polipropilene (PP), il polietilene a bassa o alta densità (LDPE, HDPE).

Per le discariche controllate vengono, ad oggi, quasi esclusivamente utilizzate geomembrane in HDPE.

L'HDPE è prodotto con una speciale miscela di resine di polietilene ed ha ampia diffusione per il basso costo del materiale di base e per l'eccellente resistenza chimica (la migliore tra tutte le altre geomembrane disponibili). Esso infatti assorbe piccole quantità degli agenti chimici e non appena rimosso il contaminante, l'agente chimico viene rilasciato e l'HDPE torna ad avere quasi le stesse proprietà originali.

Le GMB in HDPE sono fornite in rotoli e tutti gli elementi vengono successivamente saldati in sito da tecnici specializzati con tecniche di estrusione o fusione. E' inoltre consigliato ridurre al minimo gli attraversamenti del telo con tubazioni, perché richiedono degli abbondanti tratti di saldatura e quindi tempi di realizzazione lunghi data la delicatezza della fase di saldatura.

Caratteristiche tecniche	Unità di misura	Valore	Metodologia
Spessore	mm	2	UNI EN 1849-2; ASTM D 5199
Massa volumica	g/cm ³	> 0.94	UNI 7092
Contenuto in nerofumo	%	> 2	UNI 9556
Resistenza a rottura	Mpa	> 26	UNI EN 12311 ASTM D 638
Allungamento a rottura	%	> 700	
Resistenza allo snervamento	Mpa	> 15	
Allungamento a snervamento	%	> 9	
Resistenza al punzonamento statico (CBR)	N	> 5000	UNI EN ISO 12236
Resistenza a punzonamento dinamico	Classe	PD4	UNI EN 12691
Resistenza a lacerazione	N/mm	> 130	ASTM D751; UNI EN 12310
Stress cracking	Ore	> 1000	ASTM D 1693
Stabilità dimensionale a caldo	%	< 2	UNI EN 1107
Permeabilità al vapor d'acqua	g/m ² /24h	< 723.6	UNI 8202/23; ASTM E 96

Figura 3-6: Caratteristiche delle geomembrane in HDPE

Prima della posa dev'essere effettuata una idonea preparazione del fondo ed è preferibile effettuare le operazioni con buone condizioni metereologiche.

Alcune indicazioni utili alla progettazione:

- L'HDPE ha un elevato modulo di rigidità e a temperatura ambiente si raggiunge lo snervamento dell'HDPE per una deformazione pari al 10-13%;
- La tensione di rottura dell'HDPE varia sensibilmente con la temperatura. A temperature basse si può ottenere una tensione di rottura a trazione molto alta anche se la bassa temperatura può portare ad un irrigidimento del materiale e causare quindi rotture di tipo fragile;
- A causa della dilatazione termica si possono osservare elevate deformazioni del materiale, è perciò importante che il materiale sia posato con sufficiente spazio per sopportare le contrazioni dovute alle variazioni termiche;
- Prevedere precauzioni per il contatto con corpi acuminati;
- Eliminare la parte eccedente la piegatura;
- Prevedere una buona preparazione della superficie di posa, che deve risultare perfettamente liscia;
- Selezionare i materiali che andranno a contatto con la geomembrana per prevenire danneggiamenti.

4 DISCARICA DI TORRETTA DI LEGNAGO (VR)

Al fine di descrivere e caratterizzare in modo esauriente il sito in cui è situata la discarica in esame, si riporta un estratto della relazione dell'Ing. S. Busana "Relazione Tecnico Illustrativa, Progetto definitivo di ripristino della funzionalità della copertura relativa ai lotti a, b e 2° tratto in alveo (a seguito degli assestamenti)".

L'utilizzo del sito di Torretta di Legnago per il trattamento di RSU tal quale (solo mediante stoccaggio definitivo in discarica) è presente fin dal 1982, ad uso del Comune di Legnago e, in tempi e modi diversi, anche di alcuni comuni limitrofi della provincia di Verona e Rovigo.

Inizialmente venne realizzata una discarica sfruttando come "catino" di contenimento naturale l'alveo dismesso del Fiume Tartaro, già da lungo tempo deviato a monte ed unificato al Canal Bianco, e dotandolo degli opportuni apprestamenti, secondo le norme di "buona tecnica" allora in uso.

Successivamente, vennero realizzati diversi ampliamenti plano-altimetrici fino ad occupare anche aree fuori alveo. Ciò in conseguenza di un notevole aumento dei conferimenti giornalieri dovuto all'allargamento del bacino di utenza sia in ambito provinciale che regionale, e in alcuni casi anche extra-regionale. Per ciò che attiene alla discarica, quindi, la configurazione che si è venuta a creare negli anni è frutto di una successione di interventi, alcuni dei quali conclusi definitivamente. Fra questi si possono annoverare i cosiddetti Lotti A e B, caratterizzati dalla sovrapposizione di interventi fuori alveo con ribaulatura dei tratti in alveo denominati 1° e 2°. Più nel dettaglio, per quanto riguarda tali lotti, si possono identificare quattro distinte fasi successive di utilizzo del sito per discarica, caratterizzate come riportato nei punti successivi:

- 1) 1^a discarica in alveo per RSU tal quale, con costruzione e gestione principalmente comunale svolta direttamente;
- 2) "risagomatura" della 1^a discarica in alveo (vale a dire un ampliamento altimetrico senza occupazione di nuove aree), sempre per RSU tal quale, con costruzione e gestione in concessione;
- 3) 2^a discarica in alveo per RSU tal quale (vale a dire un ampliamento planimetrico con occupazione di nuove aree in alveo), con costruzione e gestione in concessione;
- 4) discarica fuori alveo per RSU tal quale e per RSU frazione secca, con distinzione temporale-funzionale di utilizzo (vale a dire ampliamento sia planimetrico, con occupazione di nuove aree, che altimetrico con sormonto di parti già costruite), con costruzione e gestione in concessione.

La coltivazione della discarica è stata pertanto condotta per lotti successivi che hanno interessato inizialmente i due tratti del vecchio alveo del fiume Tartaro (Tratto 1 e Tratto 2), quindi i due lotti di ampliamento esterni all'alveo con sormonto dei tratti in alveo, secondo il seguente schema.

Discarica	Alveo Tratto 1	Alveo Tratto 2	Lotto A	Lotto B
Ubicazione	Alveo ex fiume Tartaro	Alveo ex fiume Tartaro	Esterno alveo ex fiume Tartaro e	Esterno alveo ex fiume Tartaro e

			in sormonto sul Tratto 2 in alveo	in sormonto sul Tratto 1 in alveo
Periodo Attività	1982-1990	1992-1996	1996-1998	1998-2002
Superfici (ha)	6,3	7,1	3,6+2,1 (sorm.)	4,8+2,1 (sorm.)

In definitiva, quindi, il Lotto A si presenta come un ampliamento esterno e in parte in sormonto del Tratto 2, mentre il Lotto B comprende il sormonto di parte del Tratto 1 e un ampliamento esterno.

Il 1° tratto in alveo è attualmente oggetto di una messa in sicurezza per svuotamento della discarica e trasferimento dei rifiuti in altro lotto, sempre nell'ambito del sito.

La copertura finale dei Lotti A, B e 2° tratto in alveo, realizzata con 30 cm di terreno argilloso compattato sormontati da 80 cm di terreno di finitura e di coltivo, sagomata a "schiena d'asino" con pendenza del 5%.

La notevole produzione di percolato fin dal completamento della copertura, che non tende a ridursi negli anni, ha indotto la società Concessionaria Legnago Servizi (LE.SE.) S.p.A., nell'ambito della gestione post-operativa di tali lotti, a valutare modalità e costi di ripristino della funzionalità della succitata copertura, a seguito degli assestamenti maturati nel tempo, ritenuta, insieme con altre cause che saranno trattate oltre, la principale causa della suddetta produzione di percolato. Detto ripristino si inquadra nelle attività di gestione post-operativa dei lotti in esame.

In una recente Perizia redatta dall' Ing. Stefano Busana – "Gestione post-operativa dei lotti A, B e 2° tratto in alveo: analisi dei costi pregressi e dei costi residui al 1°/1/2013", gennaio 2013 – al sottopar. 5.3.3: Stima dei costi dell'intervento di adeguamento, veniva prospettata la necessità di « ... attuare in prima istanza l'adeguamento del capping sommitale e della berma di riposo, valutando in seguito alla risposta in termini di trend di produzione di percolato, l'opportunità di completare il pacchetto anche nelle zone di scarpata». Nel seguito del sottoparagrafo si leggeva la seguente frase: «Una stima sommaria dei costi di tale primo intervento di adeguamento della copertura, basata su interventi simili, stante la notevole estensione dei lotti in oggetto, conduce ad un importo dell'ordine dei 4.000.000,00 €. Tale valutazione va ritenuta del tutto indicativa del solo ordine di grandezza. Solo in sede di progettazione dell'intervento sarà possibile esprimere una valutazione più attendibile.»

Una successiva valutazione delle modalità di progettazione e realizzazione della copertura ha evidenziato l'opportunità di completare e ripristinare, in soluzione unica, anche le zone di scarpata.

Tale ripristino è ispirato ai principi posti dal D.Lgs 36/2003; in tal senso la copertura proposta è del tutto equivalente, se non migliorativa, rispetto a quella prospettata dal succitato decreto. Va opportunamente precisato che il progetto in parola si limita a proporre soluzioni di ripristino della copertura della discarica esaurita rispetto a quanto stabilito dal progetto primigenio. Trattasi, pertanto, come già detto, di un intervento inquadrabile nell'ambito della gestione post-operativa dei lotti di discarica in esame. La modifica non sostanziale dell'A.I.A. è riferibile al comma 1bis – Art.5 del D.Lgs 152/2006 e ss.mm.ii.

Per meglio comprendere le zone oggetto d'intervento si veda la planimetria relativa all'impianto così come appare oggi allorchè sono indicati anche i lotti di discarica realizzati

successivamente alla chiusura dei lotti oggetto del progetto di ripristino qui illustrato (Figura 4-1).

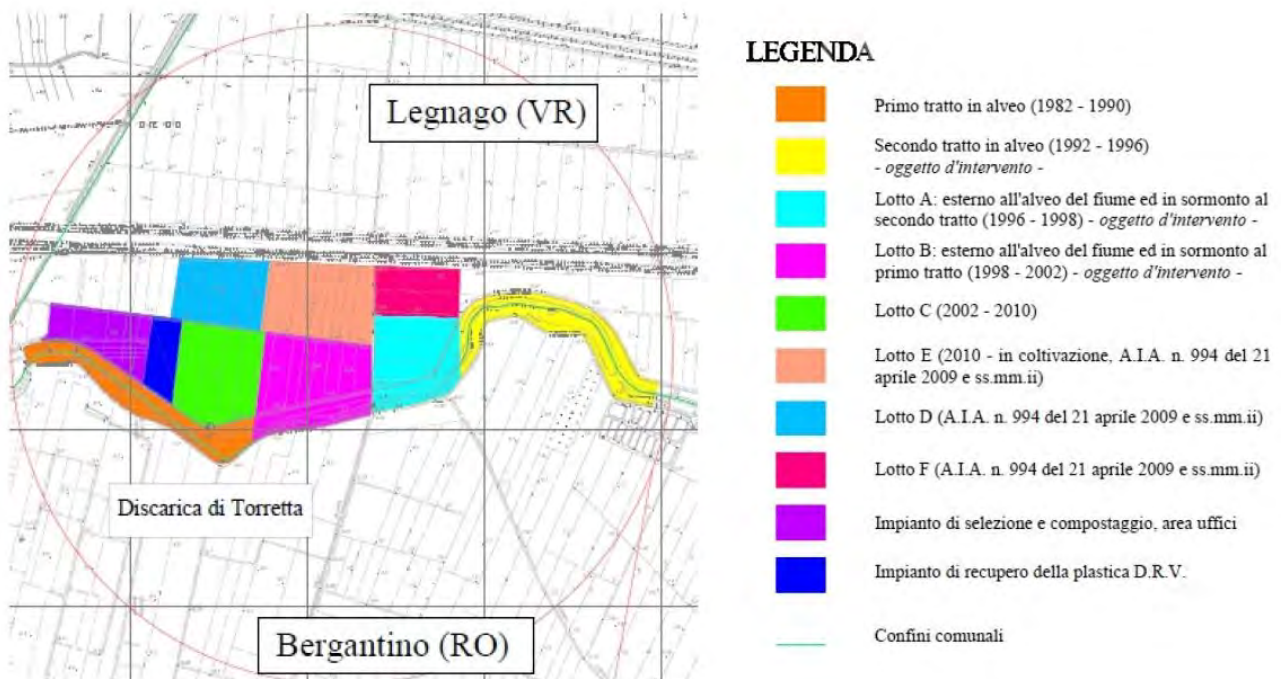


Figura 4-1: Pianta del sito in esame

Da quanto riportato in pianta è possibile rilevare come i lotti in esame siano per lunghi tratti limitrofi a lotti di discarica progettati, e in parte realizzati, (C, E, F) in epoca successiva alla chiusura dei lotti in esame, per i quali sono state previste, nelle progettazioni successive, opportune soluzioni per lo sgrondo delle acque meteoriche superficiali.

Esaminando l'elaborato grafico concernente le sezioni del corpo discarica si intuisce subito la notevole diversità tra di esse e la necessità quindi di selezionare alcune "sezioni tipo" che verranno utilizzate per il dimensionamento e la verifica del nuovo pacchetto di copertura.

4.1 Problematiche della discarica e obiettivo dell'intervento

Come anticipato nel paragrafo precedente, la problematica principale da affrontare riguarda la grande quantità di percolato prodotta dai Lotti A, B e dal 2° tratto in alveo; risulta pertanto evidente la necessità di prevedere un intervento volto al ripristino delle funzionalità della copertura.

Il presente elaborato ha lo scopo di proporre una soluzione valida per il dimensionamento del nuovo pacchetto di copertura dei lotti in esame. Viene quindi effettuata un'analisi di stabilità dei pendii utilizzando i numerosi metodi analitici proposti da vari studiosi in letteratura e vengono successivamente considerate diverse possibilità di ancoraggio della copertura in sommità con il dimensionamento delle rispettive trincee.

4.2 Studio e schematizzazione del sito in esame

Si descrive ora come è stato sviluppato il lavoro svolto.

Sono state esaminate le zone più problematiche, ovvero le scarpate con pendenza elevata, del 2° tratto in alveo, del Lotto A e di una parte del Lotto B del sito di Torretta di Legnago, mostrati in figura 4-2.

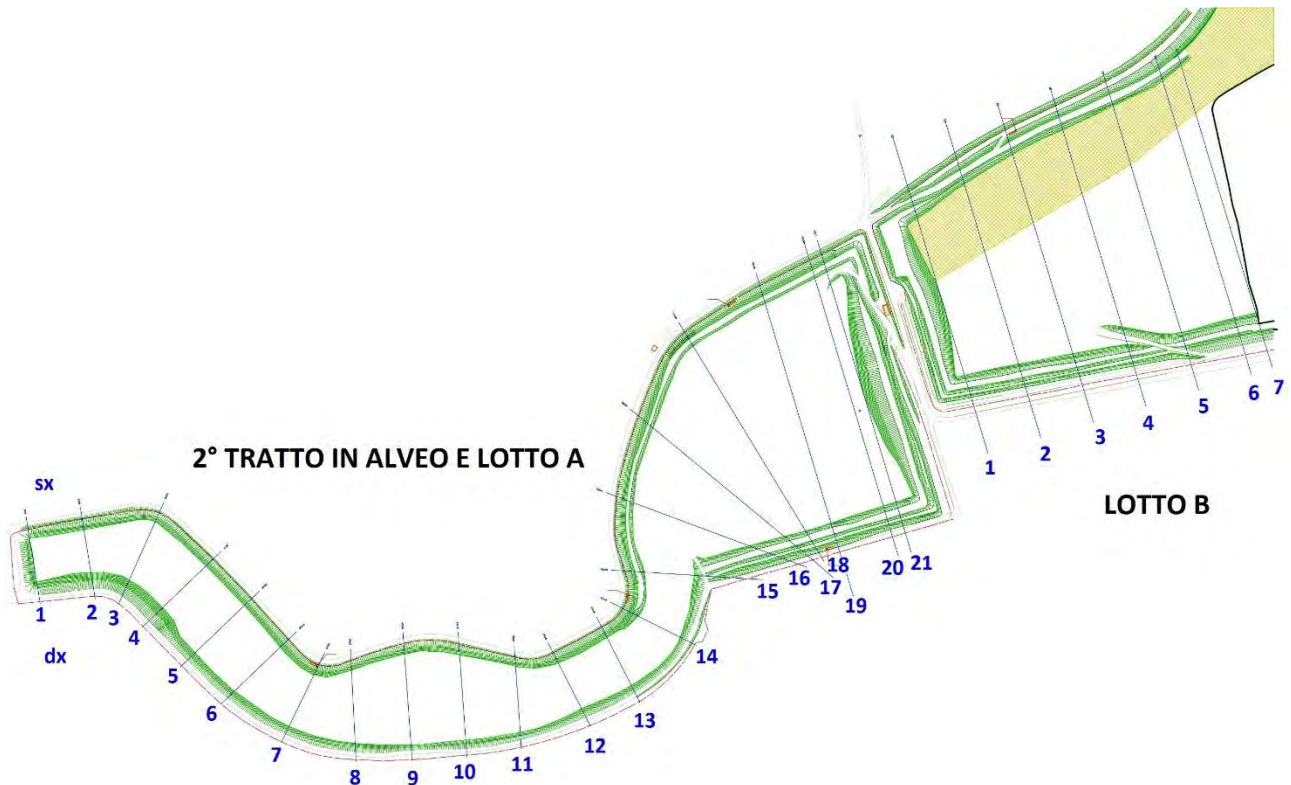
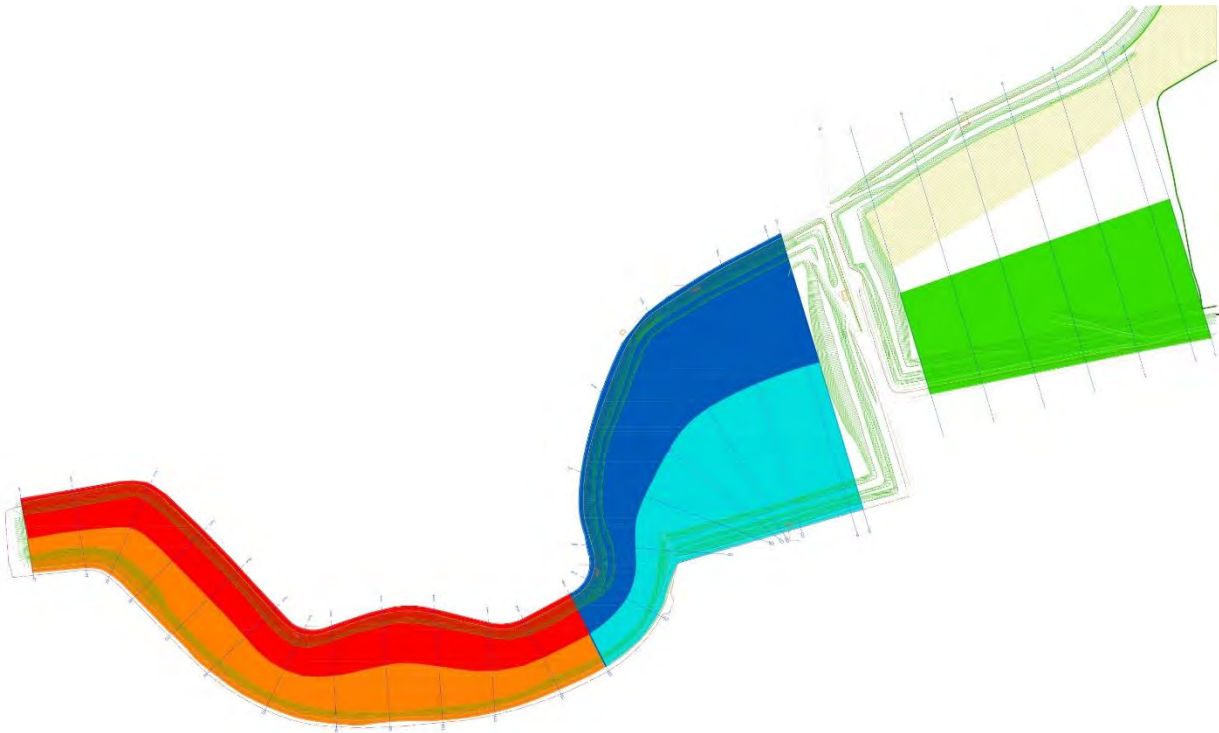


Figura 4-2: Lotti A e B del sito di Torretta di Legnago (VR)

Per non appesantire il testo, d'ora in avanti con la dicitura Lotto A si intende compreso anche il 2° tratto in alveo.

I due Lotti della discarica sono stati divisi in sezioni longitudinali, rispettivamente si hanno 21 sezioni per il Lotto A e 7 per la parte del Lotto B, la distanza tra due sezioni consecutive è di 50 m; dopodiché si è cercato di creare un'ulteriore divisione raggruppando le sezioni con caratteristiche simili. Il corpo dei lotti in esame è stato quindi suddiviso in 5 gruppi di sezioni: 1-13 destra, 1-13 sinistra, 15-21 destra, 15-21 sinistra per il Lotto A e 1-7 destra per il Lotto B, come mostrato nella seguente figura 4-3.








LEGENDA	
<i>SEZIONI</i>	<i>SIMBOLO GRAFICO</i>
SEZIONE 1-13 dx	
SEZIONE 1-13 sx	
SEZIONE 15-21 dx	
SEZIONE 15-21 sx	
LOTTO B dx	

Figura 4-3: Suddivisione del sito in esame

Ogni sezione è stata successivamente caratterizzata in termini di lunghezza del declivio e di angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale.

Da questa analisi si è evidenziata la presenza di tre tipologie di sezione: pendio singolo (Figura 4-4), pendio doppio con una berma di riposo (Figura 4-5) e pendio con tre declivi e due berme di riposo (Figura 4-6). Si propongono di seguito tre sezioni tipo, una per ogni diversa tipologia.

Nelle sezioni a pendio multiplo si utilizza la dicitura:

- dw per indicare il tratto inferiore;
- mid per indicare il tratto intermedio;
- up per indicare il tratto superiore

Sezione n. 4

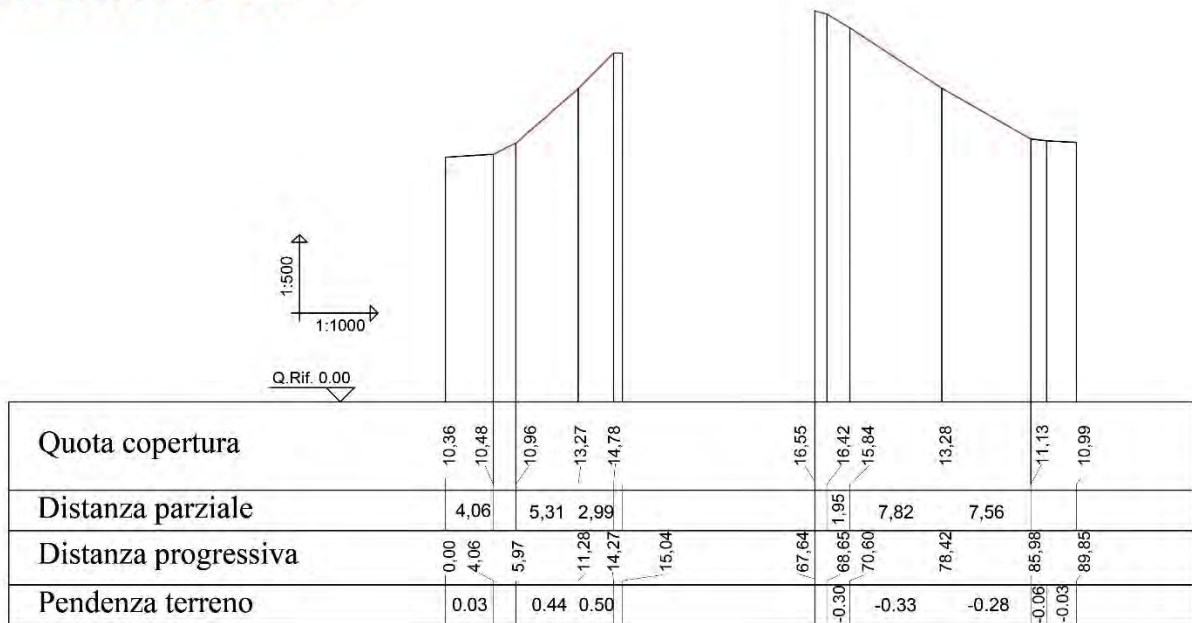


Figura 4-4: Esempio di pendio singolo. Sezioni 4 sinistra e 4 destra Lotto A

Sezione n. 19

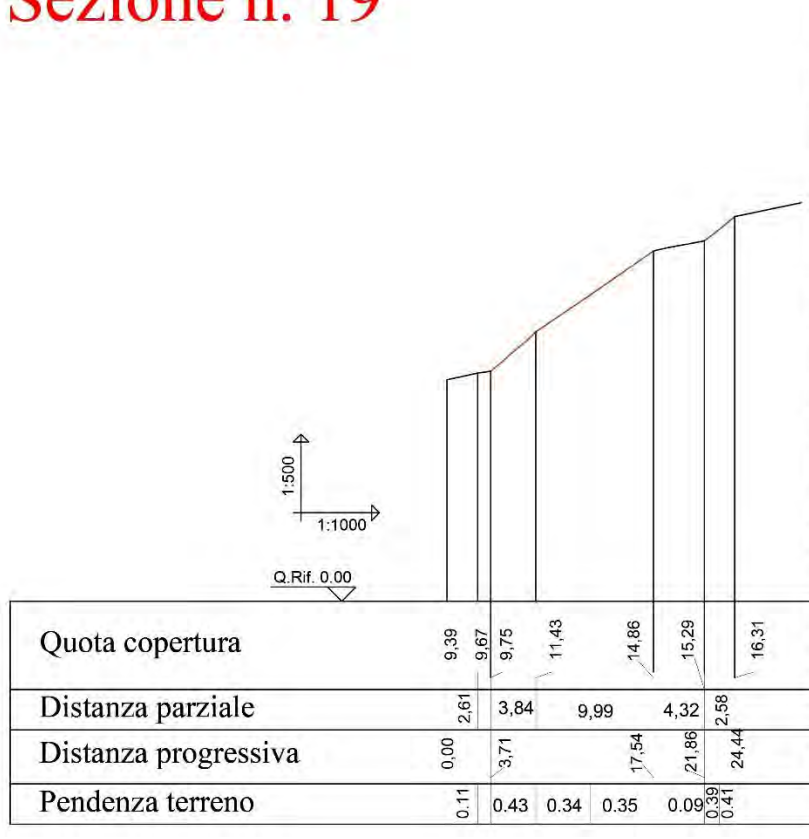


Figura 4-5: Esempio di pendio doppio con banca di riposo. Sezione 19 sinistra Lotto A

Sezione n. 19

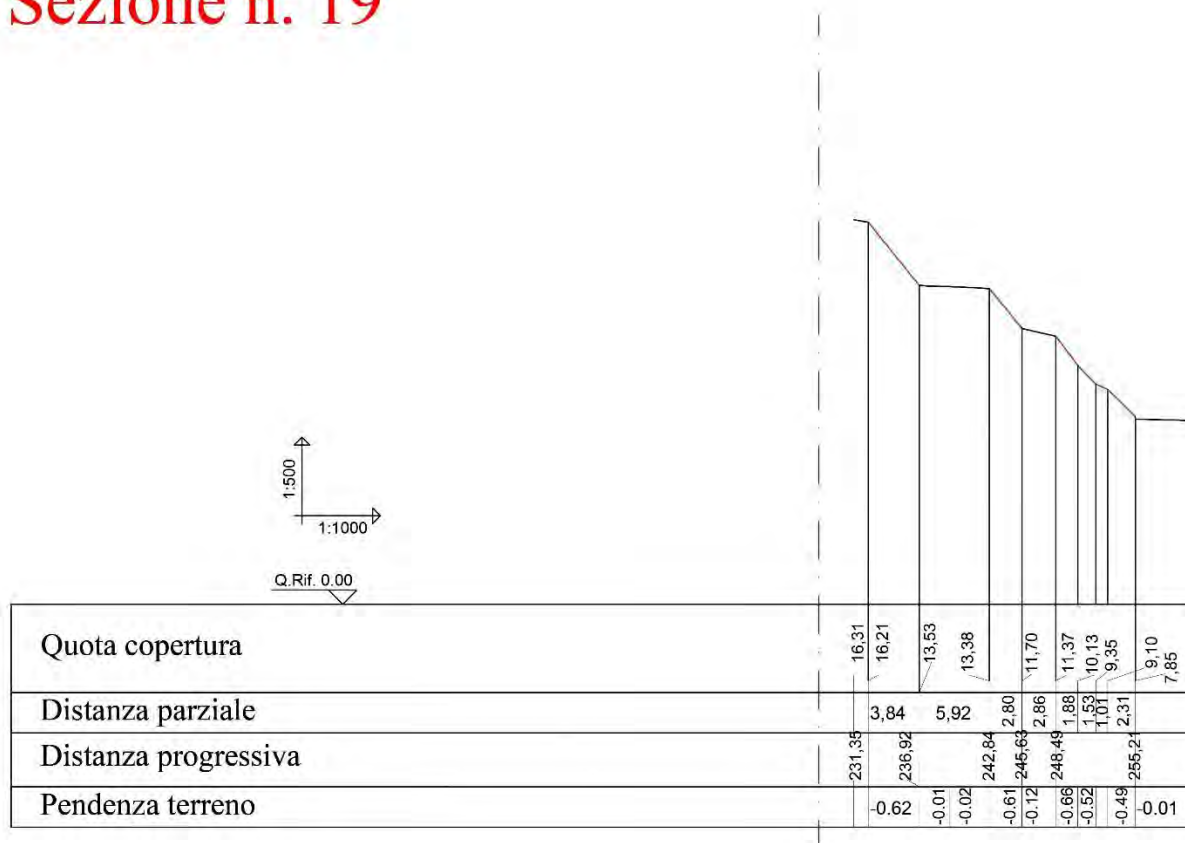


Figura 4-6: Esempio di pendio triplo con due banche di riposo. Sezione 19 destra Lotto A

Le seguente tabella 4-1 riassume la lunghezza L e l'angolo di inclinazione β per i 5 gruppi di sezioni.

LOTTO A		
SEZIONI 1 - 13 DESTRA		
SEZIONE	L [m]	β [°]
1	12,00	17,74
2	15,66	15,91
3	17,63	16,17
4	18,20	16,96
5	10,10	20,05
6	7,00	23,75
7	8,00	25,17
8	8,60	23,99
9	5,20	27,02
10	8,50	23,51
11	7,30	29,68
12	9,00	23,27
13	6,70	29,03

LOTTO A		
SEZIONI 1 - 13 SINISTRA		
SEZIONE	L [m]	β [°]
1	7,20	25,64
2	10,00	20,81
3	10,80	18,78
4	9,30	25,17
5	10,90	21,31
6	9,90	24,23
7	8,00	25,17
8	9,50	24,70
9	11,80	20,30
10	11,40	19,29
11	10,00	21,80
12	11,20	23,27
13	10,50	21,31

LOTTO A		
SEZIONI 15 - 21 DESTRA		
SEZIONE	L [m]	β [°]
18 dw	5,00	26,10
19 dw	4,70	31,80
20 dw	6,90	25,41
21 dw	6,40	27,47
18 mid	3,00	27,02
19 mid	2,70	31,38
20 mid	3,00	33,02
21 mid	2,20	32,62
18 up	7,00	28,81
19 up	7,60	33,42
20 up	6,60	31,38
21 up	6,70	31,80

LOTTO A		
SEZIONI 15 - 21 SINISTRA		
SEZIONE	L [m]	β [°]
15 dw	12,20	22,05
16 dw	12,30	21,06
17 dw	12,50	23,03
18 dw	10,50	23,75
19 dw	13,90	21,06
20 dw	14,60	22,29
21 dw	14,90	22,29
15 up	3,30	30,54
16 up	3,50	24,23
17 up	3,40	28,37
18 up	1,80	34,22
19 up	2,77	21,80
20 up	3,00	27,92
21 up	3,50	30,96

LOTTO B		
DESTRA		
SEZIONE	L [m]	β [°]
1 dw	4,00	36,13
2 dw	4,30	36,50
3 dw	4,50	35,75
4 dw	5,80	34,99
6 dw	12,94	21,80
7 dw	11,00	25,17
1 mid	4,00	24,70
2 mid	4,00	24,47
3 mid	3,44	22,29
4 mid	3,40	21,90
1 up	7,30	29,25
2 up	8,50	30,75
3 up	9,60	29,68
4 up	6,70	24,23
6 up	8,38	21,80
7 up	17,50	16,17

Tabella 4-1: Caratteristiche della sezioni

Osservando le tabelle riportate, si evince che alcune sezioni, come per esempio la sezione 14 destra e sinistra, non sono state prese in considerazione; questo perché non sono sezioni ortogonali al corpo della discarica, quindi sono di difficile descrizione e poco rappresentative. Il campo di variazione della lunghezza è molto grande: il declivio di lunghezza minore è di 1,80 m della sezione 18 up sinistra del lotto A, mentre quello più esteso è di 18,20 m della sezione 4 sinistra. Anche per quanto riguarda i valori dell'inclinazione del pendio si rileva un esteso range di variazione: la sezione con angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale maggiore ($36,50^\circ$) è la 2 dw del lotto B, la sezione meno pendente è invece la 2 destra del lotto A con $15,91^\circ$.

La pendenza di entrambi i lati della copertura era stata assunta in fase di progetto di 3:2, con un'inclinazione perciò di circa $33,69^\circ$ rispetto all'orizzontale; a seguito degli inevitabili cedimenti dei rifiuti verificatasi nel tempo, ci si aspetta che la zona centrale del corpo di discarica presenti un abbassamento maggiore rispetto alle zone laterali e quindi una conseguente diminuzione della pendenza: queste aspettative sono rispettate per la maggior parte delle sezioni analizzate. Tuttavia è curioso notare che in alcune sezioni, soprattutto nei tratti inferiori dei declivi con due berme di riposo del lotto B, si registra al contrario un aumento dell'inclinazione; sembrerebbe quindi che il cedimento maggiore sia avvenuto lungo il perimetro di base del lotto.

4.3 Terreno di finitura della copertura

È necessario definire le caratteristiche minime che deve possedere il terreno di finitura della copertura, in termini di conducibilità idraulica, indice di plasticità, peso di volume, angolo di attrito e coesione.

La figura 4.7 riporta lo schema del pacchetto del capping che si intende realizzare.

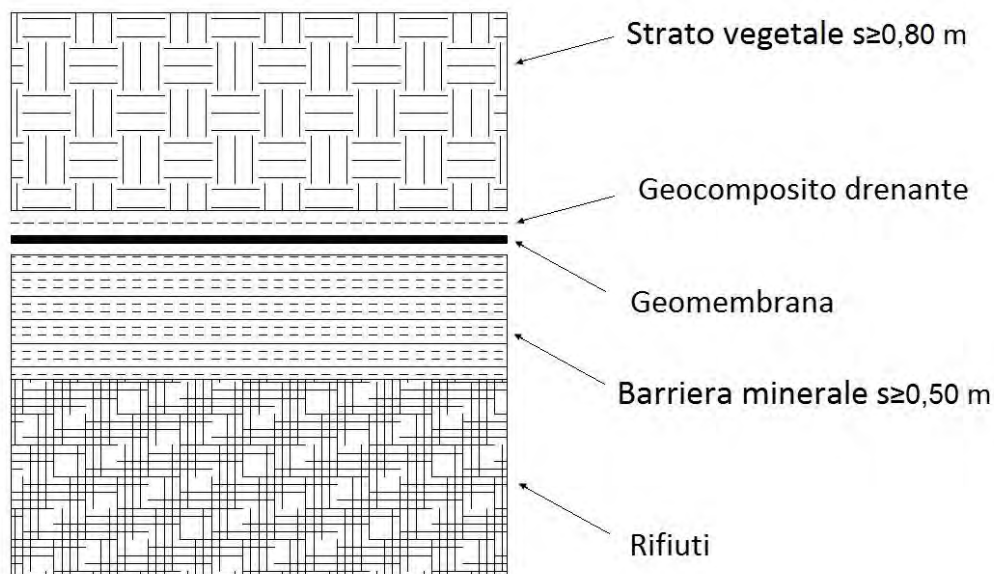


Figura 4-7: Schema del pacchetto di copertura previsto

Lo spessore dello strato di finitura è generalmente compreso tra 60 e 100 cm e permette di proteggere il terreno sottostante dai problemi connessi ai cicli di gelo-disgelo e ai periodi alterni di siccità e precipitazioni intense; la normativa attuale prevede per questo strato uno spessore di 1 m, ma nel caso di vecchie discariche, come quella in esame, è possibile chiedere una deroga. Si assume uno spessore di minimo 80 cm: 20 cm di strato di coltivo e 60 cm di strato di protezione.

Lo strato di finitura vegetale consente l'immagazzinamento di umidità, indispensabile per la crescita della vegetazione, nonché lo scambio di acqua dallo strato all'ambiente circostante per evapotraspirazione.

Dal punto di vista operativo, l'indagine è stata svolta implementando un foglio elettronico in cui sono state inserite le caratteristiche di tutte le sezioni della discarica analizzate. Si sono poi implementati i metodi di stabilità della copertura (di Koerner and Soong, Druschel and Underwood, Giroud et al.) che verranno descritti in dettaglio nel Capitolo 5.

Effettuando successivamente una ricerca di ottimo, imponendo cioè che per ogni gruppo di sezioni il fattore di sicurezza dovesse risultare ≥ 1 , si sono determinati i minimi valori di progetto di φ e c , rispettivamente angolo di attrito e coesione da richiedere per il materiale da portare in sito.

Nelle analisi di stabilità si è considerato cautelativamente il peso di volume di terreno saturo γ_{sat} dal momento che, come descritto nella "Relazione Tecnico Illustrativa, Progetto definitivo di ripristino della funzionalità della copertura relativa ai lotti A, B e 2° tratto in alveo (a seguito degli assestamenti)" dell'Ing Busana, le acque di deflusso ipodermico scorrono nel geocomposito drenante fino al piede della scarpata e allontanate, escludendo la presenza di un battente d'acqua positivo all'interno dei pendii.

I valori calcolati sono, come detto, quelli di progetto; per ottenere il rispettivo valore caratteristico φ_k e c_k sono stati quindi moltiplicati per i relativi coefficienti parziali γ_{CP} imposti da normativa:

γ_{soil}	1,00
$\gamma_{\text{tan}\phi}$	1,25
γ_c	1,25

Il D. Lgs 36/2003 prescrive per la barriera di un pacchetto di copertura una conducibilità idraulica massima $k \leq 10^{-8}$ m/s;

Ricorrendo a tabelle presenti in letteratura, si è assunto come materiale di copertura una argilla limosa avente indice di plasticità IP tra 10 ÷ 50 % e i pesi di volume:

- Asciutto $\gamma_{\text{dry}} = 16 \text{ kN/m}^3$
- Saturo $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$

I risultati completi e i relativi commenti vengono riportati nel Capitolo 7.

4.3.1 Compattazione del terreno

La compattazione è una tecnica per aumentare la densità dei terreni per mezzo di adeguate attrezzature meccaniche; ha come fine quello di migliorare le caratteristiche meccaniche della terra in modo tale da renderla idonea a soddisfare specifiche esigenze progettuali. In particolare si può conseguire un aumento della resistenza a taglio, la riduzione della permeabilità e la diminuzione della compressibilità.

Test di laboratorio si possono effettuare con la prova Proctor. Lo scopo di questa prova è quello di studiare l'influenza che contenuto d'acqua e energia di compattazione hanno sul comportamento del materiale. Si riesce quindi ad individuare un range di quali valori del contenuto d'acqua del terreno che permette il raggiungimento del massimo grado di addensamento per un fissata energia di costipamento. Nella prova il terreno, posto a strati in un recipiente metallico cilindrico, viene compattato per azione di un pestello a caduta libera; il pestello cade 25 volte per strato da un'altezza di 30 cm circa.

Le prove di laboratorio più utilizzate in questo caso sono la prova Proctor standard (o standard A.A.S.H.T.O. test) e la prova Proctor modificata (o modified A.A.S.H.T.O. test) che utilizza un'energia di compattazione 4,5 volte maggiore rispetto a quella standard.

I test di laboratorio non possono simulare i ripetuti passaggi delle attrezzature di compattazione su uno strato di terreno in campo; l'approccio corretto consiste nel simulare in laboratorio un range di sforzi di compattazione tale da coprire l'intervallo delle azioni che si svilupperanno in campo.

Lo sforzo corrispondente al Proctor standard rappresenta uno sforzo di compattazione medio, ma nel 1990 Daniel e Benson svilupparono un test di compattazione (Proctor ridotta) che prevede di compattare il terreno in laboratorio con le stesse modalità di una prova Proctor standard, ma con 15 colpi per strato anziché 25. E' opportuno specificare che, in fase di collaudo finale della barriera, è richiesto il rispetto delle prescrizioni per un'energia corrispondente alla Proctor standard, essendo una condizione a favore della sicurezza per diversi aspetti.

Uno strato di argilla compattata, seguendo differenti metodi di compattazione, può essere caratterizzata dallo stesso contenuto d'acqua, dalla stessa densità secca, ma differente conducibilità idraulica. Pertanto la compattazione di uno strato argilloso dovrebbe preferibilmente essere eseguita mediante rulli a piede di pecora, che producono proprie elevate deformazioni tangenziali.

Per ottenere una migliore compattazione è inoltre consigliabile procedere alla compattazione per sottili strati successivi, di spessore confrontabile con l'altezza delle protuberanze dei rulli.

La compattazione per strati successivi può generare vie di filtrazione preferenziali, con aumento della conducibilità idraulica e l'accorciamento del tempo di attraversamento della barriera. È necessario pertanto procedere alla scarificazione ed al controllo dell'umidità naturale superficiale di ciascuno strato.

Studi sperimentali di Benson e Daniel (1994) consentono di affermare che un numero di strati pari o maggiore di 4 compensa gli effetti della variabilità spaziale della permeabilità.

4.4 Trincee di ancoraggio

Anche il dimensionamento delle trincee di ancoraggio in sommità è stato effettuato implementando in un foglio elettronico i metodi presenti in letteratura; dapprima si sono valutati gli sforzi di trazione sui geosintetici a cui deve resistere l'ancoraggio, successivamente si sono dimensionate le trincee. I diversi metodi e le tipologie di ancoraggio verranno trattati nei Capitoli 5 e 6.

Per le sezioni caratterizzate da pendio singolo, si è calcolato lo sforzo di trazione che si genera nel pacchetto di copertura con il metodo di Druschel and Underwood (paragrafo 5.2); il valore ottenuto è stato poi utilizzato per definire il fattore di sicurezza allo scivolamento attraverso il metodo di Koerner and Soong con rinforzo (paragrafo 5.3).

La valutazione degli sforzi nelle sezioni caratterizzate da pendii multipli, quindi intervallati da una o due banche di riposo, è stata condotta con il metodo presentato dall'Ing. Russo (paragrafo 5.6).

La normativa impone di applicare agli sforzi calcolati sulla geomembrana dei fattori di sicurezza dovuti a:

- Danneggiamento in fase di installazione, FS_1 ;
- Creep, FS_2 ;
- Fattori chimici, FS_3 ;
- Fattori biologici, FS_4 ;

I valori di FS assunti nel presente lavoro sono:

FS_1	1,05
FS_2	1,5
FS_3	1,03
FS_4	1

Una volta definiti gli stress che l'ancoraggio in sommità deve sopportare, si è potuta dimensionare la trincea; si sono quindi confrontate le diverse soluzioni di ancoraggio (lineare, rettangolare, rettangolare a L e a V).

Gli ingombri della soluzione a forma di V e di quella a L sono abbastanza ridotti; tuttavia dal momento che il tipo di trincea V-Shape richiede una accurata e attenta fase di costruzione, si è deciso di utilizzare una trincea rettangolare a L, soluzione altrettanto valida.

I risultati vengono riportati nel Capitolo 7.

5 METODI ANALITICI DI ANALISI DI STABILITÀ DELLA COPERTURA

In letteratura sono presenti numerose proposte per la verifica di stabilità dei pacchetti di copertura utilizzati nelle discariche, enfatizzando l'incertezza che ancora oggi affligge questo problema.

Questi diversi metodi vengono accomunati dalla definizione di superficie critica di scorrimento, ovvero quella superficie passante per l'interfaccia più debole tra i diversi materiali che compongono lo strato. L'involuppo di rottura passa attraverso questa interfaccia ed è quindi importante individuarla e caratterizzarla in modo adeguato: generalmente la superficie di rottura si posiziona nel punto in cui due superfici generano un attrito minore all'interfaccia. Tutte le analisi vengono condotte in stato piano, semplificando così lo svolgimento dei calcoli a scapito del livello di efficacia a ridosso delle zone situate agli estremi.

Il terreno di finitura è schematizzato come un blocco rigido e quindi non è previsto possa essere soggetto a fenomeni di instabilità: è per questo motivo necessario provvedere alla stabilità del terreno stesso, garantendo dunque un angolo di attrito interno e una coesione sufficienti.

Una volta definite le caratteristiche minime che deve possedere il terreno, in termini di peso di volume, angolo di attrito e coesione, per soddisfare la verifica di stabilità, si può passare al dimensionamento della geogriglia (GGR) necessaria a sgravare la geomembrana (GMB) e il geocomposito drenante (GCD) dagli sforzi che si vengono a generare nel pacchetto di copertura; sforzi che rischierebbero di creare fenomeni di instabilità.

Le tensioni che si generano sulla geogriglia sono poi utilizzate per il calcolo e il dimensionamento delle trincee di ancoraggio della copertura: si prendono in considerazione vari tipi di trincea (rettangolare, rettangolare a "L", a "V") per scegliere il più adeguato.

Prima di affrontare nello specifico gli algoritmi che proposti è doveroso introdurre brevemente quali sono stati, nel tempo, i passaggi fondamentali nell'elaborazione dei modelli di calcolo che hanno consentito la formulazione delle attuali teorie:

- I primi a sviluppare degli studi specifici sulla stabilità di un sistema composito costituito da elementi geosintetici e terreno di riporto sono stati **Giroud e Ah-Line (1984)**:

I due studiosi proposero il primo modello concettuale che prendeva in considerazione le forze stabilizzanti presenti al piede del pendio, la resistenza mobilitata in corrispondenza della superficie critica da parte dei geosintetici posti superiormente la medesima e la resistenza offerta dalla trincea di ancoraggio sommitale.

- Koerner e Martin (1985):

Koerner e Martin proposero un modello analitico, considerando un pendio indefinito, per il caso di terreno di spessore uniforme sopra gli strati geosintetici. Nel caso di non perfetta uniformità di rivestimento proposero un modello a doppio cuneo. Giunsero tuttavia soltanto alla formulazione del caso di pendio indefinito.

- Giroud e Beech (1989):

Giroud e Beech presentarono uno studio, analizzando i tre possibili meccanismi che possono essere interessati nel corso della verifica di stabilità di un sistema geosintetico composito. Considerarono il fenomeno correlato alle forze generate dall'angolo di interfaccia lungo la superficie critica, analizzarono l'entità della forza resa disponibile dal riporto di terreno posto al piede e considerarono la componente stabilizzante fornita al sistema da parte dei geosintetici posti nella parte superiore della superficie critica.

I due modelli più recenti e più comunemente utilizzati, sono quello di Giroud et al. (1995) e quello di Koerner and Soong (1998); entrambi prevedono il ricorso ad un modello concettuale valido per pendio definito diviso in un cuneo attivo e in uno passivo, ma sono stati sviluppati separatamente.

- **Giroud et al. (1995) e Koerner and Soong (1989):**

La geometria adottata dai due modelli di calcolo è uguale e prevede la suddivisione geometrica della porzione di un pendio definito in due cunei di tipo attivo e passivo. Il modello di Giroud et al. non prevede l'introduzione del fattore di sicurezza in corrispondenza della superficie di scivolamento orizzontale, ma lo definisce come il rapporto tra le forze resistenti e quelle instabilizzanti relative al cuneo attivo. Con questo tipo di approccio lo studioso definisce ed introduce nella sua formulazione del fattore di sicurezza FS cinque componenti separate (si veda lo schema riassuntivo in figura 5-8 al paragrafo 5.4), rendendo agevole impostare una analisi di sensitività che permetterà al progettista di identificare e quantificare in termini numerici il peso di ogni parametro all'interno del sistema.

Il modello di Koerner and Soong prevede a sua volta la quantificazione delle forze stabilizzanti e di quelle instabilizzanti, dal cui rapporto è facile determinare il valore del fattore di sicurezza. L'equazione risoltrice del modello è di secondo grado nell'incognita FS.

5.1 Metodo di Koerner and Soong (1998) per il terreno di copertura

Il metodo considera una situazione di pendio definito, inclinato di un angolo β , il cui terreno di copertura ha spessore uniforme ed è posto al di sopra di una geomembrana liscia. Come mostrato in figura 5-1, al piede del pendio è presente un cuneo di spinta passiva.

L'analisi seguente è stata fornita da Koerner e Soong nel 1998, ma soluzioni simili si possono trovare in Koerner and Hwu (1991). Sono presenti anche metodi equivalenti in Giroud and Beech (1989), McKelvey and Deutsch (1991), Ling and Leshchinsky (1997) e altri.

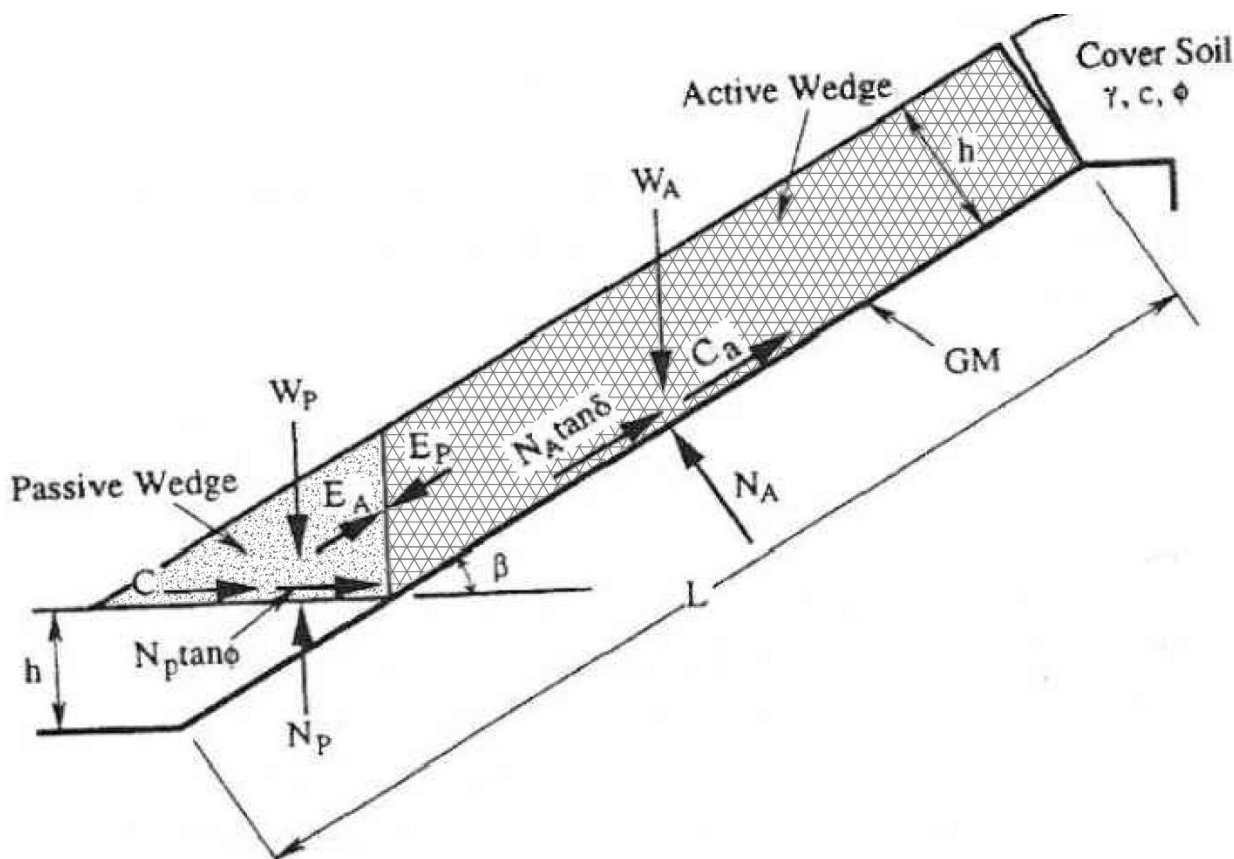


Figura 5-1: Schema del Modello di Koerner and Soong

I simboli utilizzati nell'analisi vengono ora definiti:

W_A = peso totale del cuneo attivo;

W_P = peso totale del cuneo passivo;

N_A = forza risultante normale alla superficie di scorrimento del cuneo attivo;

N_P = forza risultante normale alla superficie di scorrimento del cuneo passivo;

γ = peso di volume del terreno;

L = lunghezza del pendio misurata lungo lo sviluppo della geomembrana (GMB);

h = spessore uniforme del terreno di copertura;

β = angolo tra l'orizzontale e il piano su cui poggia la GMB;

ϕ = angolo di attrito del terreno;

c = coesione del terreno;

δ = angolo di attrito all'interfaccia tra terreno e GMB;

c_a = adesione tra il terreno del cuneo attivo e la GMB;

C_a = forza di adesione tra il terreno del cuneo attivo e la GMB;

C = forza di coesione attraverso il piano di scivolamento del cuneo passivo;

E_A = forza di interconco agente dal cuneo passivo sul cuneo attivo;

E_P = forza di interconco agente dal cuneo attivo sul cuneo passivo;

FS = fattore di sicurezza allo scivolamento del terreno sopra la GMB.

Si riportano in seguito i passaggi analitici necessari alla definizione del fattore di sicurezza, partendo dalla definizione delle grandezze relative al cuneo di spinta attiva:

$$W_A = \gamma h^2 \left(\frac{L}{h} - \frac{1}{\sin \beta} - \frac{\tan \beta}{2} \right)$$

$$N_A = W_A \cos \beta$$

$$C_a = c_a \left(L - \frac{h}{\sin \beta} \right)$$

Impostando le condizioni di equilibrio delle forze in direzione verticale si ottiene la forza di interconoscimento E_A :

$$E_A = \frac{(FS) (W_A - N_A \cos \beta) - (N_A \tan \delta + C_a) \sin \beta}{\sin \beta (FS)}$$

Considerando le grandezze riguardanti il cuneo passivo si ha:

$$W_p = \frac{\gamma h^2}{\sin 2\beta}$$

$$N_p = W_p + E_p \sin \beta$$

$$C = \frac{c h}{\sin \beta}$$

In modo analogo alla precedente, si ricava la forza E_p :

$$E_p = \frac{C + W_p \tan \phi}{(FS) \cos \beta - \sin \beta \tan \phi}$$

Imponendo infine la condizione di uguaglianza $E_A = E_p$, si ottiene un'equazione di secondo grado che può essere scritta nella classica forma:

$$a (FS)^2 + b (FS) + c = 0$$

da cui

$$FS = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

dove

$$a = (W_A - N_A \cos \beta) \cos \beta$$

$$b = -[(W_A - N_A \cos \beta) \sin \beta \tan \phi + (N_A \tan \delta + C_a) \sin \beta \cos \beta + (C + W_p \tan \phi) \sin \beta]$$

$$c = (N_A \tan \delta + C_a) \sin^2 \beta \tan \phi$$

Quando il fattore di sicurezza risulta essere inferiore all'unità, si avrà lo scivolamento del terreno sulla superficie di contatto; per raggiungere una condizione di stabilità, il valore di FS deve essere maggiore di 1.

5.2 Metodo di Druschel and Underwood (1993) per il pacchetto di copertura

Data la notevole differenza di dimensioni tra lo spessore del terreno di ricoprimento e la lunghezza del declivio, il problema può essere modellato come lo scorrimento di un blocco rigido su di un piano inclinato.

Il metodo di Druschel e Underwood è utilizzato per effettuare una prima valutazione della forza di trazione necessaria a garantire la stabilità del terreno di copertura; avendo definito nel Capitolo 3 il ruolo della geogriglia (GGR), quale rinforzo per sgravare il geocomposito drenante (GCD) e la geomembrana (GMB) da trazioni non compatibili con la loro struttura, lo sforzo calcolato sarà quello che deve quindi competere alla GGR.

La formulazione prevede l'equilibrio delle forze in gioco: la forza di ancoraggio F_a si definisce soltanto come componente necessaria alla chiusura del diagramma del corpo libero (Figura 5-3). Si propone in questo elaborato la versione del metodo che non prende in considerazione le forze generate da una eventuale filtrazione, in quanto gestite dal GCD.

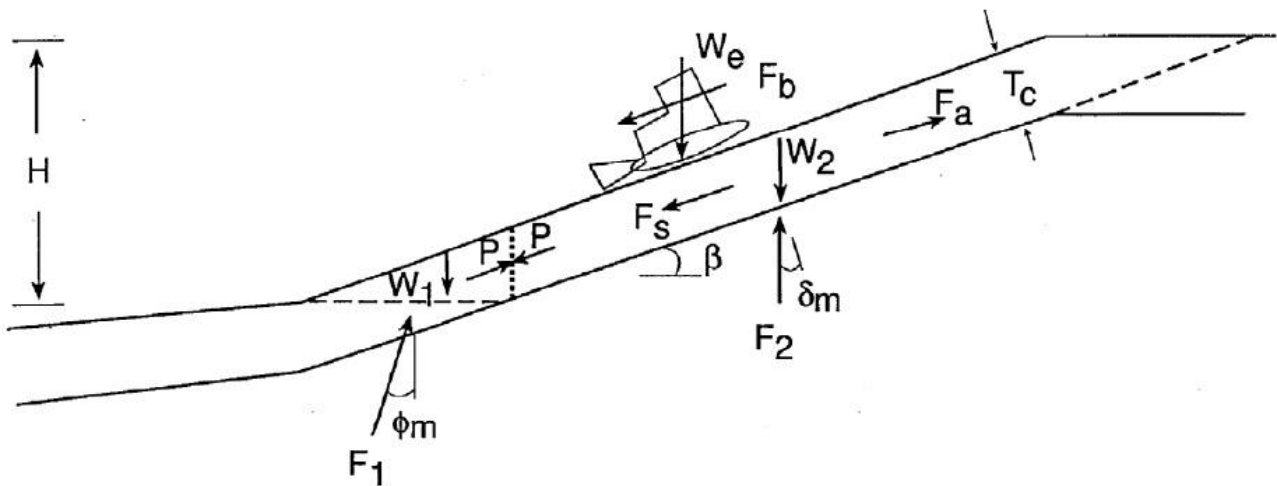


Figura 5-2: Rappresentazione del modello Druschel and Underwood

Si definiscono i simboli presenti in figura 5-2 e utilizzati nell'analisi:

H = altezza della scarpata;

T_c = spessore del terreno in copertura;

β = angolazione del pendio rispetto all'orizzontale;

γ = peso del terreno di copertura;

φ = angolo di attrito del terreno;

δ = angolo di attrito all'interfaccia tra terreno e GMB;

W_1 = peso del cuneo passivo al piede;

W_2 = peso del cuneo attivo di monte;

W_e = peso di un eventuale macchinario;

F_b = forza destabilizzante prodotta dal macchinario quando percorre in discesa il pendio (in prima approssimazione si considera il 30% del peso del mezzo operativo);

F_a = forza di ancoraggio sul geosintetico di rinforzo;

F_1 = forza di reazione sul cuneo passivo al piede;

F_2 = forza di reazione sul cuneo attivo di monte;

P = forza di interconciò.

Il diagramma del corpo libero è il seguente:

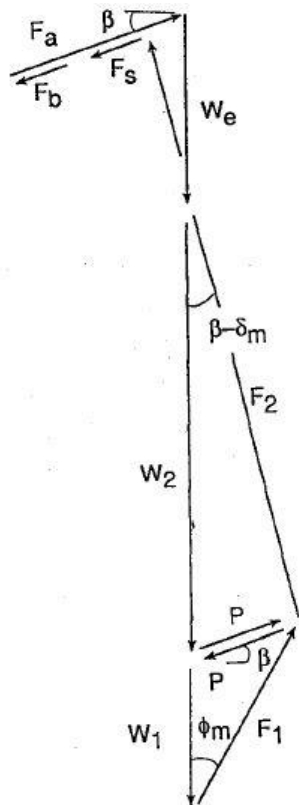


Figura 5-3: Poligono delle forze

I pesi sono calcolati come:

$$W_1 = \frac{\gamma T_c^2}{2 \sin \beta \cos \beta}$$

$$W_2 = \frac{\gamma T_c}{\sin \beta} \left(H - \frac{T_c}{2 \cos \beta} \right)$$

Il modulo delle forze di reazione F_1 e F_2 è incognito, ma le loro direzioni sono definite univocamente dalla geometria del problema; si possono pertanto eliminare dal problema queste forze usando la prima legge di Newton che impone, per l'equilibrio del sistema, la somma delle forze pari a zero. Essendo le forze nel poligono 1 perpendicolari a F_1 e nel poligono 2 perpendicolari a F_2 , sono sommate e poste uguali a zero.

Poligono 1:

$$P = \frac{(W_e + W_2) \sin(\beta - \delta)}{\cos \delta} + F_b - F_a$$

Poligono 2:

$$P = \frac{W_1 \sin \phi}{\cos(\beta + \phi)}$$

$$F_a = W_e \left(0,3 + \frac{\sin(\beta - \delta)}{\cos \delta} \right) - \frac{\gamma T_c^2 \sin(\beta - \delta)}{2 \sin \beta \cos \beta \cos \delta} \left[\frac{\sin \phi \cos \delta}{\cos(\beta + \phi) \sin(\beta - \delta)} + 1 - \frac{2 H \cos \beta}{T_c} \right]$$

La formula sopra proposta è estremamente semplice poiché i parametri in input sono di facile caratterizzazione. Verrà dunque usato come rinforzo di primo tentativo un geosintetico in

grado di sviluppare una resistenza pari a F_a che non subisca deformazioni elastiche maggiori del 5%, o quantomeno limitate al campo elastico.

5.3 Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998)

Con il rinforzo di primo tentativo ottenuto con il metodo di Druschel and Underwood si utilizza la formulazione proposta da Koerner e Soong per ottenere il fattore di sicurezza allo scivolamento avendo a disposizione una riserva di trazione nella geogriglia di rinforzo. In questa analisi tutto il peso del terreno grava sulla GGR, inoltre come interfaccia tra copertura e geosintetico è stata scelta quella più svantaggiosa.

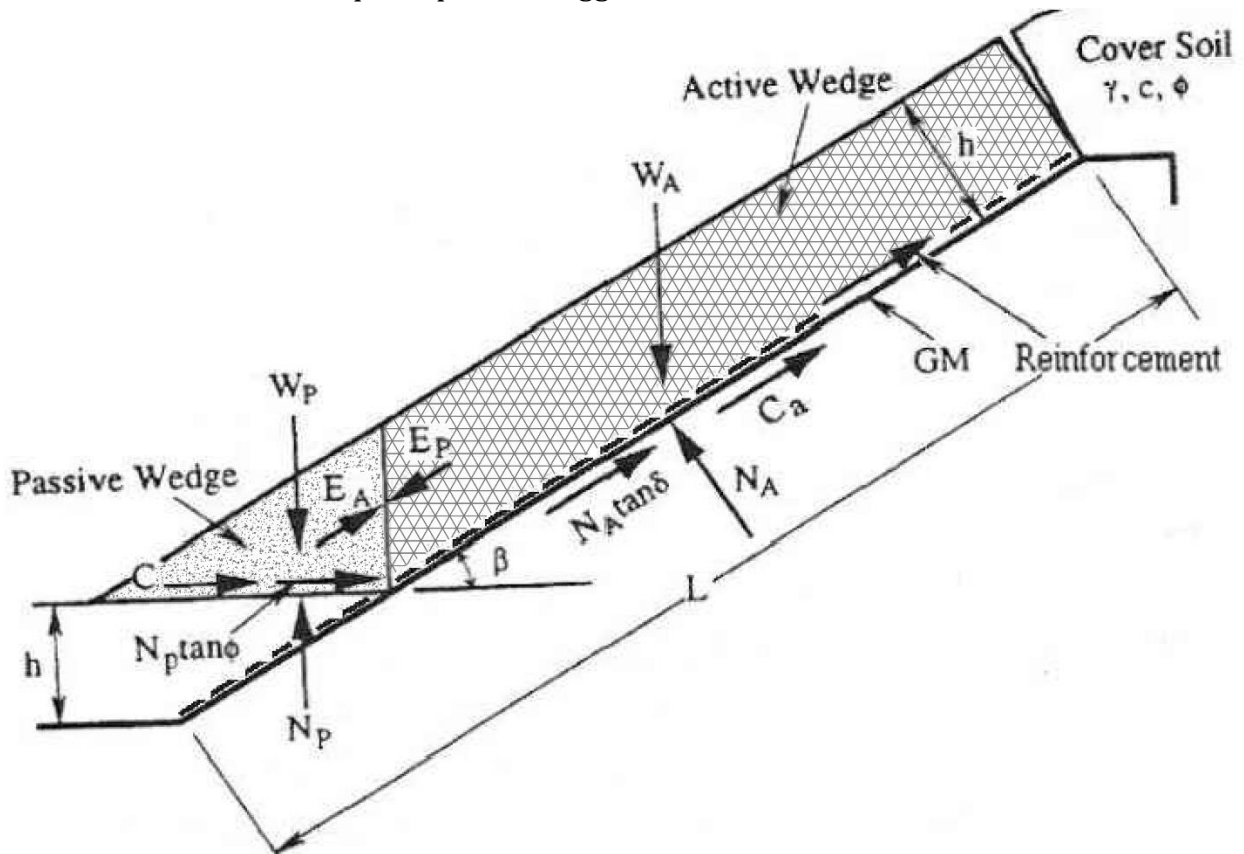


Figura 5-4: Schema del Modello Koerner and Soong con rinforzo

Lo sviluppo analitico del metodo è del tutto analogo al caso precedente in assenza di rinforzo, giungendo quindi anche in questo caso una equazione di secondo grado.

I coefficienti a, b, c vengono rielaborati nel seguente modo:

$$\begin{aligned}
 a &= (W_A - N_A \cos \beta - T \sin \beta) \cos \beta \\
 b &= -[(W_A - N_A \cos \beta - T \sin \beta) \sin \beta \tan \phi + (N_A \tan \delta + C_a) \sin \beta \cos \beta \\
 &\quad + (C + W_p \tan \phi) \sin \beta] \\
 c &= (N_A \tan \delta + C_a) \sin^2 \beta \tan \phi
 \end{aligned}$$

Questo approccio prevede il calcolo del fattore di sicurezza limitato ad un pendio isolato soggetto a scivolamento attraverso il contatto tra due diversi materiali.

La discarica di Torretta di Legnago prevede una buona parte di copertura schematizzabile come pendio semplice, tuttavia alcuni tratti comprendono due o anche tre declivi intervallati da banche di riposo. Per queste sezioni più complesse il dimensionamento e la verifica della GGR

vengono effettuati seguendo l'approccio proposto dall'Ing. L. E. Russo (2008) che verrà trattato nel paragrafo 5.6.

Ai fini del presente lavoro, per la stabilità dei pendii singoli si fa riferimento al metodo di Koerner and Soong, mentre per il dimensionamento della GGR si ricorre al secondo approccio. Utilizzando un'unica geogriglia di rinforzo per la medesima sezione si ha una corretta valutazione della forza di trazione che andrà a caratterizzare la progettazione della trincea di ancoraggio.

5.4 Metodo di Giroud (1995)

Il seguente metodo di verifica di stabilità di un terreno di copertura finale di una discarica è quello proposto nel 1989 da Giroud and Beech e successivamente perfezionato da Giroud nel 1995.

Le ipotesi su cui si fonda il modello sono le seguenti:

- Non è prevista l'insorgenza di forze di filtrazione lungo il pendio definito utilizzato per impostare la verifica di stabilità. Ciò non significa che il modello non sia in grado di gestire questa eventualità; è necessario però introdurre altri parametri che in questo caso non vengono considerati;
- Il pendio non può essere interessato da un battente idrico che riguarda lo sviluppo del versante medesimo;
- Il sistema di geosintetico utilizzato dispone di uno spessore uniforme lungo tutto lo sviluppo lineare del pendio;
- La superficie critica è la linea in corrispondenza della quale potenzialmente può avvenire lo scivolamento del sistema composito terreno-geosintetico;
- Il terreno di finitura è posto al di sopra della superficie critica di potenziale di scivolamento;
- Il geosintetico o i geosintetici sono posti sopra la superficie critica di scivolamento.

Il metodo adottato da Giroud si basa sulla teoria dell'equilibrio limite, assumendo l'ipotesi di pendio definito geometricamente suddiviso in due cunei. La superficie di separazione tra i due cunei è assunta verticale. I dati geometrici di partenza per la determinazione del pendio sono lo spessore t del terreno di riporto, l'altezza h e l'inclinazione β .

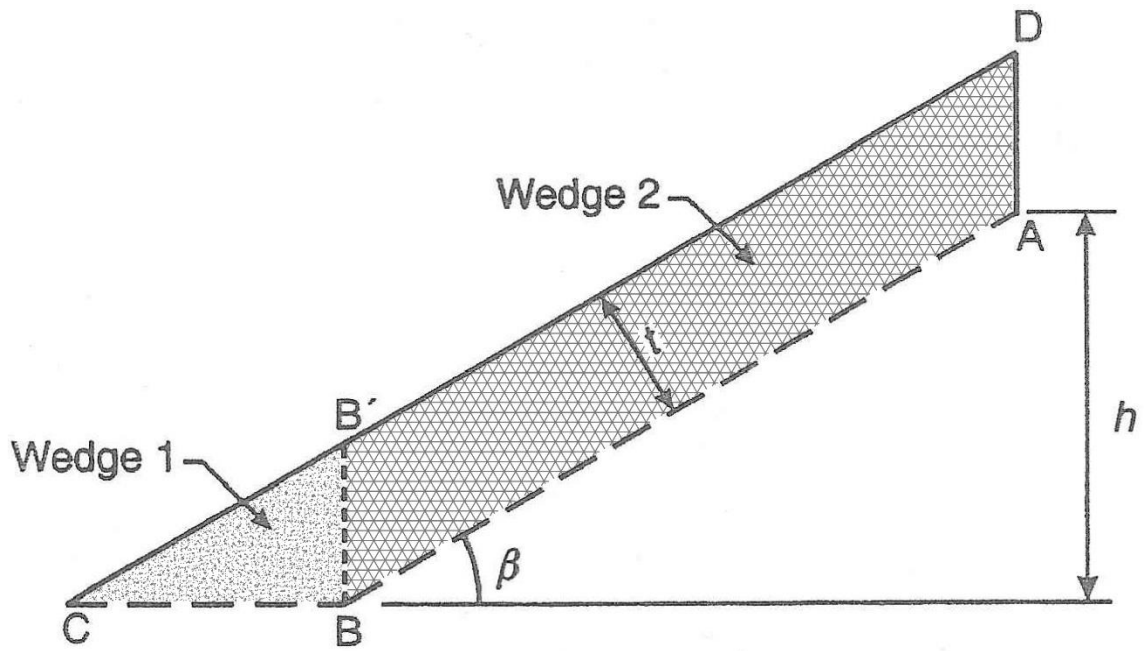


Figura 5-5: Schema del Modello di Giroud

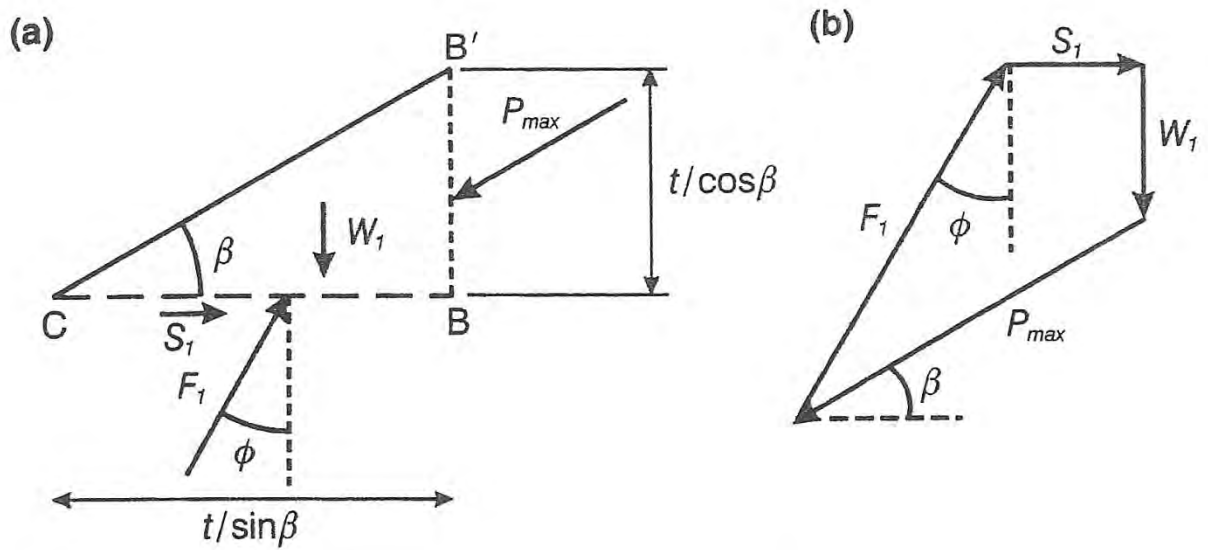
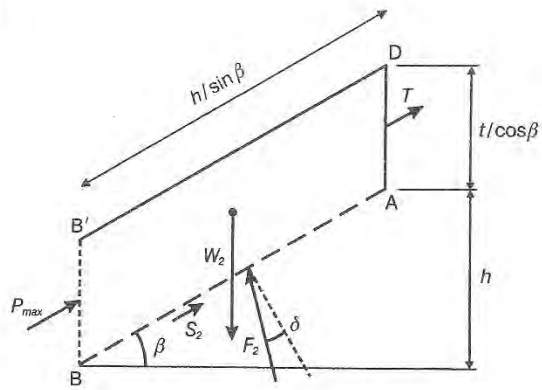


Figura 5-6: Cuneo 1 e poligonale delle forze

(a)



(b)

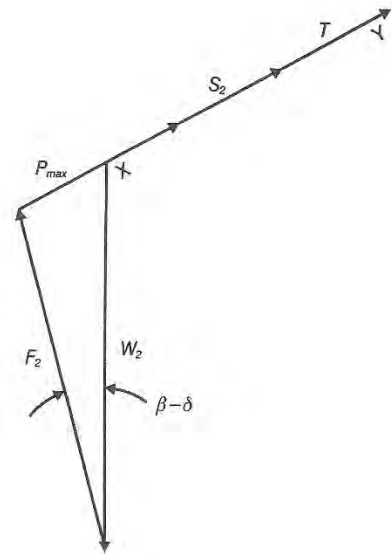


Figura 5-7: Cuneo 2 e poligono delle forze

$$FS = \frac{\tan \delta}{\tan \beta} + \frac{a}{\gamma t \sin \beta} + \frac{t}{h} \frac{\sin \phi}{\sin 2\beta \cos(\beta + \phi)} + \frac{c}{\gamma h} \frac{\cos \phi}{\sin \beta \cos(\beta + \phi)} + \frac{T}{\gamma h t} \quad (12)$$

$$FS = \frac{\tan \delta}{\tan \beta} + \frac{a}{\gamma t \sin \beta} + \frac{t}{h} \frac{\tan \phi / (2 \sin \beta \cos^2 \beta)}{1 - \tan \beta \tan \phi} + \frac{c}{\gamma h} \frac{1/\sin \beta \cos \beta}{1 - \tan \beta \tan \phi} + \frac{T}{\gamma h t} \quad (13)$$

Si riporta di seguito la tabella in figura 5-8 proposta da Giroud nel suo articolo che, oltre a definire i simboli utilizzati nella precedente formula, risulta essere estremamente valida per prendere dimestichezza con i diversi meccanismi che coinvolgono la stabilità di un pendio.

Slope	Infinite slope		Additional terms for finite slope		
Mechanism	Interface shear		Toe buttressing		Geosynthetic
Parameter	Interface friction	Interface adhesion	Soil internal friction	Soil cohesion	Geosynthetic tension
Symbol	δ	a	ϕ	c	T
General (Equation 12)	$\frac{\tan \delta}{\tan \beta} + \frac{a}{\gamma t \sin \beta} + \frac{t}{h} \frac{\sin \phi}{\sin(2\beta) \cos(\beta + \phi)} + \frac{c}{\gamma h} \frac{\cos \phi}{\sin \beta \cos(\beta + \phi)} + \frac{T}{\gamma h t}$				
General (Equation 13)	$\frac{\tan \delta}{\tan \beta} + \frac{a}{\gamma t \sin \beta} + \frac{t}{h} \frac{\tan \phi / (2 \sin \beta \cos^2 \beta)}{1 - \tan \beta \tan \phi} + \frac{c}{\gamma h} \frac{1 / (\sin \beta \cos \beta)}{1 - \tan \beta \tan \phi} + \frac{T}{\gamma h t}$				
$\phi = 0$	$\frac{\tan \delta}{\tan \beta} + \frac{a}{\gamma t \sin \beta} + 0 + \frac{c}{\gamma h \sin \beta \cos \beta} + \frac{T}{\gamma h t}$				
$\phi \nearrow$	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\nearrow	\nearrow	\leftrightarrow
$\beta \nearrow$	\searrow	\searrow	\searrow	\searrow	\leftrightarrow
$h \nearrow$	\leftrightarrow	\leftrightarrow	\searrow	\searrow	\searrow
$\gamma \nearrow$	\leftrightarrow	\searrow	\leftrightarrow	\searrow	\searrow
$t \nearrow$	\leftrightarrow	\searrow	\nearrow	\leftrightarrow	\searrow

Figura 5-8: Sintesi del metodo di Giroud

Nello schema le equazioni chiamate 12 e 13 sono equivalenti. Una freccia verso l'alto indica un incremento del parametro considerato e del corrispondente effetto all'interno della formula, verso il basso un decremento, orizzontale non comporta modifiche di sorta. Per esempio se lo spessore t aumenta: il primo termine dell'equazione non varia, il secondo decresce, il terzo aumenta (salvo per angolo di attrito nullo, in qual caso esso è zero) il quarto non varia e l'ultimo decresce.

Questo metodo è stato nel presente caso utilizzato come verifica dei risultati ottenuti con i metodi precedentemente descritti garantendo la correttezza della soluzione proposta. In questo elaborato vengono studiate tutte le soluzioni disponibili in letteratura andando poi a confrontare i risultati ottenuti in un foglio elettronico. Si preannuncia il fatto che tutti i metodi implementati hanno fornito risultati molto simili, confortandoci sulla effettiva validità dei modelli.

5.5 Metodo di Koerner and Soong per la riprofilatura del pendio (1998)

Qualora la verifica di stabilità del solo terreno di copertura non dovesse essere soddisfatta si può ricorrere ad una modifica della geometria dei declivi mediante l'apporto di nuovo materiale e la risagomatura della (o delle) sezione più problematica.

Questo tipo di intervento si può effettuare in due modi: nel primo si ricorre al posizionamento di una piccola berma al piede del pendio in modo da aumentare il volume del cuneo passivo con lo scopo di stabilizzare il fronte, come si può vedere in figura 5-9.

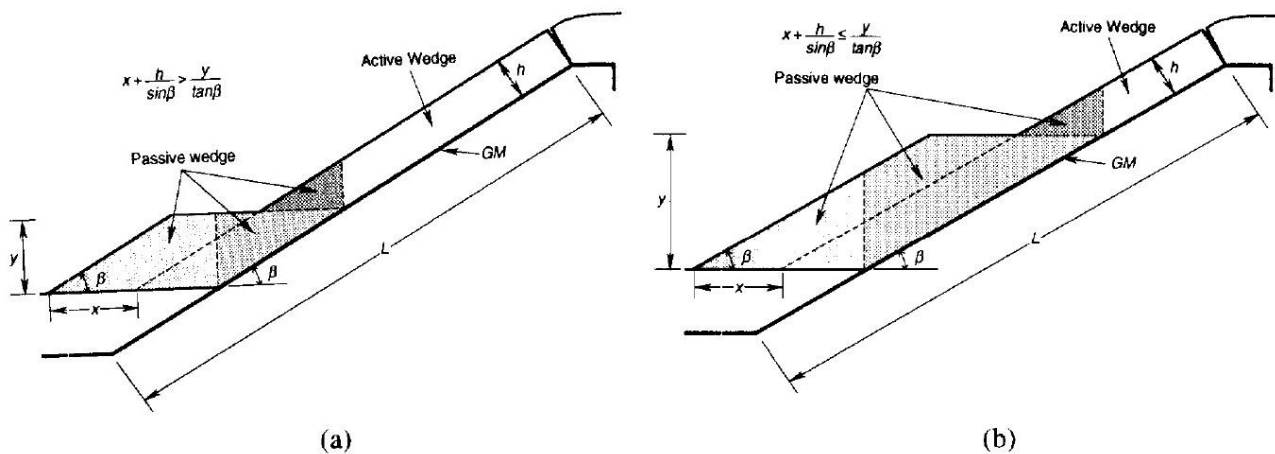


Figura 5-9: Posizione e dimensioni della berma aggiuntiva

Questa soluzione non è però la più valida a stabilizzare coperture con spessori limitati. Accade infatti che il materiale del cuneo attivo scorra sopra la sommità della berma; inoltre necessita di enormi quantità di materiale (si è in condizioni di stato piano quindi la sezione modificata si svilupperà anche per diverse centinaia di metri: situazione non realizzabile, da scartare). Al contrario risulta essere l'intervento migliore per rilevati ed opere di tenuta idraulica, dove la necessità di sviluppare una forza orizzontale stabilizzante è maggiore.

L'intervento utilizzato nel caso in esame consiste nella riprofilatura del pendio con spessore gradualmente vario. Il fattore di sicurezza aumenta in proporzione con il nuovo spessore di terreno al piede. Come per i metodi visti in precedenza, si ricorrerà alla soluzione di un'equazione di secondo grado avente come incognita il fattore di sicurezza.

L'analisi prevede la presenza di una frattura in cresta e la definizione della nuova pendenza del profilo ω , con il vincolo geometrico $\omega < \beta$.

La simbologia è identica a quella presente nei metodi di Koerner e Soong trattati precedentemente con la definizione delle nuove variabili:

h_c = spessore della copertura in sommità;

h = spessore del terreno al piede;

$$y = \left(L - \frac{h}{\sin \beta} - h_c \tan \beta \right) (\sin \beta - \cos \beta \tan \omega)$$

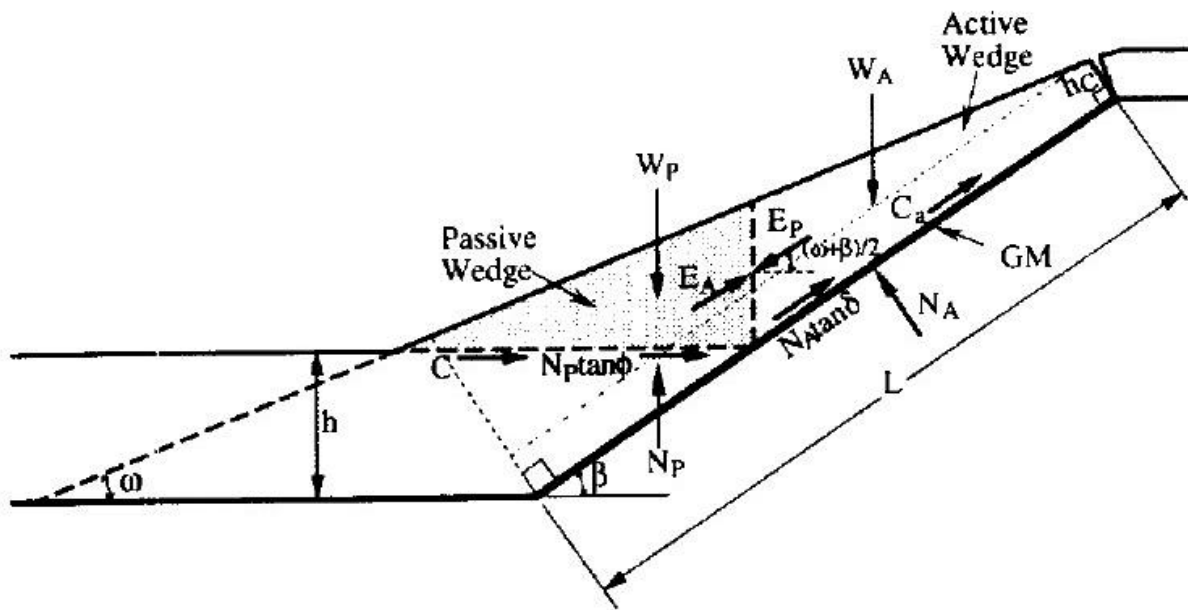


Figura 5-10: Schema di riprofilatura del pendio

La soluzione è:

$$FS = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$a = (W_A - N_A \cos \beta) \cos\left(\frac{\omega + \beta}{2}\right)$$

$$b = -\left[(W_A - N_A \cos \beta) \sin\left(\frac{\omega + \beta}{2}\right) \tan \phi + (N_A \tan \delta + C_a) \sin \beta \cos\left(\frac{\omega + \beta}{2}\right) + (C + W_p \tan \phi) \sin\left(\frac{\omega + \beta}{2}\right) \right]$$

$$c = (N_A \tan \delta + C_a) \sin \beta \sin\left(\frac{\omega + \beta}{2}\right) \tan \phi$$

L'intervento consente un notevole incremento del fattore di sicurezza, ma di contro si registra un aumento molto sensibile dei volumi di terreno in gioco e il progressivo allontanamento del profilo dal piede originario con il diminuire di ω . Questa soluzione deve essere attentamente valutata, ma risulta ottimale perché permette di mantenere la geometria originale e soprattutto può essere adottata solo nelle porzioni di rilevato che non risultano verificate con il metodo Koerner and Soong classico.

5.6 Sezioni multi pendio

Come anticipato nel paragrafo 5.3, il calcolo degli sforzi da applicare ai geosintetici di rinforzo nelle sezioni caratterizzate dalla presenza di berme intermedie si effettua seguendo il metodo descritto nell'articolo dell'Ing. L.E. Russo "Design Method for Cover Soil Stability of Lined Multi-slope/berm Systems using Continuous Geogrid Reinforcement" (2008).

Nelle interfacce caratterizzate da basso angolo di attrito (in particolare quelle tra geomembrana e geocomposito drenante) è necessario prevedere delle geogriglie che siano in grado di assorbire le tensioni instabilizzanti; queste tensioni devono essere scaricate in apposite trincee, collocate usualmente sulla sommità del pendio.

I modelli di calcolo più diffusi contemplano un pendio unico; in presenza di una banca di riposo essi prevedono la valutazione separata di singoli pendii, come riportato nelle seguenti figure 5-11 e 5-12.

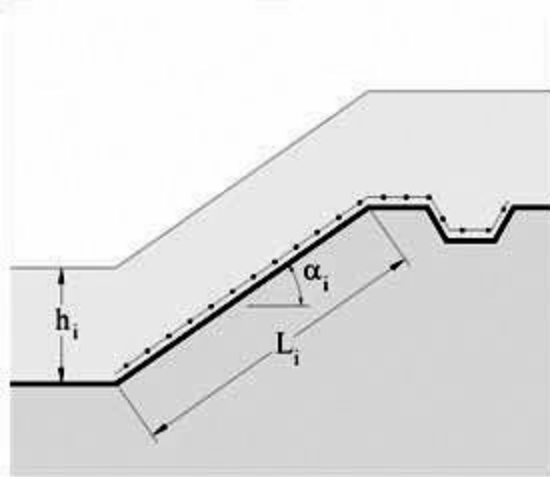


Figura 5-11: Posizione dell'ancoraggio per pendio isolato

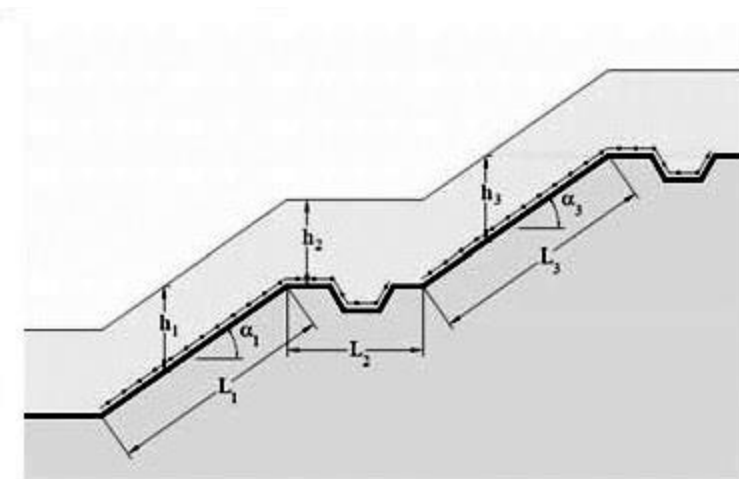


Figura 5-12: Sistema multipendio con ancoraggi multipli

Questa assunzione comporta l'interruzione della continuità delle geogriglie, con due effetti negativi: la difficoltà di installazione e la necessità di realizzare più ancoraggi, dovendo prevedere scavi nelle banche intermedie; quest'ultima condizione infatti non è sempre attuabile nelle vecchie coperture di discarica.

D'altro canto il vantaggio di minimizzare le trincee di ancoraggio e di disporre un unico tipo di geogriglia su tutto il pendio risulta del tutto evidente.

Nel seguito, sarà proposto un metodo per determinare lo sforzo di trazione nella geogriglia di rinforzo e le dimensioni della trincea di ancoraggio in un sistema costituito da "n" pendii e "n-1" banche di riposo, tenendo conto delle pendenze e delle lunghezze dei pendii.

Un aspetto da tenere in debito conto, nel caso proposto di impiego di geogriglia continua, è il possibile sollevamento della stessa in corrispondenza degli angoli concavi, con il conseguente rischio di scivolamento. Questo complesso fenomeno è stato analizzato in forma assai semplificata, utilizzando il "principle of cables".

Nella seguente figura 5-13 è riportato lo schema di calcolo multipendio con unica geogriglia.

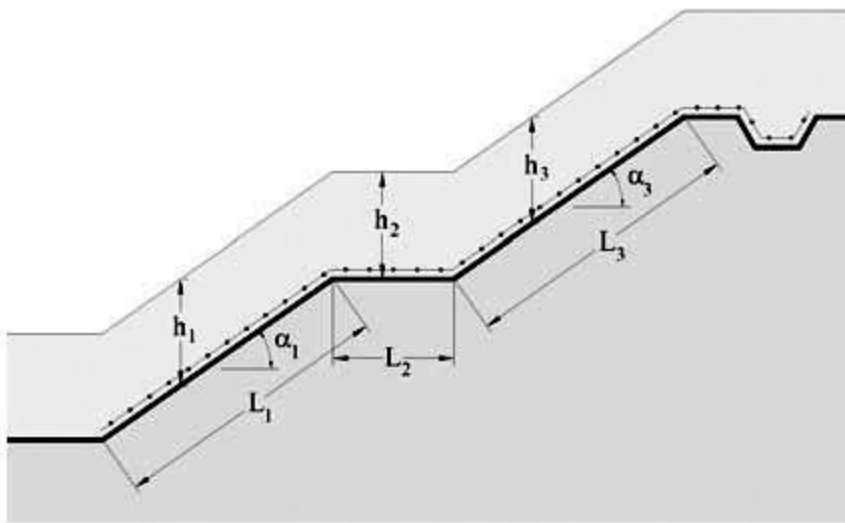


Figura 5-13: Sistema multipendio con un unico ancoraggio

Come accennato, una sequenza di pendii e banche di riposo intermedie, con trincea di ancoraggio in sommità, porta ad analizzare tre casi tipici:

1) Pendii rettilinei

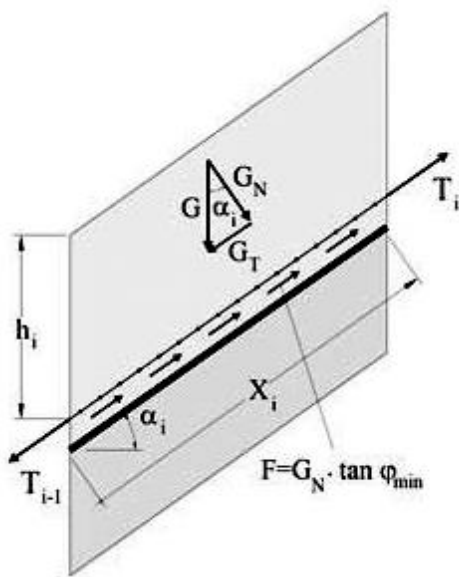


Figura 5-14: Schema per pendio isolato

Il calcolo della tensione di trazione della geogriglia posta su un pendio rettilineo può condursi semplicemente applicando le equazioni di equilibrio dal sistema riportato nella figura 5-14.

Assumendo

$$\tan\phi > 1,1 \tan\alpha$$

$$G = \gamma h x$$

$$G_N = \gamma h x \cos\alpha$$

$$G_T = \gamma h x \sin\alpha$$

$$F = G_N \tan\phi$$

Per l'equilibrio $\sum F_T = 0$, da cui si ottiene

$$T_i = \gamma h x (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi_{\min}) + T_{i-1}$$

dove si sono indicati con

G = peso totale del suolo;

G_N = componente normale di G rispetto al pendio;

G_T = componente tangenziale di G rispetto al pendio;

γ = peso di volume del suolo;

h = spessore del suolo;

x = ascissa variabile lungo il pendio, compresa fra 0 e L , lunghezza del pendio ;

ϕ_{\min} = minimo angolo di attrito dell'interfaccia critica;

F = resistenza d'attrito;

T = tensione di trazione nella geogriglia.

Nel caso di coperture multistrato, come quella in esame, con la presenza di diversi tipi di geosintetici (geocompositi, geomembrane, ecc.), l'angolo ϕ_{\min} è relativo all'interfaccia critica, vale a dire quella che presenta il minimo angolo di attrito fra i vari strati.

Quando l'inclinazione del pendio α è maggiore di ϕ_{\min} , le forze instabilizzanti sono maggiori di quelle stabilizzanti e i materiali posti al di sopra dell'interfaccia critica tendono a scorrere. La geogriglia ha la funzione di supplire le mancanze delle forze stabilizzanti; pertanto deve essere in grado di resistere alle tensioni di lavoro nel corso della vita utile dell'opera con un adeguato fattore di sicurezza.

2) Trasmissione della tensione di trazione nella geogriglia attraverso angoli convessi,

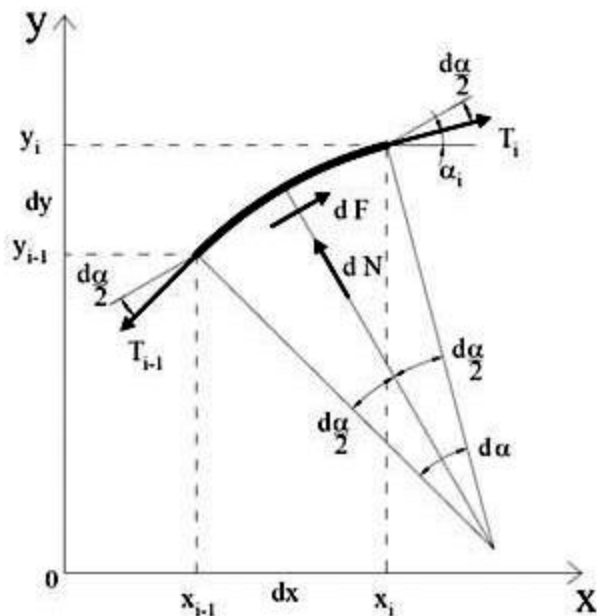


Figura 5-15: Schema di calcolo per angoli convessi

Il calcolo della variazione di tensione nella geogriglia dopo un cambiamento di direzione lungo un angolo convesso è condotto utilizzando il modello rappresentato nella figura 5-15.

Quando la geogriglia è sottoposta a trazione si ha una tensione T_{i-1} prima dell'angolo. Non appena la geogriglia cambia direzione intorno all'angolo esercita una pressione nella parte

concava comprimendo la sottostante superficie. L'attrito fra la geogriglia e la curvatura dell'angolo genera un decremento progressivo della tensione, fino all'uscita dall'angolo. Nella figura è considerato un segmento d'angolo infinitesimo fra due punti (x_{i-1}, y_{i-1}) e $(x_i = x_{i-1} + dx, y_i = y_{i-1} + dy)$, in cui sono applicate le forze tangenziali T_{i-1} e T_i , con angoli sulla tangente α_{i-1} e α_i rispettivamente, riferiti all'orizzontale.

La resistenza d'attrito fra la geogriglia e la superficie di contatto è dF , che dipende dalla forza normale dN e dall'angolo di attrito ϕ_{min} .

Dall'equilibrio delle forze parallele alla superficie e ortogonali ad essa, si ottiene la formula

$$T_i = \frac{T_{i-1}}{e^{\tan \phi_{min} \Delta\alpha}}$$

dove $\Delta\alpha$ è l'angolo compreso tra T_{i-1} e T_i .

Dall'analisi dell'equazione si evince che:

- la forma della curva può essere trascurata nel calcolo della riduzione della trazione nella geogriglia;
- T_i decresce esponenzialmente con l'incremento di ϕ_{min} e $\Delta\alpha$. Da ciò deriva che maggiore è l'angolo di attrito e il cambiamento di direzione, maggiore è la riduzione della trazione nella geogriglia.

In questo modello il peso del terreno sulla curva è stato trascurato. Tale semplificazione può essere accettata perché la lunghezza della curva è molto piccola rispetto allo sviluppo del pendio in entrambi i lati dell'angolo.

3) Trasmissione della tensione di trazione nella geogriglia attraverso angoli concavi e controllo del sollevamento

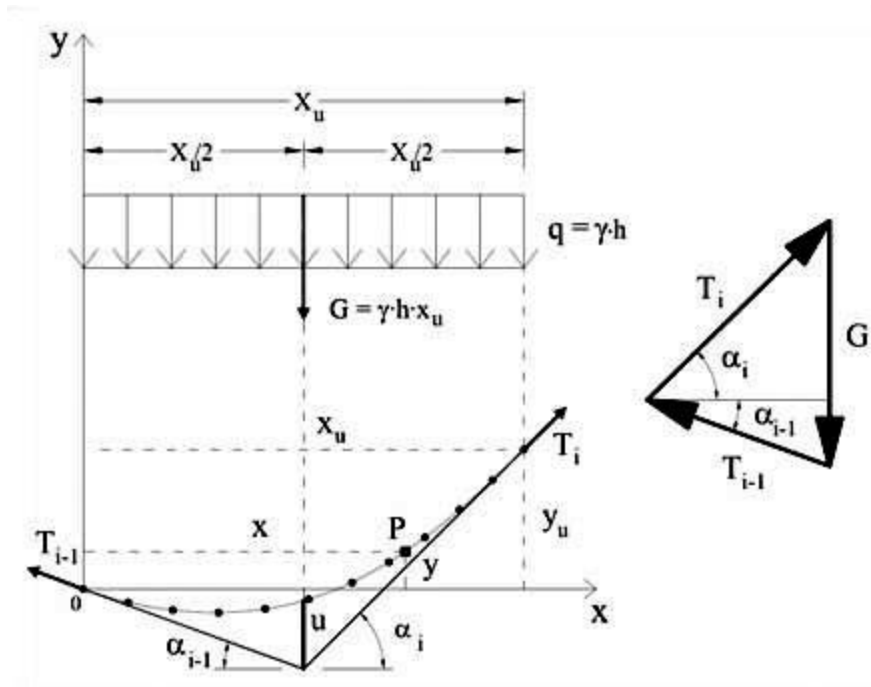


Figura 5-16: Schema di calcolo per angoli concavi

Le geogriglie sono in grado di assorbire esclusivamente tensioni di trazione. Se sono disposte in un angolo, tendono ad esercitare una pressione su di esso se sottoposte a trazione. Nel caso

di angoli concavi, la pressione è scaricata sullo strato di terreno sovrastante, se la risultante di questa pressione ha una componente verticale è possibile il sollevamento di tale strato.

Detto sollevamento costituisce un problema assai complesso, ma può essere analizzato con un approccio semplificato applicando il principio delle funi caricate uniformemente. La geogriglia, caricata con il peso dello strato di terreno sovrastante, assume la forma di una catenaria.

Per piccoli rapporti curvatura/passaggio (1:8 o minori) è possibile approssimare la forma della curva a una parabola senza produrre significativi errori dal punto di vista dei risultati pratici. La figura 5-16 mostra un "angolo tipo" con i dati di input: gli angoli del pendio α_{i-1} e α_i (in entrambi i disegni), la tensione di trazione T_{i-1} , lo spessore del terreno di copertura e il suo peso di volume γ .

Il peso del terreno di copertura può essere rappresentato con un sovraccarico uniforme verticale.

La geogriglia deve essere in equilibrio sotto l'azione di tre forze: il peso del suolo di copertura e le due forze di trazione T_{i-1} e T_i , applicando le condizioni di equilibrio si determinano la tensione di trazione T_i che sarà trasmessa al successivo tratto

$$T_i = T_{i-1} \frac{\cos \alpha_{i-1}}{\cos \alpha_i}$$

e la distanza di sollevamento x_u

$$x_u = \frac{T_{i-1}}{\gamma h} (\cos \alpha_{i-1} \tan \alpha_i + \sin \alpha_{i-1}).$$

La distanza x_u indica il tratto totale soggetto a sollevamento, in proiezione orizzontale, distribuito in due metà $x_u/2$ per ogni tratto.

Dall'osservazione dell'equazione possiamo notare che negli angoli concavi c'è sempre un effetto di sollevamento; infatti, lo spessore della copertura dovrebbe essere infinito per ottenere un valore di $x_u = 0$ ($x_u \rightarrow 0$ se $h \rightarrow \infty$).

- Determinazione del sollevamento verticale "u" nell'angolo:

Dalla precedente figura 5-16 si evince che il valore di "u" può essere determinato con la seguente espressione:

$$u = \frac{\gamma h x_u^2}{8 T_{i-1} \cos \alpha_{i-1}}$$

Osservando l'equazione è possibile notare che il sollevamento "u" è uguale alla curvatura della parabola.

Da ciò, osservando le ultime due equazioni si deduce che negli angoli concavi con $T_{i-1} \neq 0$ e quindi è sempre presente un effetto di sollevamento (anche se piccolo) che non può essere evitato, ma deve essere limitato. Questo effetto può essere ridotto incrementando lo spessore "h", il peso di volume del suolo di copertura sul tratto in oggetto (berma) e/o assegnando una contro-inclinazione alla berma (incrementando α_{i-1}).

I calcoli di progetto saranno condotti come indicato nella seguente figura 5-17, che riporta la sequenza delle procedure di progetto.

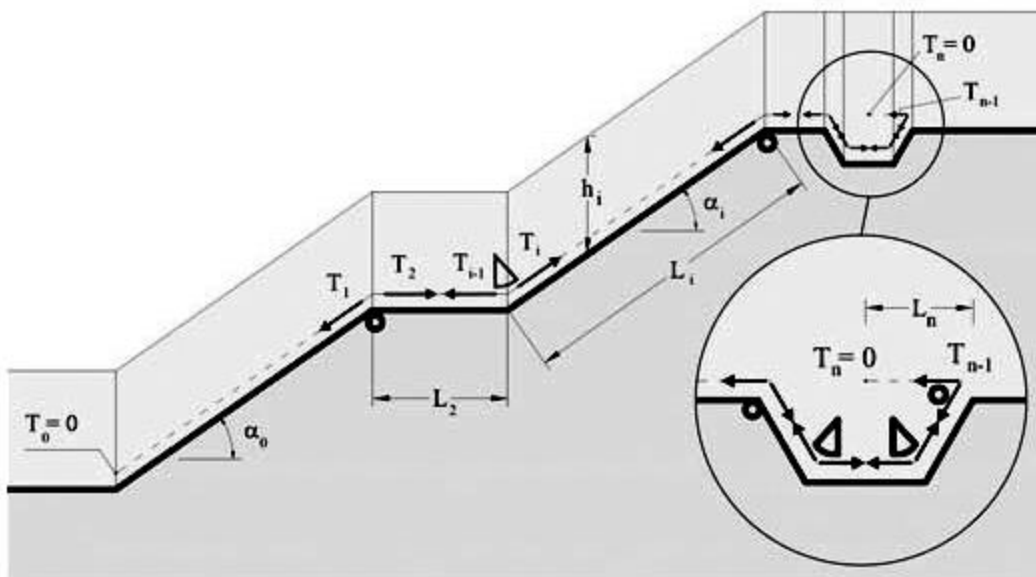


Figura 5-17: Schema di calcolo completo

Una volta definita la geometria del profilo dell'intero pendio (scarpate e berme) e lo spessore del terreno di copertura, il calcolo inizia considerando il sistema multipendio dal basso verso l'alto, così le forze di trazione nella geogriglia sono calcolate progressivamente.

Dapprima è necessario individuare ogni situazione locale con le proprie caratteristiche geometriche, quali: lunghezza dei vari tratti, angoli convessi (identificati dai simboli circolari nella figura) e angoli concavi che inducono sollevamento (simboli triangolari nella figura). Poi si procede dal piede del pendio, laddove la tensione di trazione sulla geogriglia è nulla ($T_0 = 0$), fino alla cresta, seguendo il verso dell'incremento della trazione nella geogriglia.

Prima dell'angolo la trazione nella geogriglia è calcolata tramite l'equazione

$$T_i = \gamma h x (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi_{min}) + T_{i+1} \quad (1)$$

Il calo della trazione nella geogriglia dovuto all'angolo convesso è calcolato con l'equazione

$$T_i = \frac{T_{i-1}}{e^{\tan \phi_{min} \Delta \alpha}}$$

Introducendo come valore di input i valori della tensione di trazione precedentemente determinato, dell'angolo che definisce il cambio di direzione e dell'angolo di attrito.

Lungo la prima berma si procede applicando ancora l'equazione (1) tenendo in conto che la forza di trazione T_{i-1} è quella ottenuta dopo il primo angolo. Se la forza calcolata T_i è ≤ 0 , che significa che la geogriglia non lavora e che il successivo pendio può essere calcolato come il primo, imponendo nuovamente $T_{i-1} = 0$; diversamente, in coincidenza con l'angolo concavo, la forza di trazione T_i trasmessa al successivo tratto deve essere calcolata con l'equazione

$$T_i = T_{i-1} \frac{\cos \alpha_{i-1}}{\cos \alpha_i}$$

Questa procedura deve essere applicata nel rimanente pendio e nella trincea di ancoraggio. Il progetto può essere sempre ottimizzato modificando la geometria del pendio.

Nei sistemi multipendio realizzati con rinforzi continui, il suolo di copertura dev'essere in primis posto in opera nelle superfici orizzontali (le banche di riposo) e nelle trincee di ancoraggio, così da fissare la geogriglia ed evitare problemi di sollevamento.

È evidente come sia necessario indicare nel progetto la sequenza di realizzazione, tenendo in conto i carichi di breve termine nella fase di realizzazione poiché potrebbero generare situazioni più critiche di quelle relative ai carichi nella configurazione finale.

6 TRINCEE DI ANCORAGGIO IN SOMMITÀ

Nel calcolo della resistenza richiesta ad una trincea di ancoraggio è necessario conoscere le caratteristiche geometriche dell'ancoraggio e le caratteristiche d'attrito dei materiali.

Si possono effettuare molti tipi di ancoraggio, la scelta dipende dalle caratteristiche specifiche del sito, dai carichi applicati e dall'area che si ha disposizione per eventuali scavi.

La figura 6-1 mostra le più comuni tipologie di ancoraggio utilizzate:

- i. Lineare (semplice run-out);
- ii. Rettangolare;
- iii. Rettangolare a L (L-Shape);
- iv. A forma di U oppure di V (U-Shape o V-Shape).

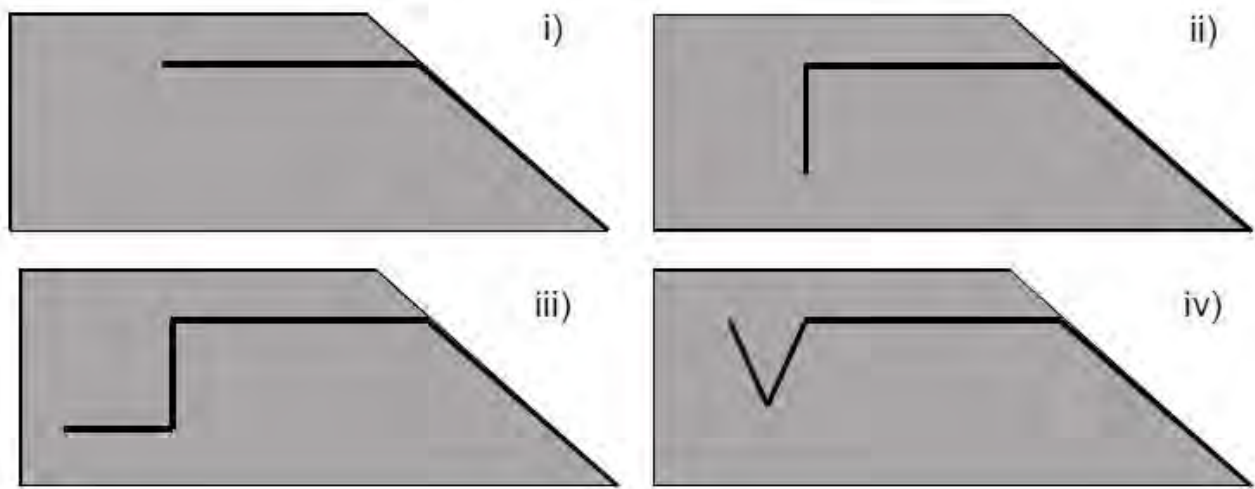


Figura 6-1: Tipologie di ancoraggio

Per tutti i tipi di ancoraggio sono stati sviluppati diversi metodi di analisi, presenti in letteratura (Briançon, 2003; Koerner, 1998 and 2005; Hulling et Sansone, 1997; Villard and Chareyre, 2004). Le ipotesi comuni sono:

- La geometria dell'ancoraggio è rappresentata schematicamente con segmenti lineari;
- La rottura avviene solo per scorrimento all'interfaccia critica;
- Gli sforzi di taglio τ che possono essere generati all'interfaccia sono uguali al massimo sforzo τ_{max} corrispondente allo stato limite di scivolamento;
- L'attrito all'interfaccia è governato dal criterio di Mohr-Coulomb: $\tau_{max} = \sigma_n \tan\phi_n$, dove σ_n e ϕ_n sono rispettivamente lo sforzo normale agente all'interfaccia prima del pull-out e l'angolo di attrito;
- Il contributo del primo segmento all'ancoraggio totale può essere considerato come una forza F_i calcolata integrando la sollecitazione di taglio τ_{max} su entrambi i lati del geosintetico.

Le differenze principali tra i vari metodi riguardano le ipotesi su:

- Il comportamento del terreno di copertura: se il terreno è considerato una massa rigida, il geosintetico e il terreno stesso si muovono insieme. I massimi sforzi che possono essere

soportati corrispondono allo stato limite di equilibrio di tutti i punti dell'interfaccia tra terreno e geosintetico. Il valore della capacità di ancoraggio della trincea dev'essere quindi determinato considerando la distribuzione degli sforzi normali σ_n su ogni tratto dell'interfaccia. Se invece il terreno può durante il movimento deformarsi e rompersi, deve essere tenuto in considerazione anche il suo comportamento a rottura;

- Gli effetti di bordo sulla forza di pull-out: il cambio di direzione che si ha nell'angolo può modificare lo stato tensionale sul geosintetico ($T \rightarrow T'$ in figura 6-2);
- Lo stato tensionale nel tratto verticale: nel segmento verticale si deve considerare uno stato tensionale differente.

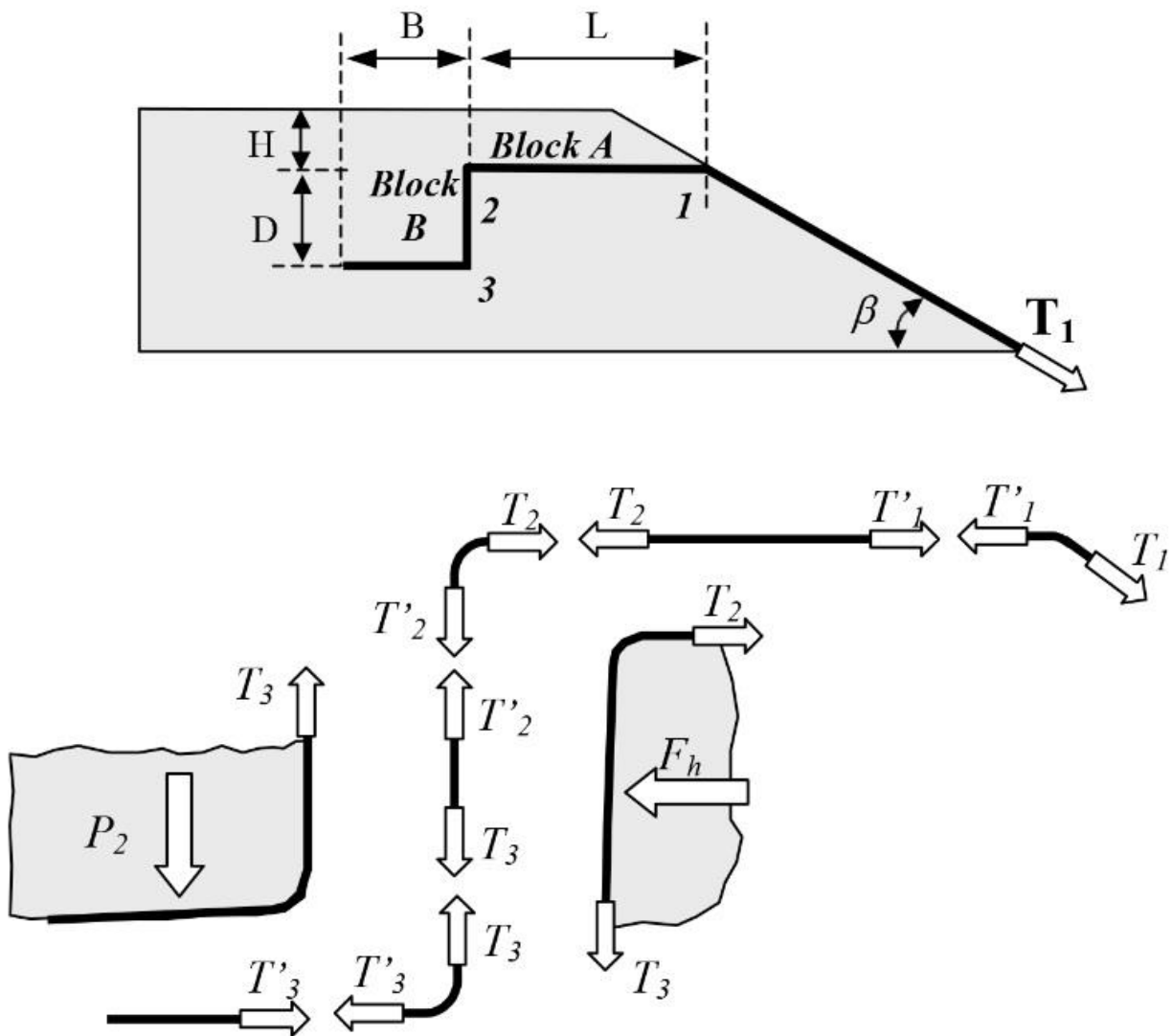


Figura 6-2: Bilancio delle forze nel metodo analitico proposto da Villard et al. (2004)

6.1 Ancoraggio Lineare

La figura 6-3 descrive il caso di una geomembrana a sfilamento, senza ancoraggio, nonché le forze e le tensioni coinvolte. Riguardo il terreno di copertura, si assume che esso applichi uno sforzo normale a causa del suo peso, ma che non contribuisca all'attrito sopra il geosintetico; questo perché si muove con la geomembrana quando si deforma e quindi non produce sforzi tangenziali.

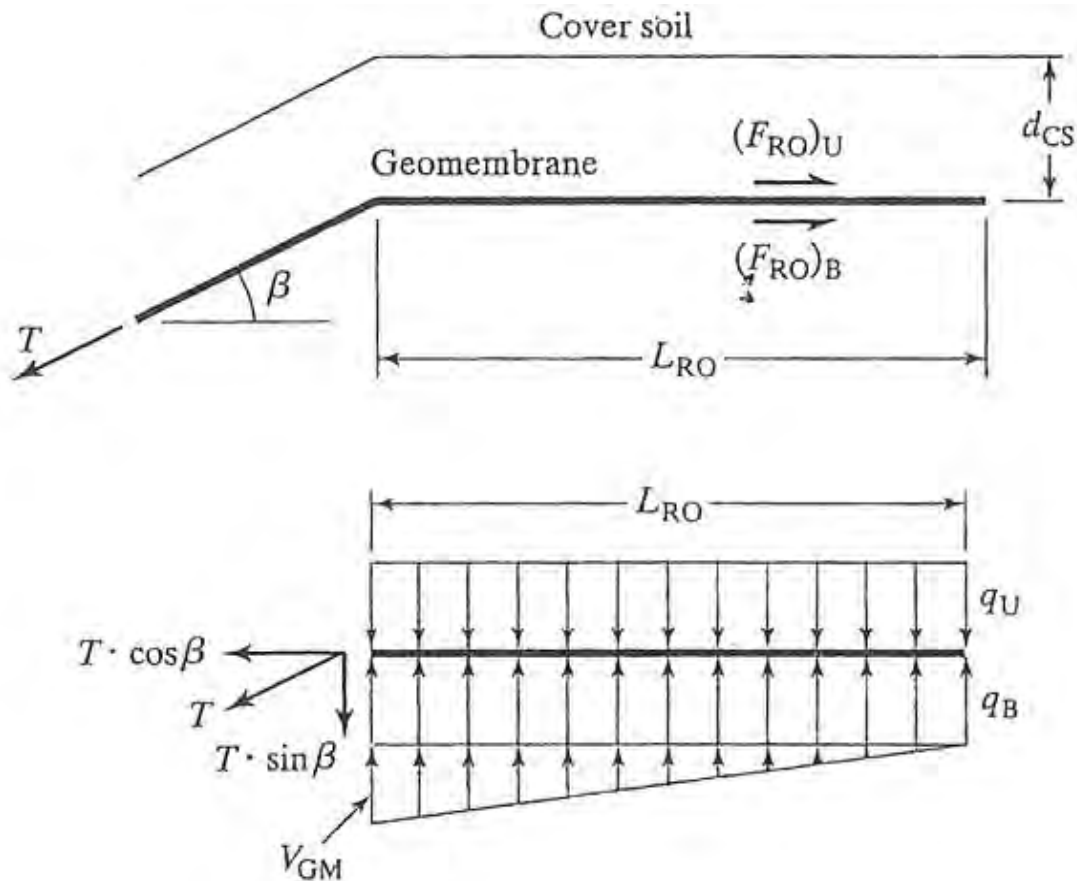


Figura 6-3: Ancoraggio lineare (run-out)

Come si vede in figura, per l'equilibrio dovrà essere $\sum F_V = 0$, quindi

$$T \sin \beta = 0.5 V_{GM} L_{RO}$$

Assumendo $q_U = q_B = \gamma_s d_{CS}$,

$$V_{GM} = \frac{2 T \sin \beta}{L_{RO}}$$

Da e $\sum F_H = 0$,

$$T \cos \beta = F_{RO U} + F_{RO B}$$

La forza d'attrito all'interfaccia superiore della geomembrana con il terreno è data da

$$F_{RO U} = q_U L_{RO} \tan \delta_F,$$

ma non viene considerata nella seguente analisi perché probabilmente il terreno di copertura si muove con la geomembrana.

La forza di attrito che si ha sulla faccia inferiore della geomembrana a sfilamento è

$$F_{RO B} = (q_B + 0,5 V_{GM}) L_{RO} \tan \delta_C$$

sostituendo si ottiene

$$T \cos \beta = q_B L_{RO} \tan \delta_C + T \sin \beta \tan \delta_C$$

giungendo infine alla formula

$$T = \frac{\gamma_s d_{cs} L_{RO} \tan \delta_c}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_c}$$

Si definiscono ora i simboli presenti nello schema

T = forza di trazione che la geomembrana può sopportare per unità di larghezza;

V_{GM} = forza verticale dovuta alla trazione della geomembrana;

L_{RO} = lunghezza di ancoraggio (incognita);

δ_c = angolo d'attrito tra terreno sottostante e geomembrana;

γ_s = peso di volume del terreno di copertura;

d_{cs} = profondità del terreno di copertura;

β = angolo di inclinazione del pendio, misurato rispetto all'orizzontale.

6.2 Ancoraggio rettangolare

Il caso di una trincea di ancoraggio rettangolare posizionata alla fine della sezione di sfilamento è illustrato in figura 6-4.

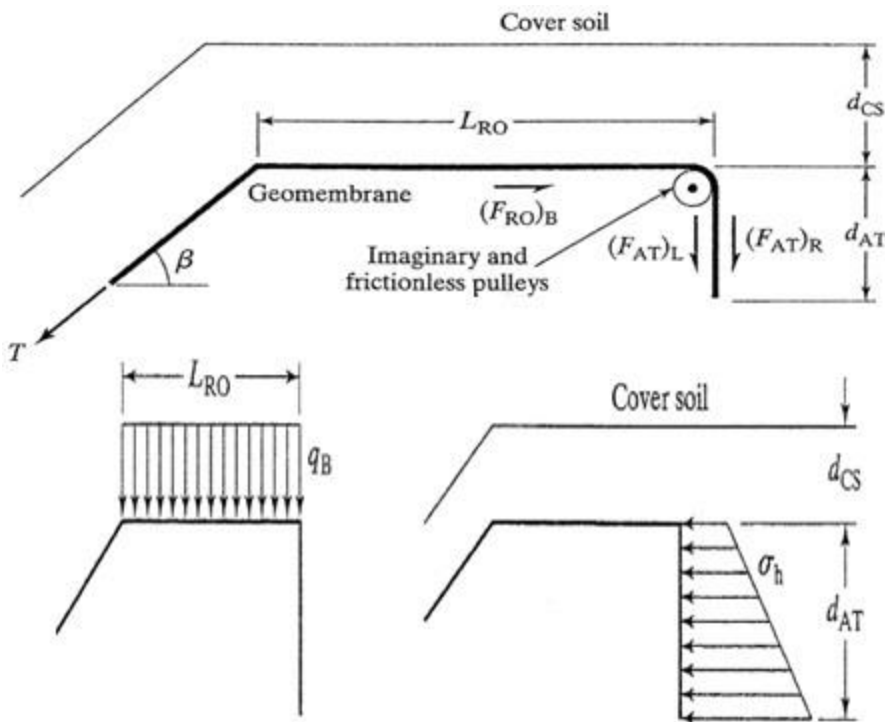


Figura 6-4: Trincea di ancoraggio rettangolare

Questa tipologia di trincea di ancoraggio richiede particolari assunzioni riguardanti lo stato tensionale dentro la trincea e il suo meccanismo di resistenza.

Al fine di stabilire un equilibrio statico, viene idealmente posizionata una carrucola immaginaria priva di attrito sull'angolo superiore della trincea, come si vede in figura 6-4; questo permette alla geomembrana di essere considerata come un corpo continuo per tutta la sua lunghezza.

Come si vede in figura, per l'equilibrio dovrà essere $\sum F_V = 0$, quindi

$$T \sin \beta = 0.5 V_{GM} L_{RO}$$

La pressione del terreno di copertura distribuita sulla lunghezza di sfilamento è $q_B = \gamma_s d_{cs}$, la spinta laterale del suolo agente su entrambi i lati della geomembrana infossata nella trincea è

$$P_L = P_R = k_0 \gamma_s (d_{cs} + d_{AT}) d_{AT}$$

La forza verticale dovuta alla trazione della geomembrana è

$$V_{GM} = \frac{2 T \sin\beta}{L_{RO}}$$

La forza d'attrito presente all'interfaccia tra terreno di copertura e geomembrana è sempre trascurata perché il terreno di copertura si muove con la geomembrana.

Dall'equilibrio delle forze orizzontali $\sum F_H = 0$ si ha che

$$T \cos\beta = F_{RO_B} + F_{AT_L} + F_{AT_R}$$

$$F_{RO_B} = q_B L_{RO} \tan\delta_C + T \sin\beta \tan\delta_C$$

Dato che $q_B = \gamma_s d_{cs}$,

$$F_{RO_B} = \gamma_s d_{cs} L_{RO} \tan\delta_C + T \sin\beta \tan\delta_C$$

La forza d'attrito tra il lato sinistro della geomembrana e quello della trincea di ancoraggio è

$$F_{AT_L} = \sigma_{h_{ave}} d_{AT} \tan\delta_C \quad (1)$$

La forza d'attrito tra il lato destro della geomembrana e quello della trincea di ancoraggio è

$$F_{AT_R} = \sigma_{h_{ave}} d_{AT} \tan\delta_F \quad (2)$$

dove

$$\sigma_{h_{ave}} = k_0 \sigma_{v_{ave}}$$

$$k_0 = 1 - \sin\phi$$

$$\sigma_{v_{ave}} = \gamma_s (d_{cs} + d_{AT})$$

Sostituendo nelle equazioni (1) e (2), dopo alcuni semplici passaggi matematici, si giunge alla formula

$$T = \frac{\gamma_s d_{cs} L_{RO} \tan\delta_C + (1 - \sin\phi) \gamma_s (d_{cs} + 0,5 d_{AT}) d_{AT} (\tan\delta_C + \tan\delta_F)}{\cos\beta - \sin\beta \tan\delta_C}$$

È importante notare che questo caso ha come risultato un'equazione con due incognite, quindi è necessario fissare L_{RO} oppure d_{AT} per calcolare l'altra.

Si definiscono ora i simboli utilizzati nello schema

T = forza di trazione che la geomembrana può sopportare per unità di larghezza;

F_{RO_B} = forza d'attrito al di sotto della geomembrana;

F_{AT_L} = forza d'attrito tra il lato sinistro della geomembrana e quello della trincea di ancoraggio;

F_{AT_R} = forza d'attrito tra il lato destro della geomembrana e quello della trincea di ancoraggio;

$\sigma_{h_{ave}}$ = tensione orizzontale media nella trincea di ancoraggio;

$\sigma_{v_{ave}}$ = tensione verticale media nella trincea di ancoraggio;

k_0 = coefficiente di spinta a riposo;

L_{RO} = lunghezza di ancoraggio (incognita);

δ_C = angolo d'attrito tra terreno sottostante e geomembrana;

δ_F = angolo d'attrito tra terreno di riempimento e geomembrana;

ϕ = angolo di attrito del terreno di riempimento della trincea;

γ_s = peso di volume del terreno di copertura;

d_{cs} = profondità del terreno di copertura;

d_{AT} = profondità della trincea di ancoraggio (incognita);

β = angolo di inclinazione del pendio, misurato rispetto all'orizzontale.

6.3 Ancoraggio rettangolare a L

La geomembrana può anche essere estesa lungo il fondo della trincea per cercare di incrementarne la resistenza, questa tipologia di ancoraggio è chiamata trincea rettangolare a L. Un tipico schema di questo tipo di trincea è mostrato in figura 6-5:

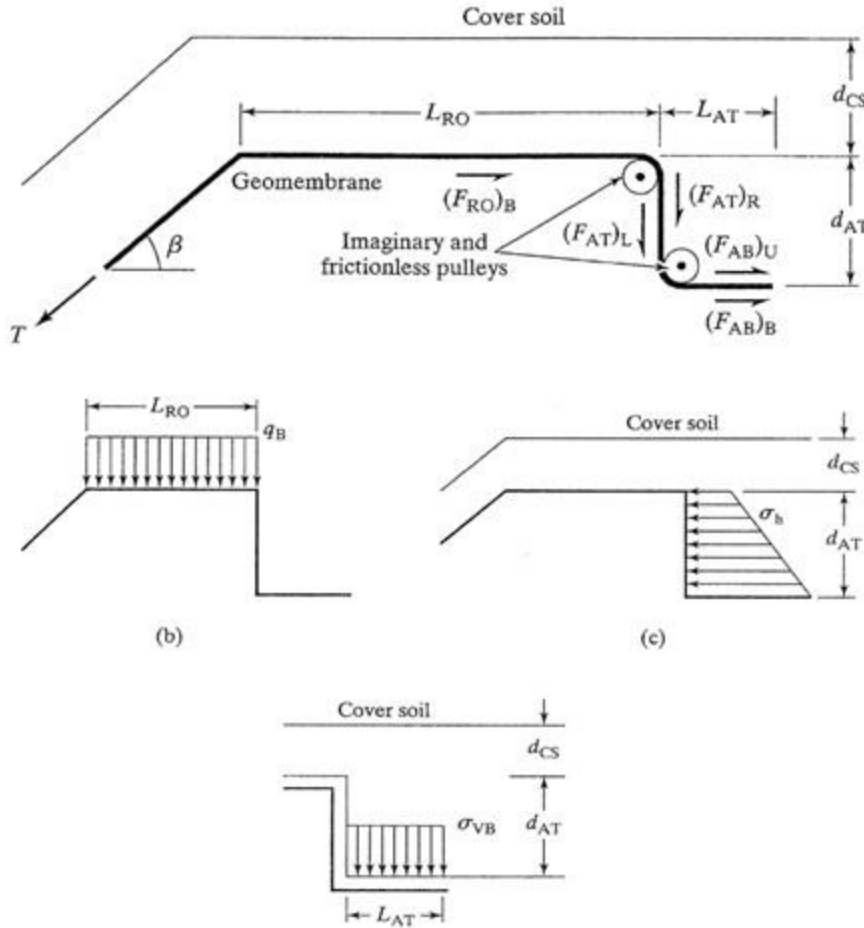


Figura 6-5: Trincea di ancoraggio rettangolare a L

Al fine di stabilire l'equilibrio statico, vengono idealmente posizionate due carrucole immaginarie prive di attrito sull'angolo superiore della trincea e su quello inferiore, come si vede in figura.

La forza di attrito all'interfaccia tra geomembrana e terreno di copertura è, come nei casi precedenti, trascurata.

Dall'equilibrio orizzontale $\sum F_H = 0$ si ha che

$$T \cos\beta = F_{RO\ B} + F_{AT\ L} + F_{AT\ R} + F_{AB\ B} + F_{AB\ U} \quad (3)$$

La forza d'attrito tra la geomembrana e il terreno sottostante la trincea di ancoraggio è

$$F_{AB\ B} = \sigma_{v\ B} L_{AT} \tan\delta_C$$

La forza d'attrito tra la geomembrana e il terreno sottostante la trincea di ancoraggio è

$$F_{AB\ U} = \sigma_{v\ B} L_{AT} \tan\delta_F.$$

Dato che $\sigma_{v\ B} = \gamma_s (d_{CS} + d_{AT})$,

$$F_{AB\ B} = \gamma_s (d_{CS} + d_{AT}) L_{AT} \tan\delta_C$$

$$F_{AB\ U} = \gamma_s (d_{CS} + d_{AT}) L_{AT} \tan\delta_F$$

Sostituendo nell'equazione (3) anche le grandezze definite nel caso di sezione rettangolare semplice ed effettuando pochi semplici passaggi matematici si giunge alla formula

$$T = \frac{\gamma_s d_{cs} L_{RO} \tan\delta_C + \gamma_s [(1 - \sin\phi) (d_{cs} + d_{AT}) d_{AT} + (d_{cs} + d_{AT}) L_{AT}] (\tan\delta_C + \tan\delta_F)}{\cos\beta - \sin\beta \tan\delta_C}$$

La progettazione di una trincea di ancoraggio è considerata adeguata se lo sforzo cui è soggetta si trova tra lo sforzo di snervamento e quello ammissibile sulle componenti del geosintetico.

La simbologia utilizzata nella trattazione viene definita:

T = forza di trazione che la geomembrana può sopportare per unità di larghezza;

F_{ROB} = forza d'attrito al di sotto della geomembrana;

F_{ATL} = forza d'attrito tra il lato sinistro della geomembrana e quello della trincea di ancoraggio;

F_{ATR} = forza d'attrito tra il lato destro della geomembrana e quello della trincea di ancoraggio;

F_{ABB} = forza d'attrito tra la geomembrana e il terreno sottostante la trincea di ancoraggio;

F_{ABU} = forza d'attrito tra la geomembrana e il terreno sottostante la trincea di ancoraggio;

$\sigma_{v\text{ave}}$ = tensione verticale media nella trincea di ancoraggio;

k_0 = coefficiente di spinta a riposo;

L_{RO} = lunghezza di ancoraggio;

δ_C = angolo d'attrito tra terreno sottostante e geomembrana;

δ_F = angolo d'attrito tra terreno di riempimento e geomembrana;

ϕ = angolo di attrito del terreno di riempimento della trincea;

γ_s = peso di volume del terreno di copertura;

d_{cs} = profondità del terreno di copertura;

d_{AT} = profondità della trincea di ancoraggio;

β = angolo di inclinazione del pendio, misurato rispetto all'orizzontale.

6.4 Ancoraggio a V

Quando lo spessore delle geomembrane cresce, è difficile piegarle e bloccarle in strette trincee rettangolari. Questo è il caso particolare di geomembrane in HDPE: è necessario prevedere una trincea di ancoraggio a forma di V (Figura 6-6). Anche per questa tipologia di trincea, al fine di stabilire l'equilibrio statico, vengono idealmente posizionate due carrucole immaginarie prive di attrito sull'angolo superiore della trincea e su quello inferiore.

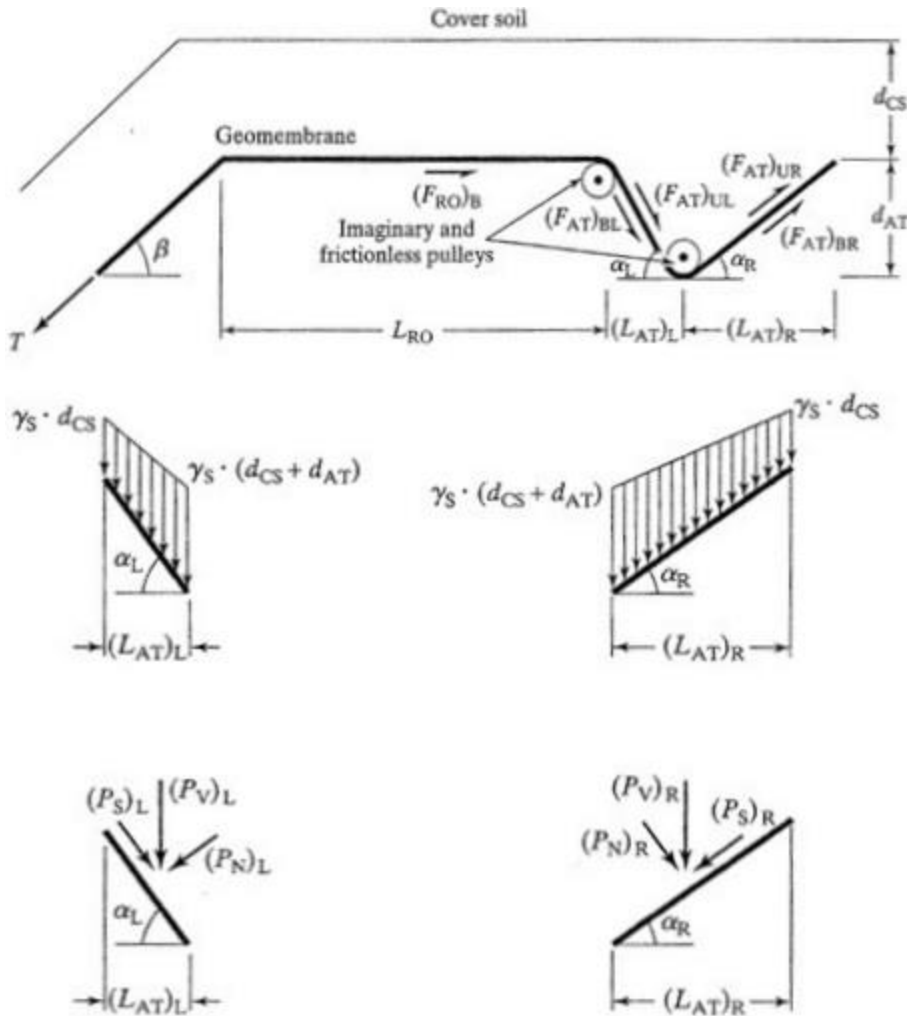


Figura 6-6: Trincea di ancoraggio a V

La forza verticale agente sull'ala sinistra della geomembrana nella trincea è data da

$$P_{V_L} = \gamma_s (d_{cs} + 0,5 d_{AT}) L_{AT_L} / \cos \alpha_L$$

La componente tangenziale di P_{V_L} lungo la superficie della geomembrana è

$$P_{S_L} = P_{V_L} \sin \alpha_L$$

Dato che $L_{AT_L} = d_{AT} / \tan \alpha_L$,

$$P_{S_L} = \gamma_s (d_{cs} + 0,5 d_{AT}) d_{AT}.$$

La componente perpendicolare di P_{V_L} alla geomembrana è

$$P_{N_L} = P_{V_L} \cos \alpha_L$$

La forza d'attrito sul fondo e in cima all'ala sinistra della geomembrana nella trincea, causate da P_{N_L} sono rispettivamente

$$F_{AT_{BL}} = P_{N_L} \tan \delta_C$$

$$F_{AT_{UL}} = P_{N_L} \tan \delta_F.$$

La forza verticale agente sull'ala destra della geomembrana nella trincea è data da

$$P_{V_R} = \gamma_s (d_{cs} + 0,5 d_{AT}) L_{AT_R} / \cos \alpha_R$$

La componente tangenziale di P_{V_R} lungo la superficie della geomembrana è

$$P_{S_R} = P_{V_R} \sin \alpha_R$$

Dato che $L_{AT_R} = d_{AT} / \tan \alpha_R$,

$$P_{SR} = \gamma_s (d_{cs} + 0,5 d_{AT}) d_{AT}.$$

La componente perpendicolare di P_{VR} alla geomembrana è

$$P_{NR} = P_{VR} \cos\alpha_R$$

La forza d'attrito sul fondo e in cima all'ala destra della geomembrana nella trincea, causate da P_{NR} sono rispettivamente

$$\begin{aligned} F_{ATBR} &= P_{NR} \tan\delta_C \\ F_{ATUR} &= P_{NR} \tan\delta_F. \end{aligned}$$

La forza di attrito all'interfaccia tra geomembrana e terreno di copertura è, come nei casi precedenti, trascurata.

Dall'equilibrio orizzontale $\sum F_H = 0$ si ha che

$$T \cos\beta + P_{SL} = F_{ROB} + F_{ATBL} + F_{ATUL} + F_{ATBR} + F_{ATUR} + P_{SR}$$

Sostituendo in questa formula le grandezze testé definite, dopo alcuni passaggi matematici, si ottiene

$$T = \frac{\gamma_s d_{cs} L_{RO} \tan\delta_C + \gamma_s (d_{cs} + 0,5 d_{AT}) d_{AT} (\tan\delta_C + \tan\delta_F) (\cot\alpha_L + \cot\alpha_R)}{\cos\beta - \sin\beta \tan\delta_C}$$

dove

T = forza di trazione che la geomembrana può sopportare per unità di larghezza;

F_{ROB} = forza d'attrito al di sotto della geomembrana;

F_{ATBL} = forza d'attrito sul fondo dell'ala sinistra della geomembrana nella trincea;

F_{ATUL} = forza d'attrito in cima all'ala sinistra della geomembrana nella trincea;

F_{ATBR} = forza d'attrito sul fondo dell'ala destra della geomembrana nella trincea;

F_{ATUR} = forza d'attrito in cima all'ala destra della geomembrana nella trincea;

L_{RO} = lunghezza di ancoraggio;

δ_C = angolo d'attrito tra terreno sottostante e geomembrana;

δ_F = angolo d'attrito tra terreno di riempimento e geomembrana;

φ = angolo di attrito del terreno di riempimento della trincea;

γ_s = peso di volume del terreno di copertura;

d_{CS} = profondità del terreno di copertura;

d_{AT} = profondità della trincea di ancoraggio;

α_L = angolo in basso a sinistra della trincea a V, misurato dall'orizzontale;

α_R = angolo in basso a destra della trincea a V, misurato dall'orizzontale;

β = angolo di inclinazione del pendio, misurato rispetto all'orizzontale.

7 RISULTATI

In questo capitolo si illustrano, suddivisi per i cinque gruppi di sezioni, i risultati ottenuti dal foglio elettronico. Infine viene svolta una verifica riguardante la saturazione del terreno tramite un software di modellazione numerica.

7.1 Sezioni 1-13 sinistra del Lotto A

Il terreno che risulta avere caratteristiche minime idonee a soddisfare le verifiche di stabilità della copertura è classificabile come una argilla limosa avente le caratteristiche riportate di seguito:

Terreno	γ_{dry} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kPa]	Ip %	k [m/s]
Argilla Limosa	16	19	24	2	10 ÷ 50	$\leq 10^{-8}$

Tabella 7-1: Terreno sezioni 1-13 sinistra lotto A

Utilizzando questo tipo di terreno, i metodi di stabilità indagati danno i seguenti risultati

- Metodo di Koerner and Soong (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_P [kN/m]	C [kN/m]	FS
1	7,20	25,64	78,42	70,70	15,59	2,96	1,07
2	10,00	20,81	115,46	107,93	18,31	3,60	1,23
3	10,80	18,78	124,32	117,70	19,95	3,98	1,37
4	9,30	25,17	109,91	99,48	15,79	3,01	1,00
5	10,90	21,31	129,84	120,97	17,96	3,52	1,17
6	9,90	24,23	118,11	107,71	16,25	3,12	1,03
7	8,00	25,17	90,15	81,59	15,79	3,01	1,05
8	9,50	24,70	112,51	102,21	16,01	3,06	1,02
9	11,80	20,30	142,07	133,24	18,68	3,69	1,21
10	11,40	19,29	134,34	126,80	19,50	3,87	1,30
11	10,00	21,80	116,83	108,47	17,63	3,45	1,17
12	11,20	23,27	136,84	125,71	16,75	3,24	1,05
13	10,50	21,31	123,76	115,30	17,96	3,52	1,18

Tabella 7-2: Risultati. Metodo di Koerner and Soong (1998)

I fattori di sicurezza FS risultano tutti superiori all'unità, confermando la scelta effettuata riguardo al materiale. Si nota che i coefficienti di sicurezza più bassi si hanno per le sezioni con angolo β più alto all'interno del gruppo; considerando le sezioni 4 e 7 si evince che, a parità di inclinazione, FS minore corrisponde alla sezione di lunghezza maggiore.

- Metodo di Druschel and Underwood (1993):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	W_1 [kN/m]	W_2 [kN/m]	F_a [kN/m]
1	7,20	25,64	3,12	15,59	93,85	15,20
2	10,00	20,81	3,55	18,31	133,69	12,86
3	10,80	18,78	3,48	19,95	144,21	8,86

4	9,30	25,17	3,96	15,79	125,57	21,79
5	10,90	21,31	3,96	17,96	147,72	16,45
6	9,90	24,23	4,06	16,25	134,23	21,51
7	8,00	25,17	3,40	15,79	105,81	17,19
8	9,50	24,70	3,97	16,01	128,39	21,35
9	11,80	20,30	4,09	18,68	160,68	15,55
10	11,40	19,29	3,77	19,50	153,78	11,54
11	10,00	21,80	3,71	17,63	134,37	15,50
12	11,20	23,27	4,42	16,75	153,49	22,99
13	10,50	21,31	3,82	17,96	141,64	15,44

Tabella 7-3: Risultati. Metodo di Druschel and Underwood (1993)

F_a è lo sforzo di trazione sul geosintetico posto alla base del terreno di finitura; in questo caso la sezione soggetta ad uno sforzo maggiore è la 12; è l'unica sezione del gruppo caratterizzata da una combinazione di valori di pendenza e lunghezza elevati.

- Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_P [kN/m]	C [kN/m]	T_{adm} [kN/m]	FS
1	7,20	25,64	78,42	70,70	15,59	2,96	15,20	1,38
2	10,00	107,93	115,46	107,93	18,31	3,60	12,86	1,25
3	10,80	117,70	124,32	117,70	19,95	3,98	8,86	1,22
4	9,30	99,48	109,91	99,48	15,79	3,01	21,79	1,29
5	10,90	120,97	129,84	120,97	17,96	3,52	16,45	1,23
6	9,90	107,71	118,11	107,71	16,25	3,12	21,51	1,26
7	8,00	81,59	90,15	81,59	15,79	3,01	17,19	1,34
8	9,50	102,21	112,51	102,21	16,01	3,06	21,35	1,28
9	11,80	133,24	142,07	133,24	18,68	3,69	15,55	1,21
10	11,40	126,80	134,34	126,80	19,50	3,87	11,54	1,21
11	10,00	108,47	116,83	108,47	17,63	3,45	15,50	1,25
12	11,20	125,71	136,84	125,71	16,75	3,24	22,99	1,23
13	10,50	115,30	123,76	115,30	17,96	3,52	15,44	1,24

Tabella 7-4: Risultati. Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998)

La tensione ammissibile T_{adm} è lo sforzo calcolato con il metodo di Druschel and Underwood. Come ci si aspetta, l'inserimento del rinforzo produce un aumento del fattore di sicurezza rispetto al caso iniziale. Se si confrontano i valori di FS della sezione 4 senza e con geogriglia di rinforzo, si nota come si ha un incremento del coefficiente del 29%.

- Metodo di Giroud (1995):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	T_{adm} [kN/m]	FS
1	7,20	25,64	3,12	22,99	1,40
2	10,00	20,81	3,55	22,99	1,50
3	10,80	18,78	3,48	22,99	1,62

4	9,30	25,17	3,96	22,99		1,27
5	10,90	21,31	3,96	22,99		1,42
6	9,90	24,23	4,06	22,99		1,29
7	8,00	25,17	3,40	22,99		1,36
8	9,50	24,70	3,97	22,99		1,29
9	11,80	20,30	4,09	22,99		1,45
10	11,40	19,29	3,77	22,99		1,54
11	10,00	21,80	3,71	22,99		1,43
12	11,20	23,27	4,42	22,99		1,28
13	10,50	21,31	3,82	22,99		1,44

Tabella 7-5; Risultati. Metodo di Giroud (1995)

I risultati ottenuti con questo metodo sono analoghi pressoché a quelli dei metodi precedenti, confermando la validità dell'analisi condotta. Si è assunto come sforzo ammissibile T_{adm} quello massimo ottenuto dal metodo di Druschel and Underwood. Se si analizza infatti la sezione 12, come detto la più sollecitata, il valore di FS ottenuto con il metodo di Koerner and Soong è pari a 1,23, mentre quello ricavato dal metodo di Giroud è di 1,28: le differenze sono minime.

- Metodo di stabilità per sezioni multipendio:

Sezione	L_1 [m]	α_1 [°]	T_1 [kN/m]	T_{tot} [kN/m]
1	7,20	25,64	35,32	57,29
2	10,00	20,81	35,23	57,15
3	10,80	18,78	31,70	51,42
4	9,30	25,17	44,39	72,01
5	10,90	21,31	39,97	64,84
6	9,90	24,23	44,59	72,34
7	8,00	25,17	38,18	61,94
8	9,50	24,70	44,07	71,50
9	11,80	20,30	39,86	64,66
10	11,40	19,29	35,16	57,03
11	10,00	21,80	38,10	61,80
12	11,20	23,27	47,38	76,86
13	10,50	21,31	38,50	62,46

Tabella 7-6: Risultati. Metodo per sezioni multipendio

La T_{tot} rappresenta il valore del tiro sulla geomembrana a cui sono stati applicati i coefficienti FS_1 , FS_2 , FS_3 e FS_4 definiti al paragrafo 4.4. Per sgravare la geomembrana e il geocomposito drenante da eccessivi sforzi di trazione, si prevede una geogriglia di rinforzo tipo Fortrac 3D 90 o simili avente resistenza ultima a rottura di 90 kN/m.

Si compie ora un'indagine parametrica per valutare come varia il coefficiente di sicurezza al variare dell'angolo di attrito del terreno, mantenendo la coesione costante.

Dal momento che ogni sezione è definita da due grandezze (L e β) e che il coefficiente di sicurezza dipende da entrambe, per compiere questo tipo di indagine è necessario ricorrere ad un grafico

tridimensionale: si ottiene una superficie che comprende tutte combinazioni possibili dei valori di lunghezza e inclinazione delle sezioni appartenenti al gruppo.
Per questo gruppo di sezioni, mantenuta costante la coesione c_k pari a 2kPa, si è fatto variare l'angolo di attrito del terreno ϕ_k da 22° a 26° (Figure 7-1, 7-2, 7-3).

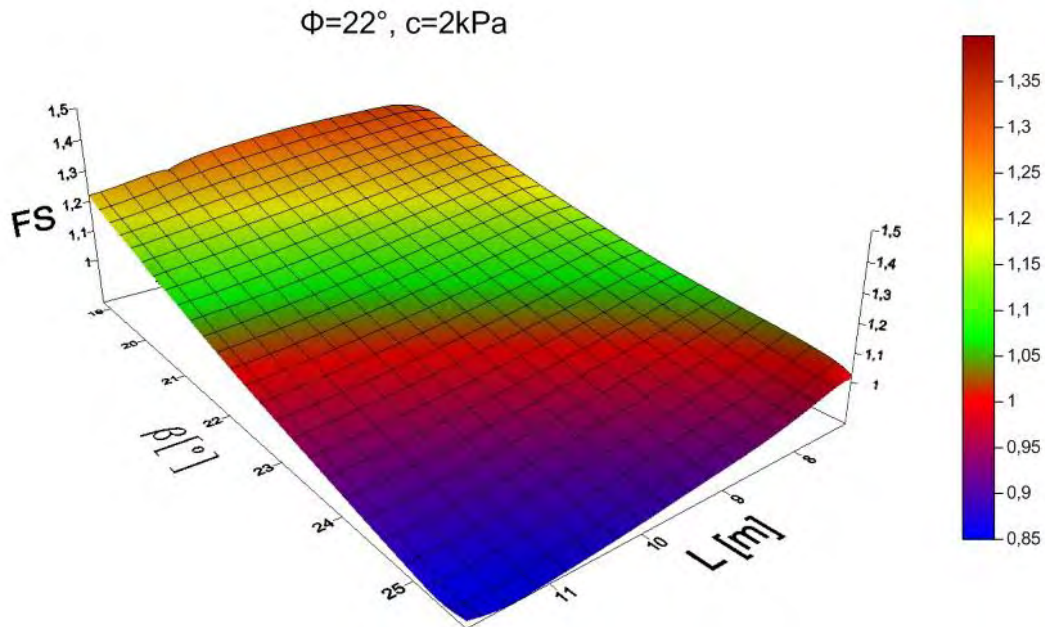


Figura 7-1: Risultati. $\phi_k = 22^\circ, c_k=2\text{kPa}$

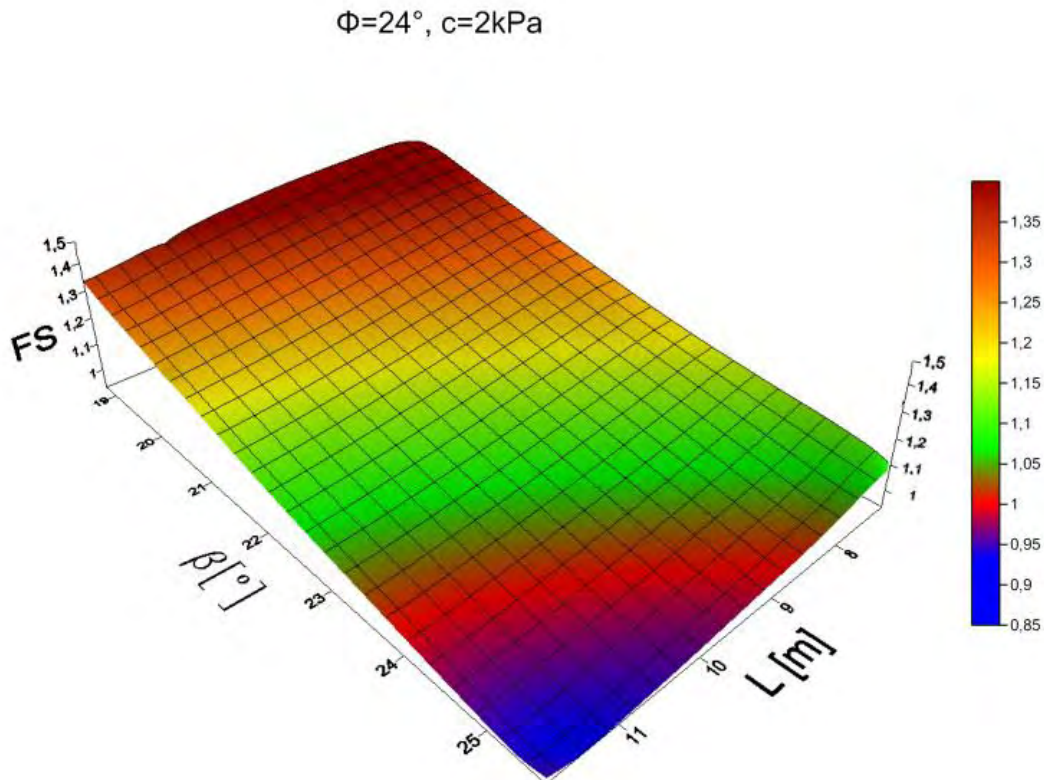


Figura 7-2: Risultati. $\phi_k = 24^\circ, c_k=2\text{kPa}$

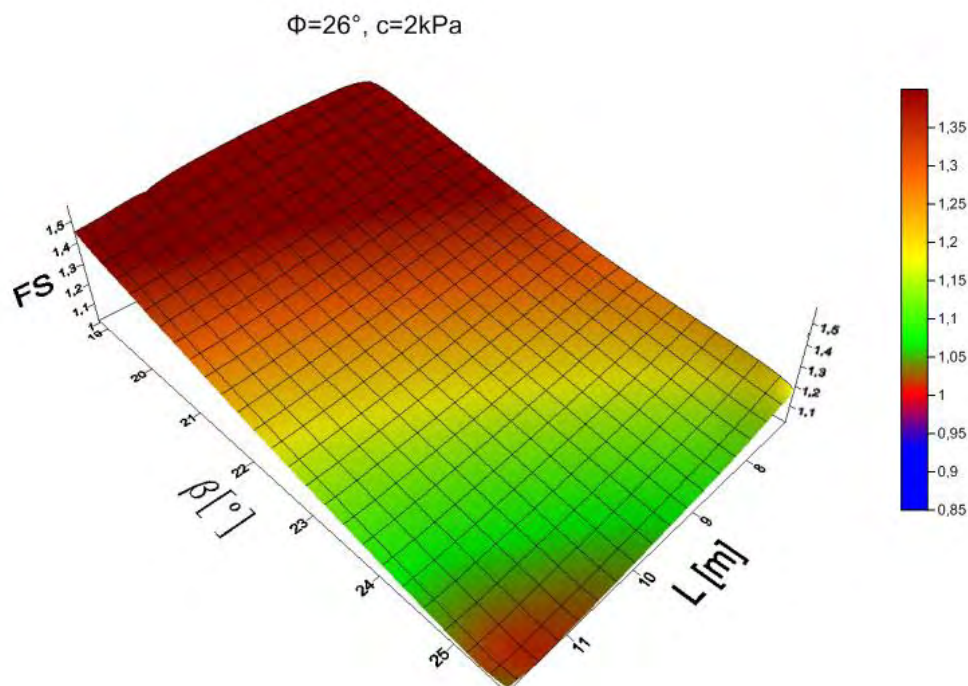


Figura 7-3: Risultati. $\phi_k = 26^\circ, c_k=2\text{kPa}$

Nei grafici presentati sono riportate le lunghezze in ascissa, gli angoli di inclinazione in ordinata e il fattore di sicurezza lungo l'asse z. Il valore del fattore di sicurezza pari a 1 è individuato dal colore rosso, come si può capire dalla scala di colori posta a destra delle superfici. I valori del fattore di sicurezza minori dell'unità sono identificati da colori tendenti al blu.

Dal grafico di figura 7-1 si vede come, assumendo un angolo di attrito del terreno pari a 22° , buona parte delle sezioni aventi una inclinazione maggiore di 23° e, al contempo, una lunghezza maggiore di 8 m, non abbiano un valore di FS maggiore dell'unità.

Aumentando il valore di ϕ_k a 24° (Figura 7-2), il range di possibili sezioni con $FS < 1$ diminuisce; nel caso in esame, tutte le sezioni ricadono in punti dove il fattore di sicurezza è maggiore dell'unità, quindi la verifica di stabilità è soddisfatta. Volendo incrementare ulteriormente l'angolo di attrito del terreno, si evidenzia come anche un'ipotetica sezione caratterizzata da L_{\max} e β_{\max} sarebbe sempre verificata.

Ai fini del presente elaborato, si ricercano le caratteristiche di resistenza minime del terreno di finitura, di conseguenza un terreno avente ϕ_k pari a 24° e una coesione pari a 2 kPa risulta idoneo a garantire la stabilità delle sezioni 1-13 sinistra del Lotto A.

Per quanto riguarda il dimensionamento della trincea di ancoraggio in sommità, lo stress sulla geomembrana calcolato con il metodo proposto dall'Ing. Russo risulta essere maggiore rispetto a quello ottenuto con Druschel and Underwood; il dimensionamento è stato quindi effettuato considerando i valori calcolati con questo metodo.

Il materiale di riempimento previsto è una sabbia limosa compatta avente peso di volume di 18 kN/m^3 e angolo d'attrito di 33° , lo spessore di terreno di copertura d_{cs} è costante e pari a 0,80 m.

Si riportano i risultati ottenuti dimensionando la trincea per la sezione soggetta a sforzo maggiore, la sezione 12.

Lineare	
T_{GMB} [kN/m]	77,00
L_{RO} [m]	54,00

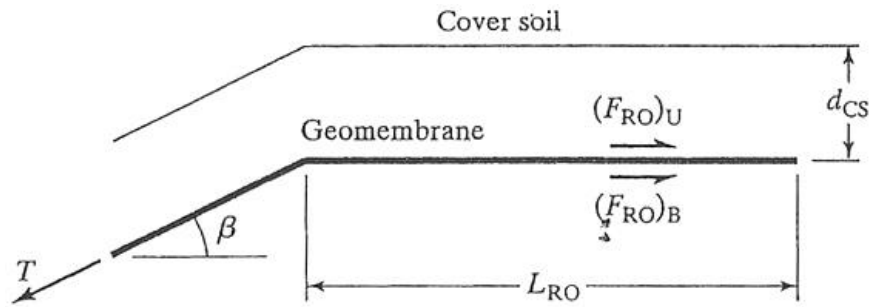


Tabella 7-7: Risultati. Ancoraggio lineare

Rettangolare	
T_{GMB} [kN/m]	77,00
d_{AT} [m]	0,40
L_{RO} [m]	20,00

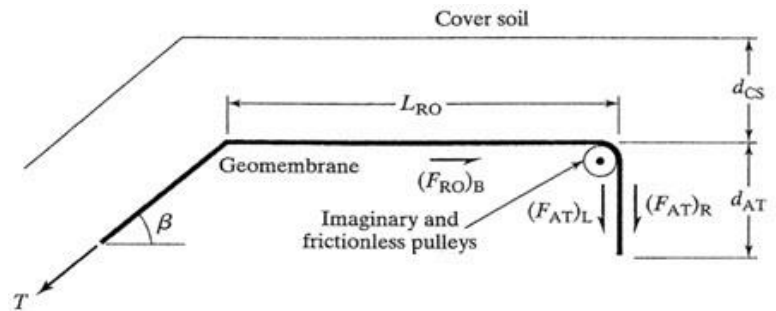


Tabella 7-8: Risultati. Trincea rettangolare

Rettangolare a L	
T_{GMB} [kN/m]	77,00
d_{AT} [m]	0,40
L_{RO} [m]	1,50
L_{AT} [m]	3,60

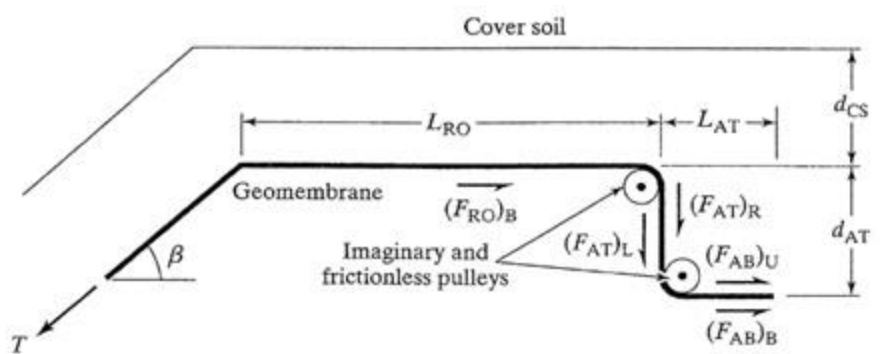


Tabella 7-9: Risultati. Trincea rettangolare a L

A forma di V	
T_{GMB} [kN/m]	77,00
d_{AT} [m]	0,40
α_L [°]	13,00
α_R [°]	13,00
L_{RO} [m]	5,00
L_{ATL} [m]	1,73
L_{ATR} [m]	1,73

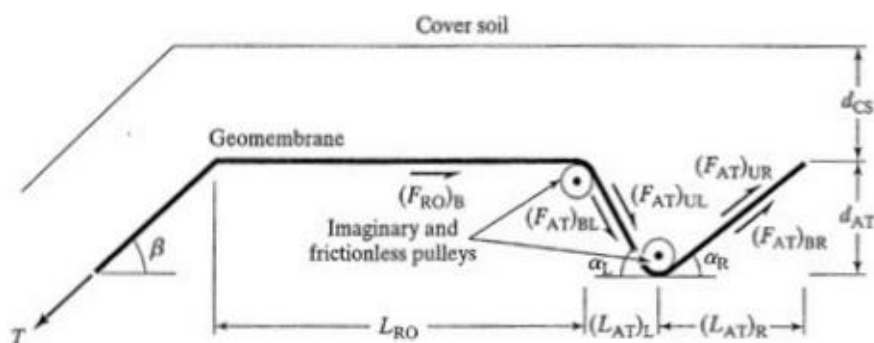


Tabella 7-10: Risultati. Trincea a forma di V

Lo sforzo di trazione massimo a cui è soggetta la trincea è di 77 kN/m. Confrontando le diverse tipologie, è evidente come le prime due soluzioni siano impraticabili date le grandi dimensioni richieste, soprattutto l'ancoraggio lineare che richiede una lunghezza di run-out di 54 m.

Gli ancoraggi rettangolare a L e a forma di V hanno dimensioni molto più contenute; prevedere una trincea V-Shape è più oneroso sotto l'aspetto pratico, si opta quindi per la soluzione rettangolare a L, ugualmente valida. La lunghezza totale è di poco superiore a 5 m.

7.2 Sezioni 1-13 destra del Lotto A

Il terreno che risulta avere caratteristiche minime idonee a soddisfare le verifiche di stabilità della copertura è classificabile come una argilla limosa avente le caratteristiche riportate di seguito:

Terreno	γ_{dry} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kPa]	Ip %	k [m/s]
Argilla Limosa	16	19	24	5	10 ÷ 50	$\leq 10^{-8}$

Tabella 7-11: Terreno sezioni 1-13 destra lotto A

Utilizzando questo tipo di terreno, i metodi di stabilità indagati danno i seguenti risultati, le considerazioni saranno del tutto analoghe a quelle fatte nel paragrafo 7.1

- Metodo di Koerner and Soong (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_P [kN/m]	C [kN/m]	FS
1	12,00	17,74	140,56	133,87	20,95	10,50	1,59
2	15,66	15,91	191,93	184,58	23,07	11,68	1,67
3	17,63	16,17	222,55	213,75	22,73	11,49	1,58
4	18,20	16,96	233,10	222,96	21,79	10,97	1,48
5	10,10	20,05	115,84	108,81	18,88	9,33	1,45
6	7,00	23,75	73,53	67,30	16,49	7,95	1,38
7	8,00	25,17	90,15	81,59	15,79	7,52	1,20
8	8,60	23,99	98,11	89,63	16,37	7,87	1,23
9	5,20	27,02	49,17	43,81	15,02	7,04	1,41
10	8,50	23,51	96,07	88,10	16,62	8,02	1,27
11	7,30	29,68	82,94	72,06	14,13	6,46	1,03
12	9,00	23,27	103,40	94,99	16,75	8,10	1,26
13	6,70	29,03	73,41	64,18	14,33	6,59	1,10

Tabella 7-12: Risultati. Metodo di Koerner and Soong (1998)

- Metodo di Druschel and Underwood (1993):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	W_1 [kN/m]	W_2 [kN/m]	F_a [kN/m]
1	12,00	17,74	3,66	20,95	161,45	7,68
2	15,66	15,91	4,29	23,07	214,97	5,47
3	17,63	16,17	4,91	22,73	245,25	8,84
4	18,20	16,96	5,31	21,79	254,85	13,43
5	10,10	20,05	3,46	18,88	134,64	11,05
6	7,00	23,75	2,82	16,49	89,91	11,11
7	8,00	25,17	3,40	15,79	105,81	17,19
8	8,60	23,99	3,50	16,37	114,35	16,70
9	5,20	27,02	2,36	15,02	64,02	9,62
10	8,50	23,51	3,39	16,62	112,58	15,32
11	7,30	29,68	3,61	14,13	96,83	22,80
12	9,00	23,27	3,56	16,75	120,05	16,31
13	6,70	29,03	3,25	14,33	87,51	18,93

Tabella 7-13: Risultati. Metodo di Druschel and Underwood (1993)

- Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_p [kN/m]	C [kN/m]	T_{adm} [kN/m]	FS
1	12,00	17,74	140,56	133,87	20,95	10,50	7,68	1,39
2	15,66	184,58	191,93	184,58	23,07	11,68	5,47	1,31
3	17,63	213,75	222,55	213,75	22,73	11,49	8,84	1,27
4	18,20	222,96	233,10	222,96	21,79	10,97	13,43	1,26
5	10,10	108,81	115,84	108,81	18,88	9,33	11,05	1,46
6	7,00	67,30	73,53	67,30	16,49	7,95	11,11	1,67
7	8,00	81,59	90,15	81,59	15,79	7,52	17,19	1,59
8	8,60	89,63	98,11	89,63	16,37	7,87	16,70	1,54
9	5,20	43,81	49,17	43,81	15,02	7,04	9,62	1,94
10	8,50	88,10	96,07	88,10	16,62	8,02	15,32	1,55
11	7,30	72,06	82,94	72,06	14,13	6,46	22,80	1,66
12	9,00	94,99	103,40	94,99	16,75	8,10	16,31	1,52
13	6,70	64,18	73,41	64,18	14,33	6,59	18,93	1,72

Tabella 7-14: Risultati. Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998)

- Metodo di Giroud (1995):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	T_{adm} [kN/m]	FS
1	12,00	17,74	3,66	22,80	2,27
2	15,66	15,91	4,29	22,80	2,38
3	17,63	16,17	4,91	22,80	2,28
4	18,20	16,96	5,31	22,80	2,17
5	10,10	20,05	3,46	22,80	2,11

6	7,00	23,75	2,82	22,80	2,02
7	8,00	25,17	3,40	22,80	1,83
8	8,60	23,99	3,50	22,80	1,87
9	5,20	27,02	2,36	22,80	2,01
10	8,50	23,51	3,39	22,80	1,91
11	7,30	29,68	3,61	22,80	1,63
12	9,00	23,27	3,56	22,80	1,89
13	6,70	29,03	3,25	22,80	1,71

Tabella 7-15: Risultati. Metodo di Giroud (1995)

- Metodo di stabilità per sezioni multipendio:

Sezione	L_1 [m]	α_1 [°]	T_1 [kN/m]	T_{tot} [kN/m]
1	12,00	17,74	31,61	51,28
2	15,66	15,91	32,84	53,27
3	17,63	16,17	38,34	62,19
4	18,20	16,96	43,78	71,02
5	10,10	20,05	33,38	54,15
6	7,00	23,75	30,58	49,60
7	8,00	25,17	38,18	61,94
8	8,60	23,99	38,15	61,89
9	5,20	27,02	27,53	44,66
10	8,50	23,51	36,54	59,28
11	7,30	29,68	44,05	71,46
12	9,00	23,27	38,07	61,76
13	6,70	29,03	39,22	63,63

Tabella 7-16: Risultati. Metodo per sezioni multipendio

La stabilità del pacchetto di copertura risulta verificata: come per il gruppo di sezioni precedente, la sezione con fattore di sicurezza minore è quella avente pendenza β maggiore e lunghezza relativamente elevata. L'inserimento della geogriglia di rinforzo migliora notevolmente la stabilità del terreno di finitura.

Anche in questo caso si prevede una geogriglia di rinforzo per ridurre lo sforzo di trazione su geomembrana e geocomposito drenante. Si assume una geogriglia di tipo Fortrac 3D 90 o simili avente resistenza ultima a rottura di 90 kN/m.

Come fatto per il gruppo di sezioni precedente, si compie un'indagine parametrica mantenendo fisso il valore della coesione e variando il valore dell'angolo di attrito del terreno.

Per questo gruppo, si è mantenuta la coesione pari a 5 kPa e si sono considerati valori di ϕ variabili tra 20° e 26° (Figura 7-4, 7-5, 7-6):

$\Phi=20^\circ, c=5\text{kPa}$

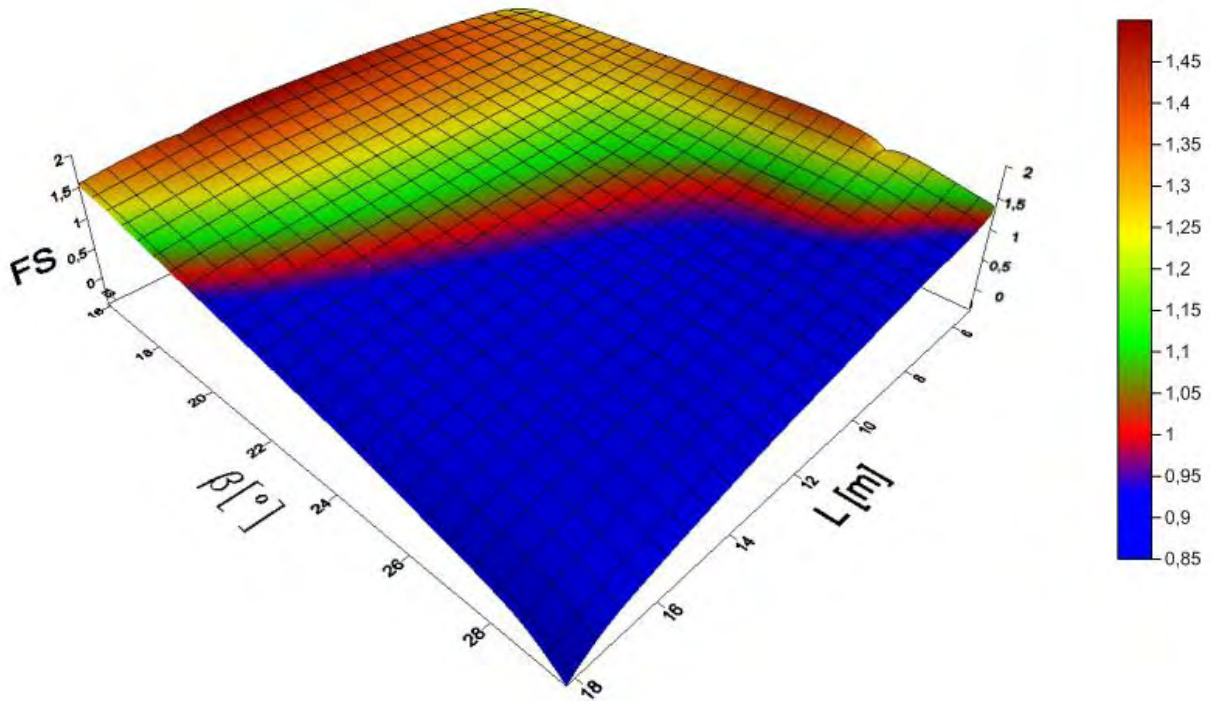


Figura 7-4: Risultati. $\phi_k = 20^\circ, c_k=5\text{kPa}$

$\Phi=24^\circ, c=5\text{kPa}$

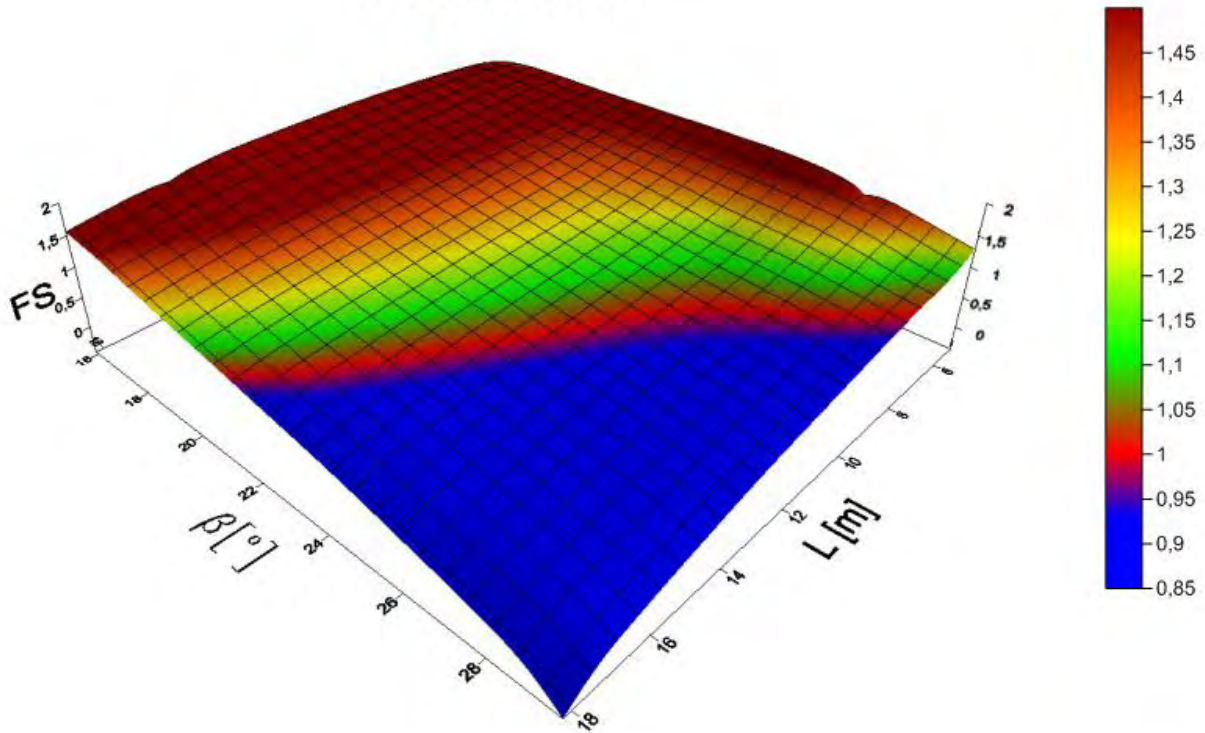


Figura 7-5: Risultati. $\phi_k = 24^\circ, c_k=5\text{kPa}$

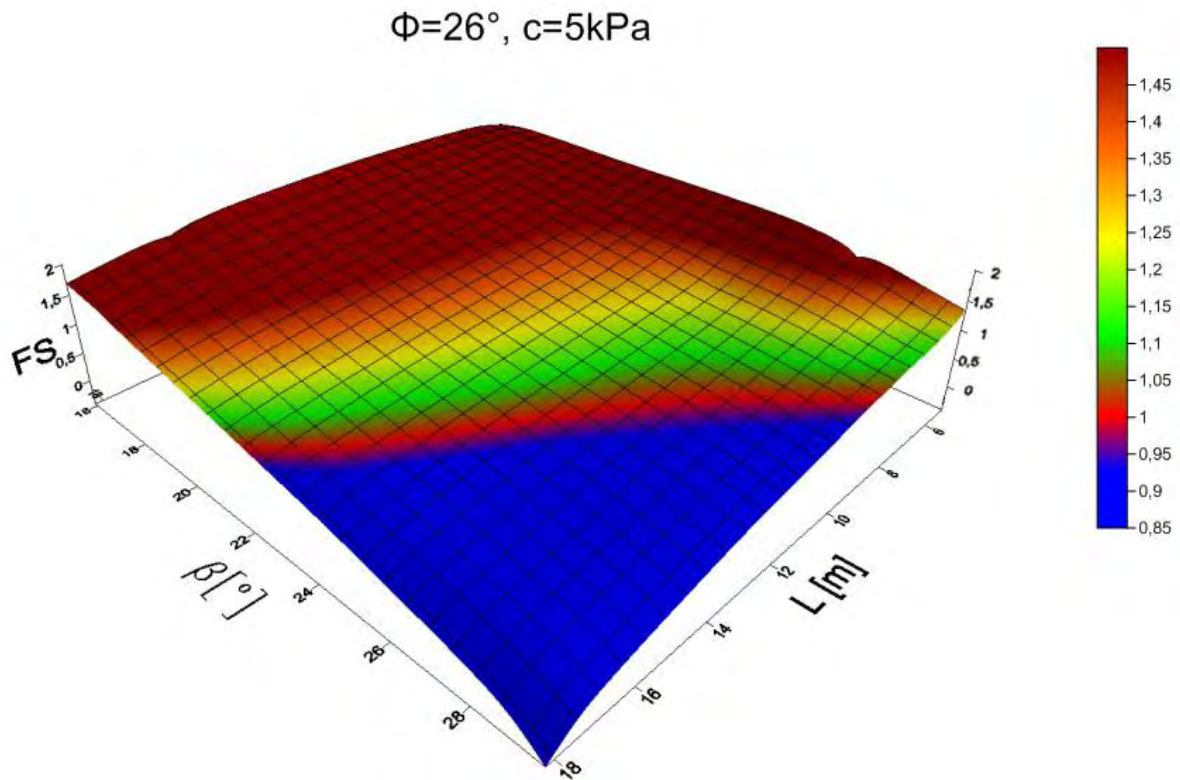


Figura 7-6: Risultati. $\phi_k = 26^\circ, c_k=5\text{kPa}$

Analizzando visivamente i grafici, si si evince che, diversamente da ciò che risultava per il gruppo di sezioni 1-13 destra, anche un incremento di angolo di attrito fino a 26° non comporta una totale stabilità: le sezioni con lunghezza maggiore di 10 m e inclinazione maggiore di 23° non potranno verificare la stabilità. Si potrebbe aumentare ulteriormente l'angolo di attrito, ma comporterebbe prevedere un terreno non idoneo a svolgere la funzione di impermeabilizzazione; in alternativa si può considerare un aumento del valore di coesione, ma tramite la compattazione in pendio non è possibile raggiungere valori di molto maggiori di quello considerato.

Tuttavia, le sezioni del gruppo in esame ricadono tutte nella zona con $FS > 1$ assumendo $\phi_k = 24^\circ$.

Per quanto riguarda la trincea di ancoraggio in sommità, il dimensionamento è stato effettuato considerando i valori calcolati con il metodo proposto dall'Ing. Russo.

Il materiale di riempimento previsto è una sabbia limosa compatta avente peso di volume di 18 kN/m^3 e angolo d'attrito di 33° , lo spessore di terreno di copertura d_{cs} è costante e pari a $0,80 \text{ m}$.

Si propongono i risultati ottenuti dimensionando la trincea per la sezione soggetta a sforzo maggiore, la sezione 11.

T_{GMB} [kN/m]	72,00	 Rettangolare 		 Rettangolare a L 		 A forma di V 	
L_{RO} [m]	50,50	T_{GMB} [kN/m]	72,00	T_{GMB} [kN/m]	72,00	T_{GMB} [kN/m]	72,00
		d_{AT} [m]	0,40	d_{AT} [m]	0,40	d_{AT} [m]	0,40
		L_{RO} [m]	19,00	L_{RO} [m]	1,50	α_L [°]	14,00
				L_{AT} [m]	3,40	α_R [°]	14,00
						L_{RO} [m]	5,00
						L_{ATL} [m]	1,60
						L_{ATR} [m]	1,60

Tabella 7-17: Risultati. Dimensionamento delle diverse tipologie di trincea

Lo sforzo di trazione massimo a cui è soggetta la trincea è di 72 kN/m. Confrontando le diverse tipologie, è evidente come le prime due soluzioni siano impraticabili date le grandi dimensioni richieste, soprattutto l'ancoraggio lineare che richiede una lunghezza di run-out di 50,50 m. Gli ancoraggi rettangolare a L e a forma di V hanno dimensioni molto più contenute; si prevede una soluzione di trincea rettangolare a L, la cui lunghezza totale è di poco inferiore a 5 m.

7.3 Sezioni 15-21 sinistra del Lotto A

Il terreno che risulta avere caratteristiche minime idonee a soddisfare le verifiche di stabilità della copertura è analogo a quello ricavato per le sezioni 1-13 sx del Lotto A:

Terreno	γ_{dry} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kPa]	Ip %	k [m/s]
Argilla Limosa	16	19	24	2	10 ÷ 50	$\leq 10^{-8}$

Tabella 7-18: Terreno sezioni 15-21 sinistra lotto A

Le verifiche effettuate con i metodi di stabilità danno tutte esito positivo, come mostrato dalle seguenti tabelle. Questo gruppo di sezioni è caratterizzato da due pendii intervallati da una berma di riposo.

- Metodo di Koerner and Soong (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_p [kN/m]	C [kN/m]	FS
15 dw	12,20	22,05	150,58	139,57	17,47	3,41	1,09
16 dw	12,30	21,06	150,77	140,71	18,13	3,56	1,15
17 dw	12,50	23,03	156,33	143,87	16,89	3,27	1,03
18 dw	10,50	23,75	126,73	116,00	16,49	3,18	1,04
19 dw	13,90	21,06	175,09	163,40	18,13	3,56	1,12
20 dw	14,60	22,29	187,37	173,37	17,32	3,37	1,04
21 dw	14,90	22,29	191,93	177,59	17,32	3,37	1,03
15 up	3,30	30,54	22,64	19,50	13,89	2,52	1,48
16 up	3,50	24,23	20,83	19,00	16,25	3,12	2,03
17 up	3,40	28,37	22,80	20,07	14,54	2,69	1,60
18 up	1,80	34,22	1,60	1,32	13,08	2,28	10,07

19 up	2,77	21,80	6,93	6,43	17,63	3,45	5,08
20 up	3,00	27,92	16,41	14,50	14,69	2,73	1,97
21 up	3,50	30,96	25,92	22,22	13,78	2,49	1,36

Tabella 7-19: Risultati. Metodo di Koerner and Soong (1998)

- Metodo di Druschel and Underwood (1993):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	W_1 [kN/m]	W_2 [kN/m]	F_a [kN/m]
15 dw	12,20	22,05	4,58	17,47	167,97	22,11
16 dw	12,30	21,06	4,42	18,13	168,83	19,15
17 dw	12,50	23,03	4,89	16,89	173,11	26,14
18 dw	10,50	23,75	4,23	16,49	143,11	22,18
19 dw	13,90	21,06	4,99	18,13	193,15	23,06
20 dw	14,60	22,29	5,54	17,32	204,60	29,57
21 dw	14,90	22,29	5,65	17,32	209,16	30,40
15 up	3,30	30,54	1,68	13,89	36,27	4,52
16 up	3,50	24,23	1,44	16,25	36,95	0,44
17 up	3,40	28,37	1,62	14,54	37,14	3,41
18 up	1,80	34,22	1,01	13,08	14,28	-1,91
19 up	2,77	21,80	1,03	17,63	24,47	-3,63
20 up	3,00	27,92	1,40	14,69	30,91	1,37
21 up	3,50	30,96	1,80	13,78	39,42	5,82

Tabella 7-20: Risultati. Metodo di Druschel and Underwood (1993)

In alcune sezioni il valore di F_a risulta negativo, questo significa che la geomembrana non subisce sforzi di trazione in quei tratti.

- Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_P [kN/m]	C [kN/m]	T_{adm} [kN/m]	FS
15 dw	12,20	22,05	150,58	139,57	17,47	3,41	22,11	1,30
16 dw	12,30	21,06	150,77	140,71	18,13	3,56	19,15	1,42
17 dw	12,50	23,03	156,33	143,87	16,89	3,27	26,14	1,16
18 dw	10,50	23,75	126,73	116,00	16,49	3,18	22,18	1,36
19 dw	13,90	21,06	175,09	163,40	18,13	3,56	23,06	1,23
20 dw	14,60	22,29	187,37	173,37	17,32	3,37	29,57	1,05
21 dw	14,90	22,29	191,93	177,59	17,32	3,37	30,40	1,04
15 up	3,30	30,54	22,64	19,50	13,89	2,52	4,52	1,38
16 up	3,50	24,23	20,83	19,00	16,25	3,12	0,44	1,97
17 up	3,40	28,37	22,80	20,07	14,54	2,69	3,41	1,49
18 up	1,80	34,22	1,60	1,32	13,08	2,28	-1,91	7,84
19 up	2,77	21,80	6,93	6,43	17,63	3,45	-3,63	8,13
20 up	3,00	27,92	16,41	14,50	14,69	2,73	1,37	1,98

21 up	3,50	30,96	25,92	22,22	13,78	2,49	5,82	1,24
--------------	------	-------	-------	-------	-------	------	------	------

Tabella 7-21: Risultati. Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998)

- Metodo di Giroud (1995):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	T_{adm} [kN/m]	FS
15 dw	12,20	22,05	4,58	30,40	1,42
16 dw	12,30	4,42	4,42	30,40	1,48
17 dw	12,50	4,89	4,89	30,40	1,35
18 dw	10,50	4,23	4,23	30,40	1,40
19 dw	13,90	4,99	4,99	30,40	1,42
20 dw	14,60	5,54	5,54	30,40	1,32
21 dw	14,90	5,65	5,65	30,40	1,31
15 up	3,30	1,68	1,68	30,40	2,12
16 up	3,50	1,44	1,44	30,40	2,54
17 up	3,40	1,62	1,62	30,40	2,22
18 up	1,80	1,01	1,01	30,40	3,03
19 up	2,77	1,03	1,03	30,40	3,33
20 up	3,00	1,40	1,40	30,40	2,46
21 up	3,50	1,80	1,80	30,40	2,01

Tabella 7-22: Risultati. Metodo di Giroud (1995)

- Metodo di stabilità per sezioni multipendio:

Sezione	L_1 [m]	α_1 [°]	T_1 [kN/m]	$\Delta\alpha_{12}$ [°]	T_2 [kN/m]	L_2 [m]	α_2 [°]
15	12,20	22,05	47,34	17,74	44,92	5,00	0
16	12,30	21,06	44,22	20,81	41,57	3,31	0
17	12,50	23,03	52,01	20,30	48,97	3,31	0
18	10,50	23,75	45,86	16,44	43,68	4,74	0
19	13,90	21,06	49,97	14,57	47,86	4,32	0
20	14,60	22,29	57,69	18,78	54,56	5,12	0
21	14,90	22,29	58,87	18,78	55,68	4,77	0
T_3 [kN/m]	α_3 [°]	T_4 [kN/m]	L_3 [m]	α_4 [°]	T_5 [kN/m]		T_{tot} [kN/m]
31,98	30,54	37,14	3,30	30,54	57,83		93,81
33,02	24,23	36,21	3,50	24,23	51,98		84,32
40,43	28,37	45,94	3,40	28,37	65,22		105,81
31,43	34,22	38,01	1,80	34,22	51,08		82,87
36,68	21,80	39,51	2,77	21,80	50,06		81,21
41,34	27,92	46,79	3,00	27,92	63,42		102,89
43,35	30,96	50,56	3,50	30,96	72,91		118,28

Tabella 7-23: Risultati. Metodo per sezioni multipendio

Il metodo valuta il tiro sulla geomembrana nel caso di pendio multiplo, in questo modo basta dimensionare un'unica trincea di ancoraggio in sommità. Si evita così di effettuare ancoraggi intermedi sulle berme di riposo, dove lo spazio risulta comunque ridotto.

Si prevede una geogriglia di rinforzo per ridurre lo sforzo di trazione su geomembrana e geocomposito drenante. Si assume una geogriglia di tipo Fortrac 3D 150 o simili avente resistenza ultima a rottura di 150 kN/m.

Analogamente a quanto svolto nei paragrafi precedenti, si compie un'indagine parametrica mantenendo fisso il valore della coesione e variando il valore dell'angolo di attrito del terreno.

Per questo gruppo, si è mantenuta la coesione pari a 2 kPa e si sono considerati valori di ϕ variabili tra 22° e 26° (Figura 7-7, 7-8, 7-9):

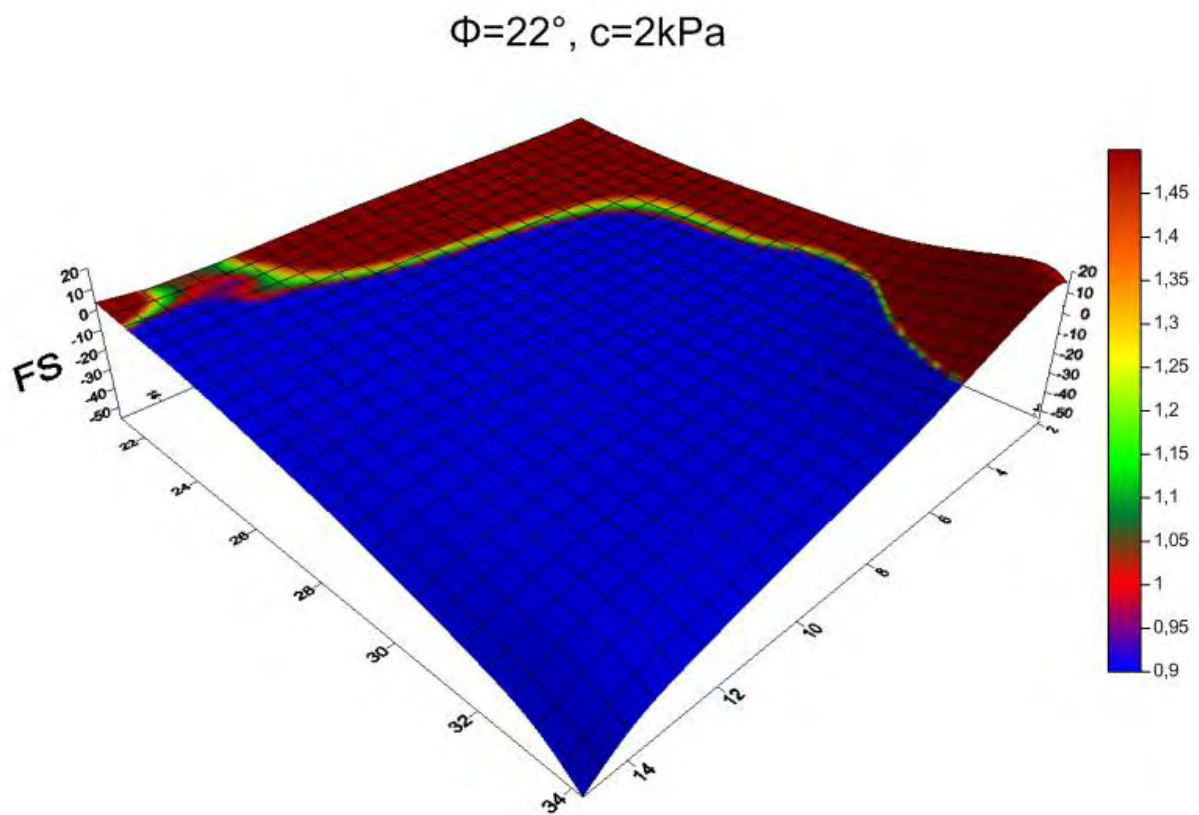


Figura 7-7: Risultati. $\phi_k = 22^\circ, c_k = 2 \text{ kPa}$

$\Phi=24^\circ, c=2\text{kPa}$

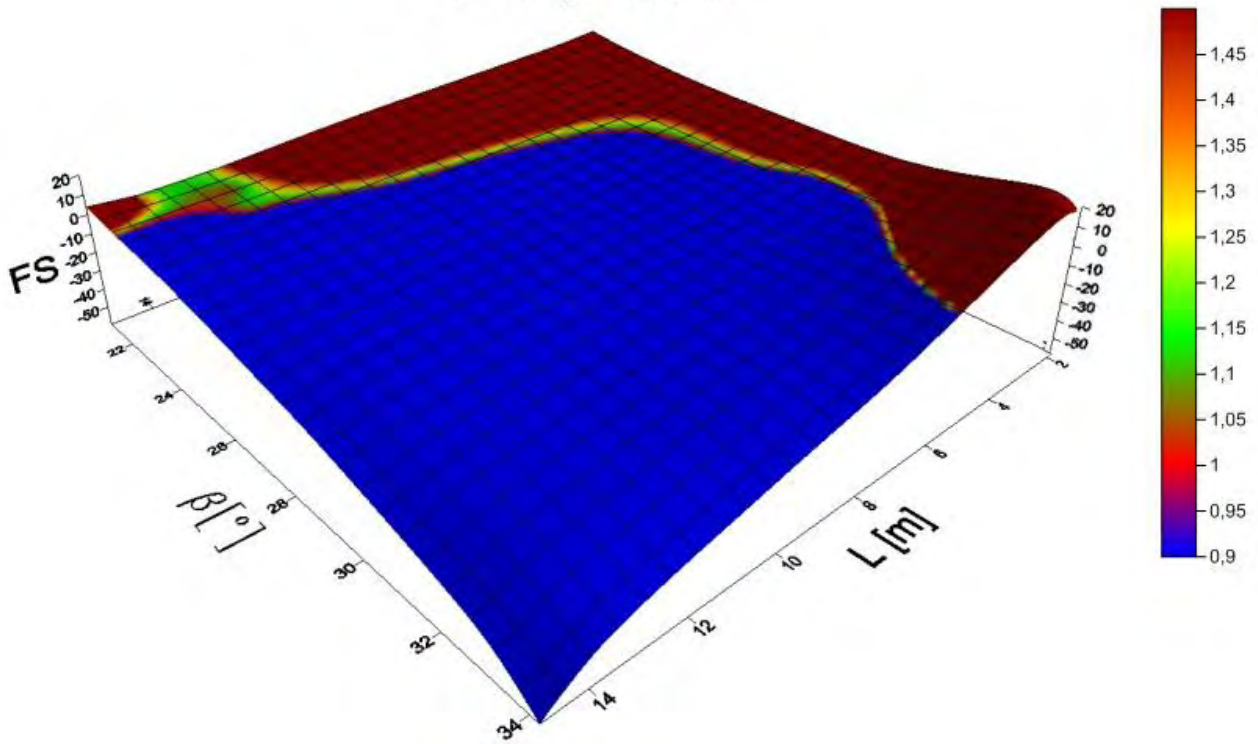


Figura 7-8: Risultati. $\phi_k = 24^\circ, c_k=2\text{kPa}$

$\Phi=26^\circ, c=2\text{kPa}$

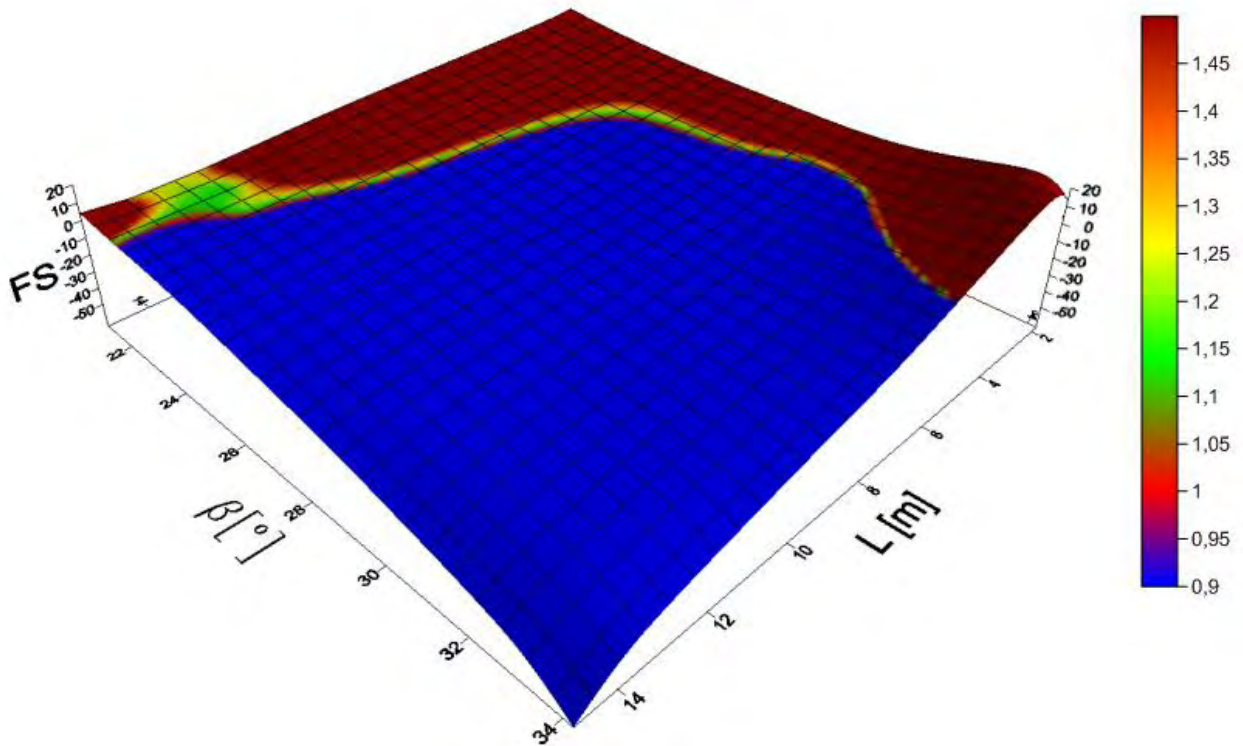


Figura 7-9: Risultati. $\phi_k = 26^\circ, c_k=2\text{kPa}$

Le sezioni del gruppo in esame sono caratterizzate da pendio doppio, questo comporta una grande variabilità dei valori di lunghezza e pendenza. A questo si deve il fatto che, pur aumentando il valore dell'angolo ϕ_k , la maggior parte delle possibili combinazioni di L e β non verifichi la stabilità avendo FS minore dell'unità. Le sezioni in esame non hanno una lunghezza elevata e di conseguenza, nel caso di ϕ_k assunto pari a 24°, ricadono tutte nella zona con fattore di sicurezza maggiore di 1.

Per quanto concerne il dimensionamento della trincea di ancoraggio in sommità, il dimensionamento è stato effettuato considerando i valori calcolati con il metodo illustrato dall'Ing. Russo.

Il materiale di riempimento previsto è una sabbia limosa compatta avente peso di volume di 18 kN/m³ e angolo d'attrito di 33°, lo spessore di terreno di copertura d_{cs} è costante e pari a 0,80 m.

Si propongono i risultati ottenuti dimensionando la trincea per la sezione soggetta a sforzo maggiore, la sezione 21.

Lineare		Rettangolare		Rettangolare a L		A forma di V	
T_{GMB} [kN/m]	119,00	T_{GMB} [kN/m]	119,00	T_{GMB} [kN/m]	119,00	T_{GMB} [kN/m]	119,00
L_{RO} [m]	83,50	d_{AT} [m]	0,40	d_{AT} [m]	0,40	d_{AT} [m]	0,40
		L_{RO} [m]	31,50	L_{RO} [m]	1,60	α_L [°]	8,00
				L_{AT} [m]	5,80	α_R [°]	8,00
						L_{RO} [m]	6,00
						L_{ATL} [m]	2,85
						L_{ATR} [m]	2,85

Tabella 7-24: Risultati. Dimensionamento delle diverse tipologie di trincea

Lo sforzo di trazione massimo a cui è soggetta la trincea è di 119 kN/m. Confrontando le diverse tipologie, è evidente come le prime due soluzioni siano impraticabili date le grandi dimensioni richieste, soprattutto l'ancoraggio lineare che richiede una lunghezza di run-out di 83,50 m.

Gli ancoraggi rettangolare a L e a forma di V hanno dimensioni molto più contenute; si prevede una soluzione di trincea rettangolare a L, la cui lunghezza totale è di 7,40 m.

7.4 Sezioni 15-21 destra del Lotto A

Il terreno che risulta avere caratteristiche minime idonee a soddisfare le verifiche di stabilità della copertura è classificabile come una argilla limosa avente le caratteristiche riportate di seguito:

Terreno	γ_{dry} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kPa]	I_p %	k [m/s]
Argilla Limosa	16	19	26	7	10 ÷ 50	$\leq 10^{-8}$

Tabella 7-25: Terreno sezioni 15-21 destra lotto A

Questo gruppo di sezioni è caratterizzato da sezioni con pendio triplo e due berme di riposo.

Si vede come anche in questo caso la scelta eseguita riguardo al terreno risulta adeguata a garantire la stabilità della copertura.

- Metodo di Koerner and Soong (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_P [kN/m]	C [kN/m]	FS
18 dw	7,00	28,81	77,82	68,19	14,40	9,30	1,26
19 dw	7,60	33,42	89,43	74,64	13,22	8,13	1,02
20 dw	6,60	31,38	73,26	62,54	13,68	8,60	1,18
21 dw	6,70	31,80	74,99	63,74	13,58	8,50	1,15
18 mid	3,00	27,02	15,73	14,02	15,02	9,86	3,39
19 mid	2,70	31,38	13,98	11,94	13,68	8,60	3,07
20 mid	3,00	32,38	19,04	16,08	13,44	8,36	2,38
21 mid	2,20	32,62	6,99	5,89	13,39	8,31	5,09
18 up	5,00	26,10	45,39	40,76	15,39	10,18	1,81
19 up	4,70	31,80	44,59	37,90	13,58	8,50	1,46
20 up	6,90	25,41	73,65	66,53	15,69	10,44	1,48
21 up	6,40	27,47	67,76	60,12	14,85	9,71	1,40

Tabella 7-26: Risultati. Metodo di Koerner and Soong (1998)

- Metodo di Druschel and Underwood (1993):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	W_1 [kN/m]	W_2 [kN/m]	F_a [kN/m]
18 dw	7,00	28,81	3,37	14,40	92,00	19,04
19 dw	7,60	33,42	4,19	13,22	102,30	29,87
20 dw	6,60	31,38	3,44	13,68	86,64	21,20
21 dw	6,70	31,80	3,53	13,58	88,26	22,34
18 mid	3,00	27,02	1,36	15,02	30,58	-0,11
19 mid	2,70	31,38	1,41	13,68	27,36	1,08
20 mid	3,00	32,38	1,61	13,44	32,16	3,20
21 mid	2,20	32,62	1,19	13,39	20,05	-1,05
18 up	5,00	26,10	2,20	15,39	60,61	6,83
19 up	4,70	31,80	2,48	13,58	57,86	11,82
20 up	6,90	25,41	2,96	15,69	89,19	12,83
21 up	6,40	27,47	2,95	14,85	82,43	14,29

Tabella 7-27: Risultati. Metodo di Druschel and Underwood (1993)

- Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_P [kN/m]	C [kN/m]	T_{adm} [kN/m]	FS
18 dw	7,00	28,81	77,82	68,19	14,40	9,30	19,04	2,54
19 dw	7,60	33,42	89,43	74,64	13,22	8,13	29,87	1,42
20 dw	6,60	31,38	73,26	62,54	13,68	8,60	21,20	2,30
21 dw	6,70	31,80	74,99	63,74	13,58	8,50	22,34	2,12
18 mid	3,00	27,02	15,73	14,02	15,02	9,86	-0,11	3,57
19 mid	2,70	31,38	13,98	11,94	13,68	8,60	1,08	3,25
20 mid	3,00	32,38	19,04	16,08	13,44	8,36	3,20	2,35
21 mid	2,20	32,62	6,99	5,89	13,39	8,31	-1,05	6,66
18 up	5,00	26,10	45,39	40,76	15,39	10,18	6,83	2,97
19 up	4,70	31,80	44,59	37,90	13,58	8,50	11,82	2,05
20 up	6,90	25,41	73,65	66,53	15,69	10,44	12,83	1,65
21 up	6,40	27,47	67,76	60,12	14,85	9,71	14,29	1,59

Tabella 7-28: Risultati. Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998)

- Metodo di Giroud (1995):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	T_{adm} [kN/m]	FS
18 dw	7,00	28,81	3,37	29,87	2,17
19 dw	7,60	33,42	4,19	29,87	1,89
20 dw	6,60	31,38	3,44	29,87	2,07
21 dw	6,70	31,80	3,53	29,87	2,04
18 mid	3,00	27,02	1,36	29,87	3,34
19 mid	2,70	31,38	1,41	29,87	3,13
20 mid	3,00	32,38	1,61	29,87	2,88
21 mid	2,20	32,62	1,19	29,87	3,43
18 up	5,00	26,10	2,20	29,87	2,69
19 up	4,70	31,80	2,48	29,87	2,34
20 up	6,90	25,41	2,96	29,87	2,43
21 up	6,40	27,47	2,95	29,87	2,33

Tabella 7-29: Risultati. Metodo di Giroud (1995)

- Metodo di stabilità per sezioni multipendio:

Sezione	L_1 [m]	α_1 [°]	T_1 [kN/m]	$\Delta\alpha_{12}$ [°]	T_2 [kN/m]	L_2 [m]	α_2 [°]
18	7,00	28,81	40,55	21,31	38,07	3,23	0
19	7,60	33,42	53,60	28,37	49,27	2,86	0
20	6,60	31,38	42,90	30,54	39,19	2,51	0
21	6,70	31,80	44,31	29,25	40,63	2,63	0

T_3 [kN/m]	α_3 [°]	T_4 [kN/m]	L_3 [m]	α_4 [°]	T_5 [kN/m]		T_{tot} [kN/m]
31,40	26,10	34,97	5,00	26,10	60,15		97,57
45,55	31,80	53,59	4,70	31,80	84,68		137,37
37,71	25,41	41,75	6,90	25,41	75,14		121,89
33,44	27,47	37,69	6,40	27,47	72,38		117,42

Tabella 7-30: Risultati. Metodo per sezioni multipendio

Il metodo valuta il tiro sulla geomembrana nel caso di pendio multiplo, in questo modo basta dimensionare un'unica trincea di ancoraggio in sommità.

Si prevede una geogriglia di rinforzo per ridurre lo sforzo di trazione su geomembrana e geocomposito drenante. Si assume una geogriglia di tipo Fortrac 3D 150 o simili avente resistenza ultima a rottura di 150 kN/m.

Analogamente a quanto svolto nei paragrafi precedenti, si compie un'indagine parametrica mantenendo fisso il valore della coesione e variando il valore dell'angolo di attrito del terreno.

Per questo gruppo, si è mantenuta la coesione pari a 2 kPa e si sono considerati valori di ϕ variabili tra 22° e 26° (Figura 7-10, 7-11, 7-12):

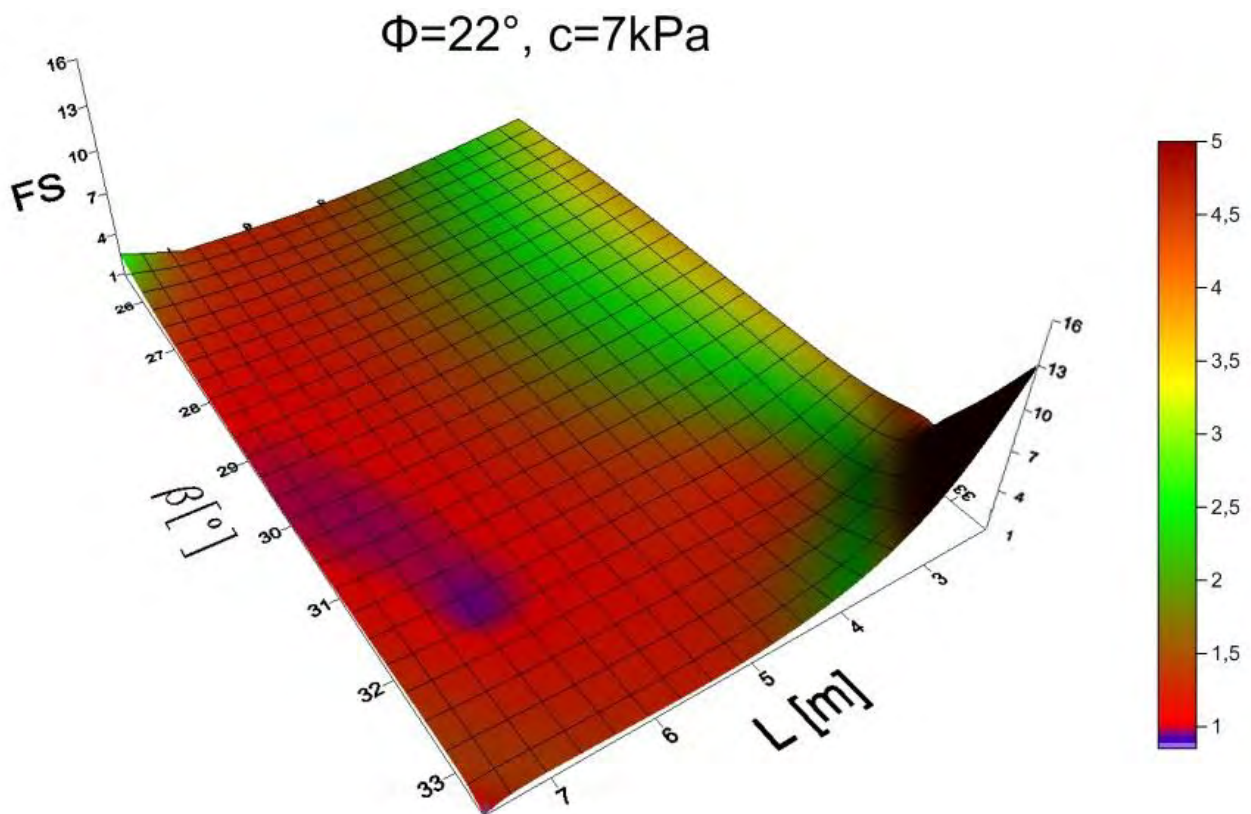


Figura 7-10: Risultati. $\phi_k = 22^\circ, c_k=7\text{kPa}$

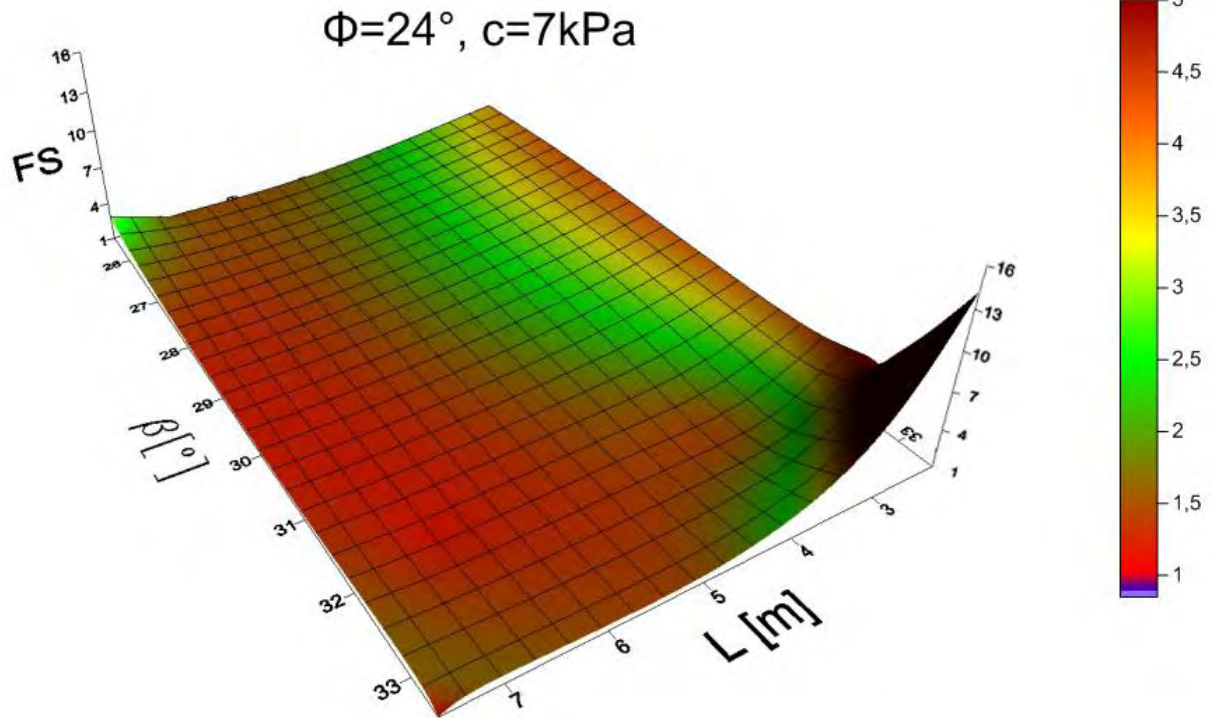


Figura 7-11: Risultati. $\phi_k = 24^\circ, c_k=7\text{kPa}$

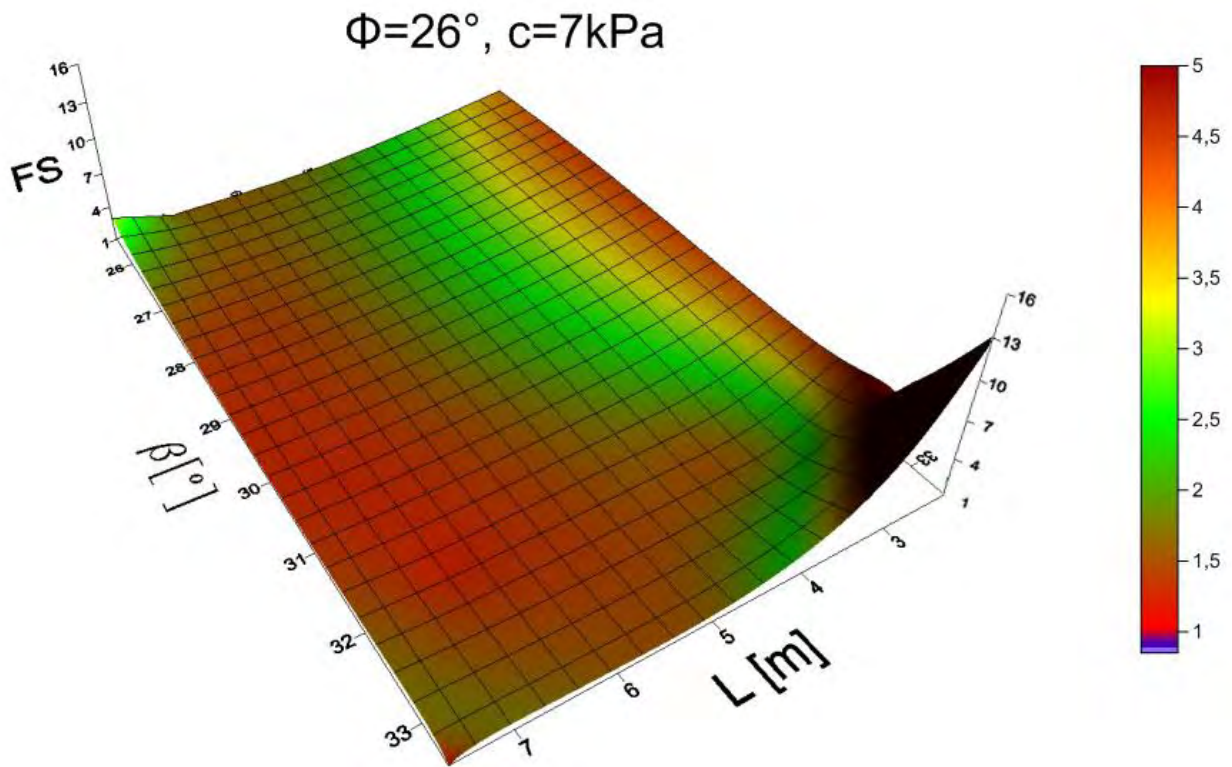


Figura 7-12: Risultati. $\phi_k = 26^\circ, c_k=7\text{kPa}$

Il gruppo di sezioni in esame sono caratterizzate da pendio triplo, questo comporta delle lunghezze di pendio non molto grandi. Come visto nel caso di altre sezioni, una lunghezza del declivio non molto elevata facilita la stabilità del sistema.

Dai grafici si nota che le sezioni critiche, già dal primo caso con $\phi_k = 22^\circ$, occupano una porzione limitata sulla superficie. Osservando infatti la tabella 7-26, che riporta i risultati ottenuti dall'analisi analitica, si evince che solo una sezione (19 dw) ha un fattore di sicurezza prossimo all'unità; le restanti sezioni hanno fattori di sicurezza ben maggiori di 1. Si potrebbe pensare di prevedere una geogriglia di rinforzo avente caratteristiche adeguate oppure di intervenire localmente sulla sezione, per esempio con una risagomatura del pendio.

Per quanto riguarda la trincea di ancoraggio in sommità, il dimensionamento è stato effettuato considerando i valori calcolati con il metodo proposto dall'Ing. Russo.

Il materiale di riempimento previsto è una sabbia limosa compatta avente peso di volume di 18 kN/m³ e angolo d'attrito di 33°, lo spessore di terreno di copertura d_{cs} è costante e pari a 0,80 m.

Si propongono i risultati ottenuti dimensionando la trincea per la sezione soggetta a sforzo maggiore, la sezione 19.

Lineare		Rettangolare		Rettangolare a L		A forma di V	
T_{GMB} [kN/m]	138,00	T_{GMB} [kN/m]	138,00	T_{GMB} [kN/m]	138,00	T_{GMB} [kN/m]	138,00
L_{RO} [m]	96,50	d_{AT} [m]	0,40	d_{AT} [m]	0,40	d_{AT} [m]	0,40
		L_{RO} [m]	36,50	L_{RO} [m]	1,60	α_L [°]	6,70
				L_{AT} [m]	6,80	α_R [°]	6,70
						L_{RO} [m]	6,00
						L_{ATL} [m]	3,40
						L_{ATR} [m]	3,40

Tabella 7-31: Risultati. Dimensionamento delle diverse tipologie di trincea

Lo sforzo di trazione massimo a cui è soggetta la trincea è di 138 kN/m. Confrontando le diverse tipologie, è evidente come le prime due soluzioni siano impraticabili date le grandi dimensioni richieste, soprattutto l'ancoraggio lineare che richiede una lunghezza di run-out di 96,50 m.

Gli ancoraggi rettangolare a L e a forma di V hanno dimensioni molto più contenute; si prevede una soluzione di trincea rettangolare a L, la cui lunghezza totale è di 8,40 m.

7.5 Sezioni 1-7 del Lotto B

Il Lotto B è quello per il quale sono state riscontrate le maggiori difficoltà a causa dell'elevata pendenza di alcuni tratti di sezione. È stato suddiviso in 7 sezioni, le prime 5 sono caratterizzate da pendio triplo con due berme di riposo, mentre le ultime due hanno due declivi intervallati da una berma di riposo.

Come si vedrà nelle seguenti tabelle, la stabilità del pacchetto di copertura non sarà garantita per tutte le sezioni, si è quindi reso necessario prevedere un intervento di riprofilatura che andrà ad interessare soltanto i tratti sommitali.

Il terreno che risulta avere caratteristiche minime idonee a soddisfare le verifiche di stabilità della copertura è classificabile come una argilla limosa avente le caratteristiche riportate di seguito:

Terreno	γ_{dry} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	ϕ_k [°]	c_k [kPa]	l_p %	k [m/s]
Argilla Limosa	16	19	24	6	10 ÷ 50	$\leq 10^{-8}$

Tabella 7-32: Terreno sezioni 1-7 lotto B

- Metodo di Koerner and Soong (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_p [kN/m]	C [kN/m]	FS
1 dw	4,00	36,13	35,74	28,86	12,77	6,51	1,30
2 dw	4,30	36,50	40,42	32,49	12,72	6,46	1,21
3 dw	4,50	35,75	43,21	35,07	12,82	6,57	1,19
4 dw	5,80	34,99	62,70	51,37	12,94	6,70	1,02
1 mid	4,00	24,70	28,91	26,26	16,01	9,19	2,24
2 mid	4,00	24,47	28,67	26,10	16,13	9,27	2,28
3 mid	3,44	22,29	17,74	16,41	17,32	10,12	3,60
4 mid	3,40	21,90	16,63	15,43	17,57	10,30	3,87
1 up	7,30	29,25	82,67	72,13	14,26	7,86	1,09
2 up	8,50	30,75	101,80	87,49	13,84	7,51	0,96
3 up	9,60	29,68	117,90	102,43	14,13	7,75	0,95
4 up	6,70	24,23	69,47	63,35	16,25	9,36	1,45
6 dw	12,94	21,80	132,03	122,58	17,63	10,34	1,30
7 dw	11,00	25,17	135,75	122,86	15,79	9,03	1,09
6 up	8,38	21,80	92,20	85,61	17,63	10,34	1,47
7 up	17,50	16,17	220,58	211,85	22,73	13,79	1,62

Tabella 7-33: Risultati. Metodo di Koerner and Soong (1998)

- Metodo di Koerner and Soong con riprofilatura (1998):

I tratti di sezione 2 up e 3 up non hanno un fattore di sicurezza, sebbene di poco, maggiore o uguale a 1. Si prevedere una risagomatura di queste zone imponendo per entrambe un angolo ω pari a 29°.

Sezione	y [m]	ω [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_p [kN/m]	C [kN/m]	FS
2 up	0,23	29,00	113,71	97,72	22,93	39,65	1,43
3 up	0,10	29,00	124,28	107,97	17,95	35,08	1,28

Tabella 7-34: Risultati. Metodo di Koerner and Soong con riprofilatura (1998)

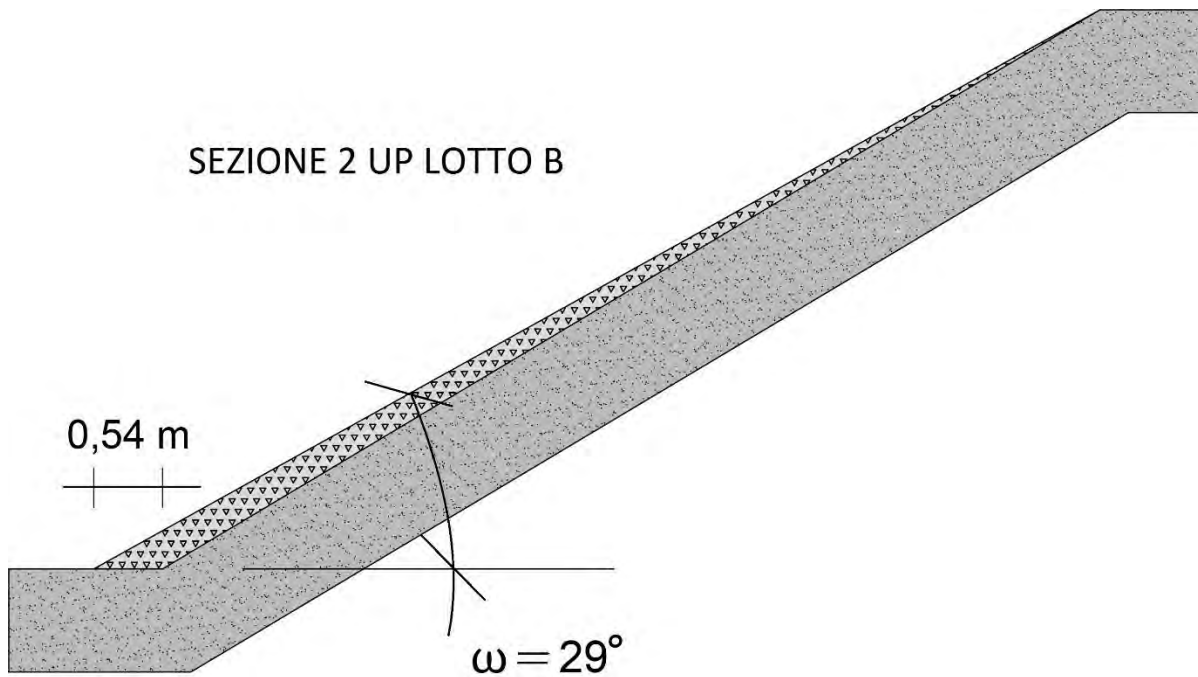


Figura 7-13: Riprofilatura della sezione 2 up

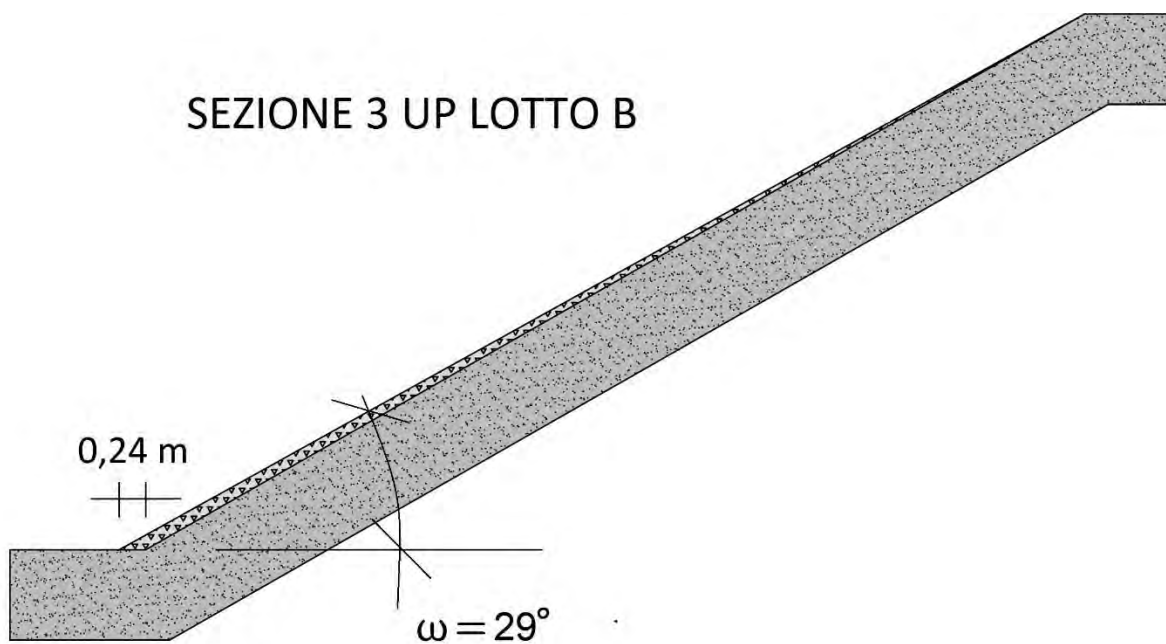


Figura 7-14: Riprofilatura della sezione 3 up

Come si nota anche visivamente dalle figure 7-13 e 7-14, l'intervento di risagomatura non stravolge in maniera evidente la configurazione iniziale dei due tratti e anche gli ingombri sulla banca di riposo non risultano eccessivi: circa 55 cm per la sezione 2 up e circa 25 cm per quella 3 up.

Si prosegue ora con i risultati ottenuti con gli altri metodi di stabilità.

- Metodo di Druschel and Underwood (1993):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	W_1 [kN/m]	W_2 [kN/m]	F_a [kN/m]
1 dw	4,00	36,13	2,36	12,77	48,03	12,47
2 dw	4,30	36,50	2,56	12,72	52,64	14,67

3 dw	4,50	35,75	2,63	12,82	55,58	15,32
4 dw	5,80	34,99	3,33	12,94	75,22	22,54
1 mid	4,00	24,70	1,67	16,01	44,79	2,56
2 mid	4,00	24,47	1,66	16,13	44,67	2,33
3 mid	3,44	22,29	1,30	17,32	34,97	-1,42
4 mid	3,40	21,90	1,27	17,57	34,11	-1,88
1 up	7,30	29,25	3,57	14,26	96,70	22,04
2 up	8,50	30,75	4,35	13,84	115,36	30,64
3 up	9,60	29,68	4,75	14,13	131,79	33,66
4 up	6,70	24,23	2,75	16,25	85,59	10,98
6 dw	12,94	21,80	4,81	17,63	179,06	23,27
7 dw	11,00	25,17	4,68	15,79	151,41	27,81
6 up	8,38	21,80	3,11	17,63	109,74	11,21
7 up	17,50	16,17	4,87	22,73	243,27	8,69

Tabella 7-35: Risultati. Metodo di Druschel and Underwood (1993)

- Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998):

Sezione	L [m]	β [°]	W_A [kN/m]	N_A [kN/m]	W_P [kN/m]	C [kN/m]	T_{adm} [kN/m]	FS
1 dw	4,00	36,13	35,74	28,86	12,77	6,51	12,47	5,74
2 dw	4,30	36,50	40,42	32,49	12,72	6,46	14,67	3,33
3 dw	4,50	35,75	43,21	35,07	12,82	6,57	15,32	2,91
4 dw	5,80	34,99	62,70	51,37	12,94	6,70	22,54	1,49
1 mid	4,00	24,70	28,91	26,26	16,01	9,19	2,56	2,00
2 mid	4,00	24,47	28,67	26,10	16,13	9,27	2,33	2,04
3 mid	3,44	22,29	17,74	16,41	17,32	10,12	-1,42	3,43
4 mid	3,40	21,90	16,63	15,43	17,57	10,30	-1,88	3,72
1 up	7,30	29,25	82,67	72,13	14,26	7,86	22,04	1,77
2 up	8,50	30,75	101,80	87,49	13,84	7,51	30,64	1,21
3 up	9,60	29,68	117,90	102,43	14,13	7,75	33,66	1,10
4 up	6,70	24,23	69,47	63,35	16,25	9,36	10,98	4,94
6 dw	12,94	21,80	161,51	149,96	17,63	10,34	23,27	1,50
7 dw	11,00	25,17	135,75	122,86	15,79	9,03	27,81	1,38
6 up	8,38	21,80	92,20	85,61	17,63	10,34	11,21	1,56
7 up	17,50	16,17	220,58	211,85	22,73	13,79	8,69	1,35

Tabella 7-36: Risultati. Metodo di Koerner and Soong con rinforzo (1998)

- Metodo di Giroud (1995):

Sezione	L [m]	β [°]	H [m]	T_{adm} [kN/m]	FS
1 dw	4,00	36,13	2,36	33,66	2,21
2 dw	4,30	36,50	2,56	33,66	2,11
3 dw	4,50	35,75	2,63	33,66	2,10
4 dw	5,80	34,99	3,33	33,66	1,90
1 mid	4,00	24,70	1,67	33,66	3,04
2 mid	4,00	24,47	1,66	33,66	3,07
3 mid	3,44	22,29	1,30	33,66	3,64
4 mid	3,40	21,90	1,27	33,66	3,73
1 up	7,30	29,25	2,36	33,66	2,21
2 up	8,50	30,75	2,56	33,66	2,11
3 up	9,60	29,68	2,63	33,66	2,10
4 up	6,70	24,23	3,33	33,66	1,90
6 dw	12,94	36,13	2,36	33,66	2,15
7 dw	11,00	36,50	2,56	33,66	1,98
6 up	8,38	21,80	3,11	33,66	2,46
7 up	17,50	16,17	4,87	33,66	2,66

Tabella 7-37: Risultati. Metodo di Giroud (1995)

- Metodo di stabilità per sezioni multipendio:

Sezione	L_1 [m]	α_1 [°]	T_1 [kN/m]	$\Delta\alpha_{12}$ [°]	T_2 [kN/m]	L_2 [m]	α_2 [°]	
1	4,00	36,13	31,08	28,37	28,57	2,55	0	
2	4,30	36,50	33,83	31,38	30,82	2,04	0	
3	4,50	35,75	34,52	28,81	31,69	2,22	0	
4	5,80	34,99	43,33	34,99	39,05	1,86	0	
T_3 [kN/m]	α_3 [°]	T_4 [kN/m]	L_3 [m]	α_4 [°]	T_5 [kN/m]	$\Delta\alpha_{45}$ [°]	T_6 [kN/m]	
21,99	27,02	24,68	4,00	27,02	45,86	19,29	43,31	
25,55	24,47	28,07	4,00	24,47	46,36	21,55	43,49	
25,96	22,29	28,05	3,44	22,29	41,65	16,70	39,63	
34,26	21,90	36,92	3,40	21,90	49,97	21,31	46,91	
L_4 [m]	α_5 [°]	T_7 [kN/m]	α_6 [°]	T_8 [kN/m]	L_5 [m]	α_7 [°]	T_9 [kN/m]	T_{tot} [kN/m]
5,33	0	29,54	29,25	33,86	7,30	29,25	77,03	124,97
5,50	0	29,28	30,75	34,07	8,50	30,75	87,86	142,54
4,39	0	28,28	29,68	32,55	9,60	29,68	90,48	146,79
3,96	0	36,67	24,23	40,21	6,70	24,23	70,39	114,19
Sezione	L_1 [m]	α_1 [°]	T_1 [kN/m]	$\Delta\alpha_{12}$ [°]	T_2 [kN/m]	L_2 [m]	α_2 [°]	
6	12,94	21,80	49,30	19,29	46,56	5,44	0	

7	11,00	25,17	52,50	21,31	49,28	6,29	0
T_3 [kN/m]	α_3 [°]	T_4 [kN/m]	L_3 [m]	α_4 [°]	T_5 [kN/m]		T_{tot} [kN/m]
32,50	21,80	35,00	8,38	21,80	66,93		108,58
33,02	16,17	34,38	17,50	16,17	72,43		117,50

Tabella 7-38: Risultati. Metodo per sezioni multipendio

Il metodo valuta il tiro sulla geomembrana nel caso di pendio multiplo, in questo modo basta dimensionare un'unica trincea di ancoraggio in sommità.

Si prevede una geogriglia di rinforzo per ridurre lo sforzo di trazione su geomembrana e geocomposito drenante. Si assume una geogriglia di tipo Fortrac 3D 150 o simili avente resistenza ultima a rottura di 150 kN/m.

Si conduce di seguito un'indagine parametrica in cui si mantiene fisso il valore della coesione e si fa variare il valore dell'angolo di attrito del terreno.

Nel caso delle sezioni 1-7 del Lotto B, si è assunta una coesione pari a 7 kPa e si sono considerati valori di ϕ variabili tra 22° e 26° (Figura 7-15, 7-16, 7-17):

$$\Phi=22^\circ, c=6\text{kPa}$$

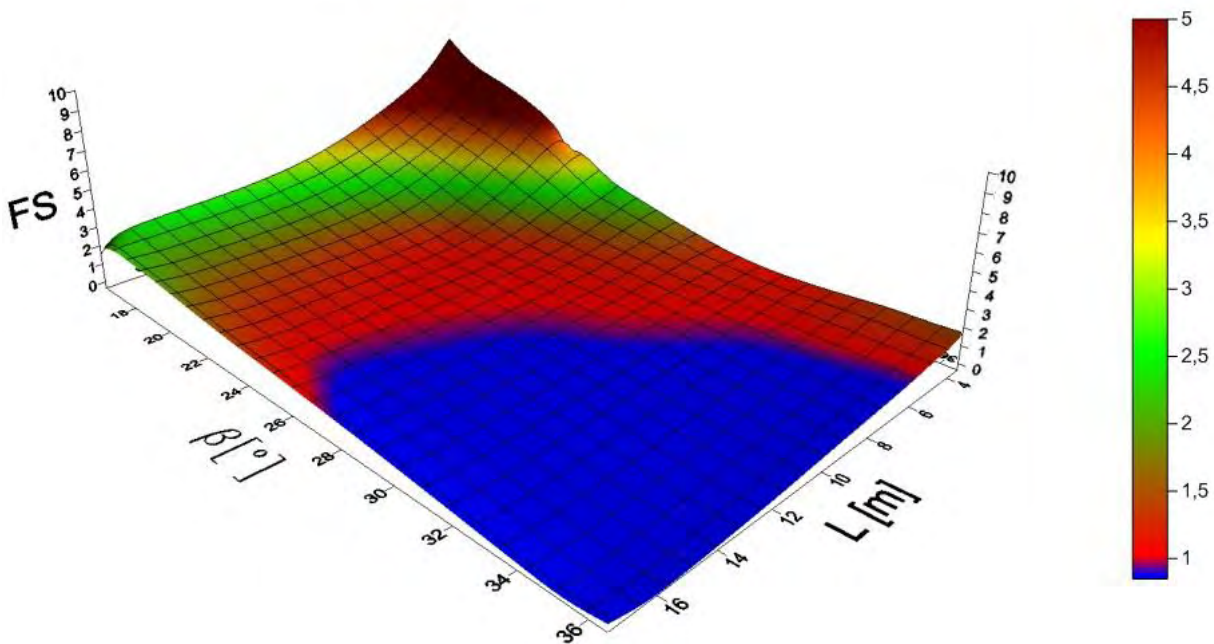


Figura 7-15: Risultati. $\phi_k = 22^\circ$, $c_k=6\text{kPa}$

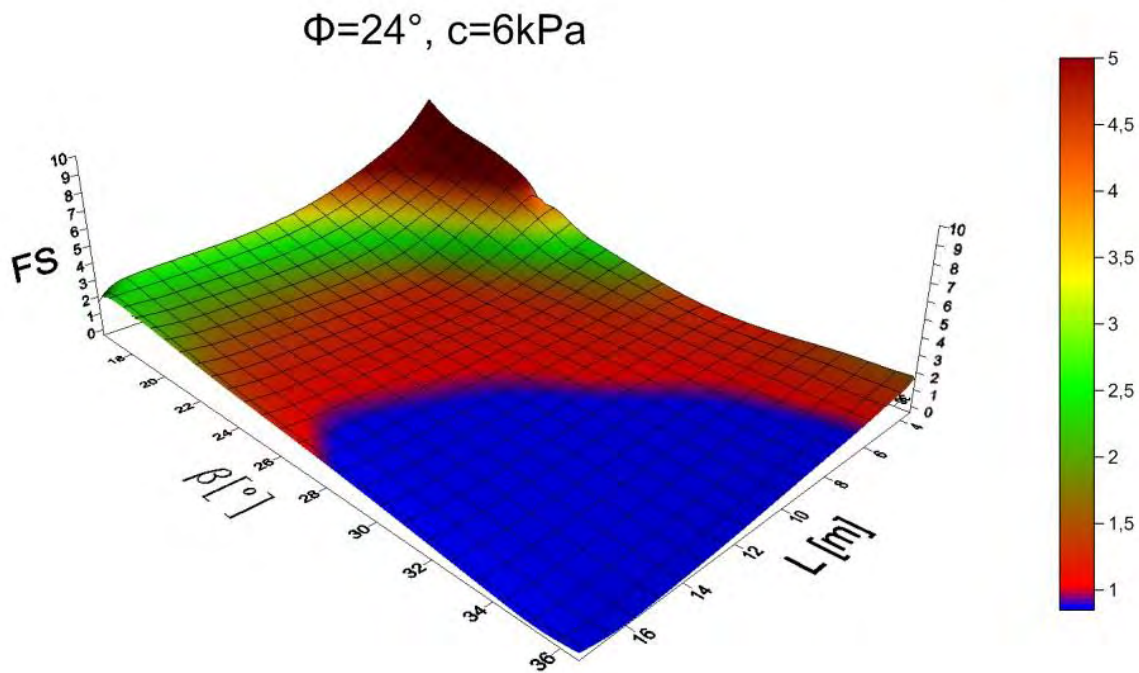


Figura 7-16: Risultati. $\phi_k = 24^\circ, c_k=6\text{kPa}$

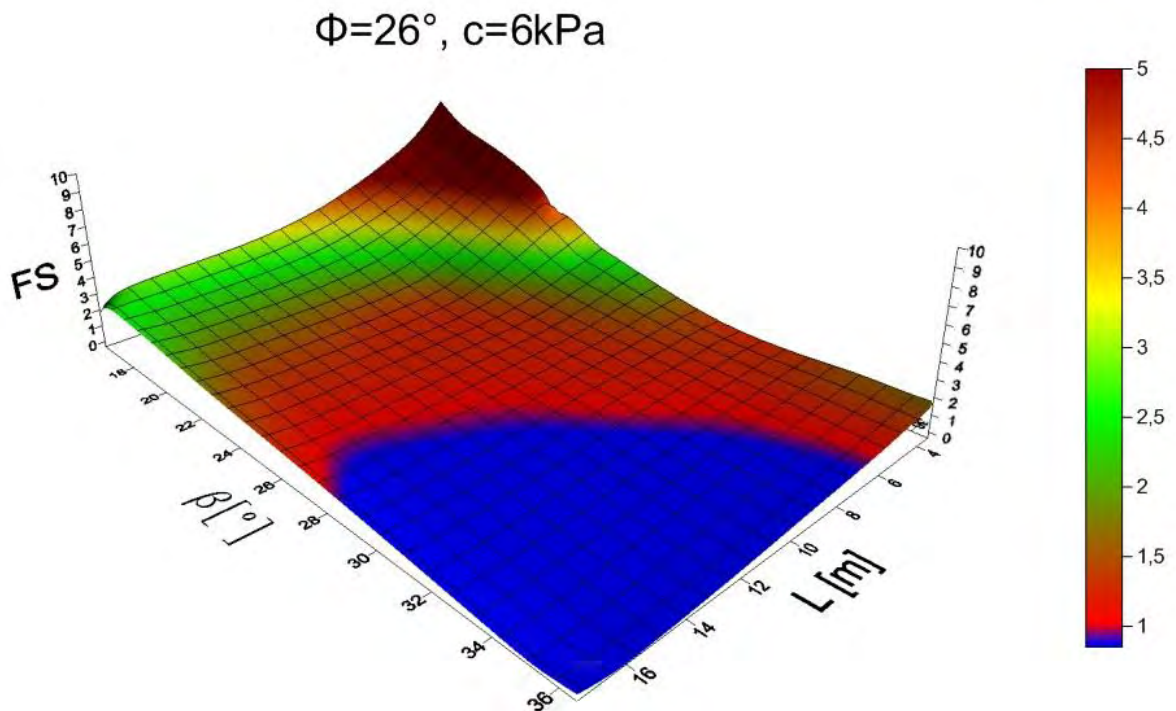


Figura 7-17: Risultati. $\phi_k = 26^\circ, c_k=6\text{kPa}$

Come descritto all'inizio di questo paragrafo, questo lotto è composto da sezioni di due tipologie diverse: le prime cinque sono a pendio triplo, le ultime due sono caratterizzate da pendio doppio. Dall'indagine parametrica svolta si evince che un incremento dell'angolo di attrito del terreno da 22° a 24° comporta un visibile aumento della zona con fattore di sicurezza maggiore di 1; mentre un ulteriore incremento fino a 26° la mantiene pressoché invariata, facendo comunque aumentare il valore di FS nei punti dove la verifica è soddisfatta.

Le due sezioni a pendio doppio sono caratterizzate da valori di lunghezza relativamente grandi e da angoli di inclinazione bassi, quindi ricadono per ognuno dei tre casi nella zona con $FS > 1$. Le altre sezioni invece risultano verificate per valori di $\phi_k = 24^\circ$.

Il dimensionamento della trincea di ancoraggio è stato effettuato considerando i valori calcolati con il metodo presentato dall'Ing. Russo.

Il materiale di riempimento previsto è una sabbia limosa compatta avente peso di volume di 18 kN/m^3 e angolo d'attrito di 33° , lo spessore di terreno di copertura d_{cs} è costante e pari a $0,80 \text{ m}$.

Si propongono i risultati ottenuti dimensionando la trincea per la sezione soggetta a sforzo maggiore, la sezione 3.

Lineare		Rettangolare		Rettangolare a L		A forma di V	
$T_{GMB} \text{ [kN/m]}$	147,00	$T_{GMB} \text{ [kN/m]}$	147,00	$T_{GMB} \text{ [kN/m]}$	147,00	$T_{GMB} \text{ [kN/m]}$	147,00
$L_{RO} \text{ [m]}$	103,00	$d_{AT} \text{ [m]}$	0,40	$d_{AT} \text{ [m]}$	0,40	$d_{AT} \text{ [m]}$	0,40
		$L_{RO} \text{ [m]}$	39,00	$L_{RO} \text{ [m]}$	1,60	$\alpha_L \text{ [}^\circ\text{]}$	6,40
				$L_{AT} \text{ [m]}$	7,30	$\alpha_R \text{ [}^\circ\text{]}$	6,40
						$L_{RO} \text{ [m]}$	7,00
						$L_{ATL} \text{ [m]}$	3,57
						$L_{ATR} \text{ [m]}$	3,57

Tabella 7-39: Risultati. Dimensionamento delle diverse tipologie di trincea

Lo sforzo di trazione massimo a cui è soggetta la trincea è di 147 kN/m . Confrontando le diverse tipologie, è evidente come le prime due soluzioni siano impraticabili date le grandi dimensioni richieste, soprattutto l'ancoraggio lineare che richiede una lunghezza di run-out di 103 m .

Gli ancoraggi rettangolare a L e a forma di V hanno dimensioni molto più contenute; si prevede una soluzione di trincea rettangolare a L, la cui lunghezza totale è di $8,90 \text{ m}$.

Riassumendo i risultati:

Sezioni	1-13 sx	1-13 dx	15-21 sx	15-21 dx	Lotto B dx
Terreno	Argilla Limosa	Argilla Limosa	Argilla Limosa	Argilla Limosa	Argilla Limosa
$\gamma_{dry} \text{ [kN/m}^3\text{]}$	16	16	16	16	16
$\gamma_{sat} \text{ [kN/m}^3\text{]}$	19	19	19	19	19
$\phi_k \text{ [}^\circ\text{]}$	24	24	24	26	24
$c_k \text{ [kPa]}$	2	5	2	7	6
IP %	10 ÷ 50	10 ÷ 50	10 ÷ 50	10 ÷ 50	10 ÷ 50
$T_{allow} \text{ [kN/m]}$	80	80	150	150	150

Tabella 7-40: Tabella riassuntiva dei risultati

I terreni determinati dall'analisi risultano avere caratteristiche simili per i gruppi di sezioni 1-13 sinistra e destra, 15-21 sinistra del Lotto A e 2° tratto in alveo e Lotto B destra ed è quindi pensabile l'utilizzo di un'unica tipologia di terreno per buona parte dei lotti in esame.

Il dimensionamento delle trincee viene effettuato con la tipologia rettangolare a L:

Sezioni	1-13 sx	1-13 dx	15-21 sx	15-21 dx	Lotto B dx
T_{GMB} [kN/m]	77,00	72,00	119,00	138,00	147,00
d_{AT} [m]	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
L_{RO} [m]	1,50	1,50	1,60	1,60	1,60
L_{AT} [m]	3,60	3,40	5,80	6,80	7,30

Tabella 7-41: Dimensioni delle trincee rettangolari a L

7.6 Saturazione del terreno di copertura

Nei capitoli precedenti si è detto che si esclude la presenza di acqua nel terreno, questo perché si dimostra che tutta l'acqua che si infiltra all'interno di esso è raccolta e allontanata dal geocomposito drenante posizionato al di sotto degli 80 cm del terreno di finitura; il vantaggio è notevole: la spinta generata dall'acqua sarebbe una forza instabilizzante ai fini della verifica di stabilità della copertura. Questa analisi è stata effettuata assumendo per l'argilla limosa una conducibilità idraulica $k \leq 10^{-8}$ m/s, un contenuto di acqua residuo del 5% e le seguenti curve suzione di matrice-contenuto d'acqua volumetrico (Figura 7-18) e suzione di matrice-conducibilità idraulica (Figura 7-19).

La suzione ψ è definita come l'effetto di richiamo d'acqua di un terreno posto a contatto con acqua libera a pressione atmosferica; ha due componenti: la suzione osmotica e la suzione di matrice.

La suzione osmotica π è dovuto alla presenza di sali disciolti nell'acqua interstiziale di un terreno e quindi alla differenza di potenziale elettro-chimico tra l'acqua interstiziale e l'acqua libera.

La suzione di matrice è invece la differenza tra la pressione dell'aria u_a e la pressione dell'acqua u_w nei pori di un terreno: $s = u_a - u_w$.



Figura 7-18: Curva Suzione-Contenuto d'acqua volumetrico

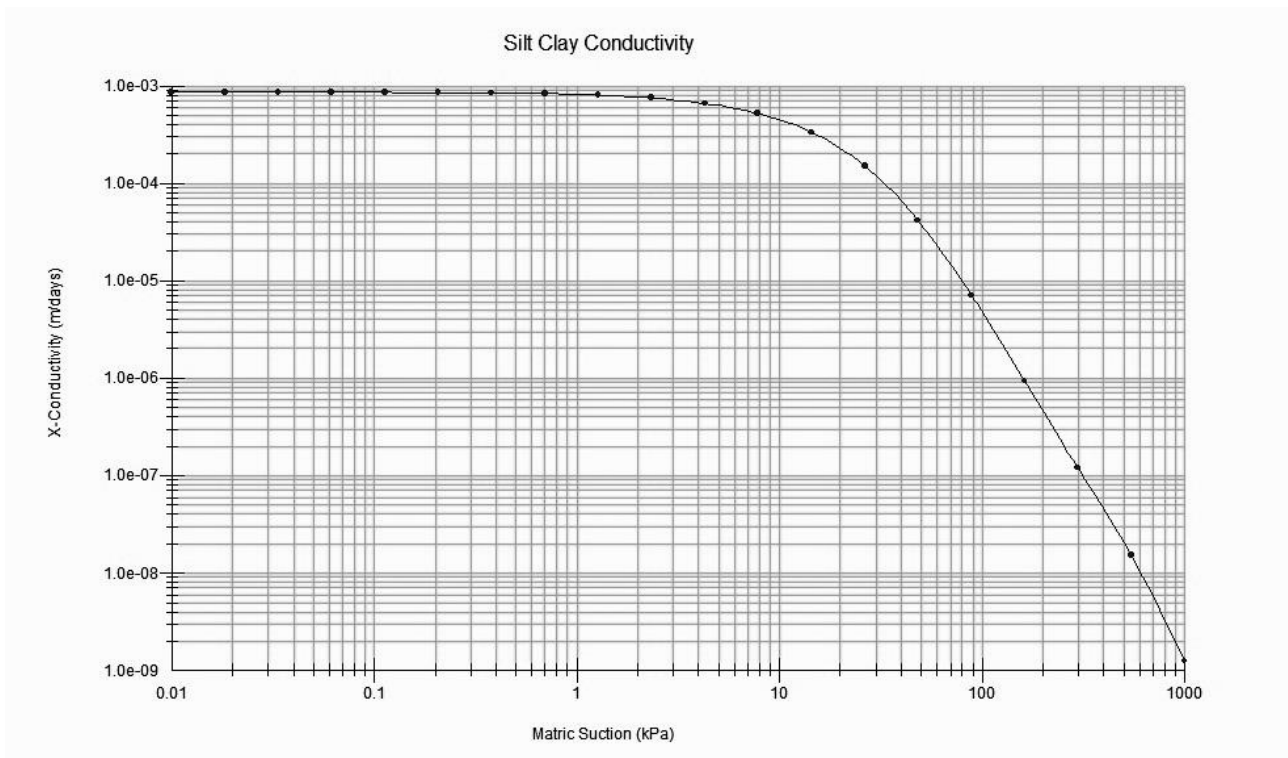


Figura 7-19: Curva Suzione-Conducibilità idraulica

Si sono presi in considerazione i due casi limite: sezione più estesa in lunghezza (sezione 4 destra del lotto A, figura 4-10) e sezione con inclinazione maggiore (sezione 2 dw del lotto B, figura 4-11) per valutare i tempi di saturazione nell'ipotesi di precipitazione piovosa costante.

L'analisi è stata svolta distinguendo per ognuno dei due casi il periodo estivo, assegnando al terreno un valore di suzione di 100 kPa, e il periodo invernale in cui si è ipotizzata una suzione di 10 kPa.

Dagli studi sul bilancio idrologico della zona in esame effettuati dall'Ing. Busana, riportati nella "Relazione di approfondimento e specifiche tecniche dei materiali, Progetto definitivo di ripristino della funzionalità della copertura relativa ai lotti a, b e 2° tratto in alveo (a seguito degli assestamenti)", si evince che la precipitazione media annua risulta essere di 864,5 mm; il carico di pioggia che è applicato ai due pendii analizzati è di circa 2,37 mm/giorno.

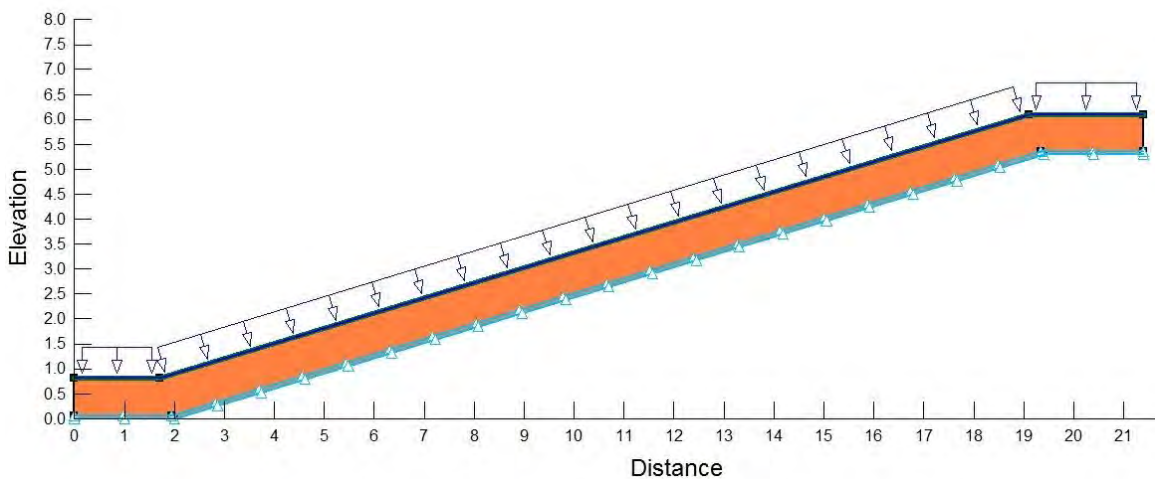


Figura 7-20: Sezione 4 destra Lotto A. Input

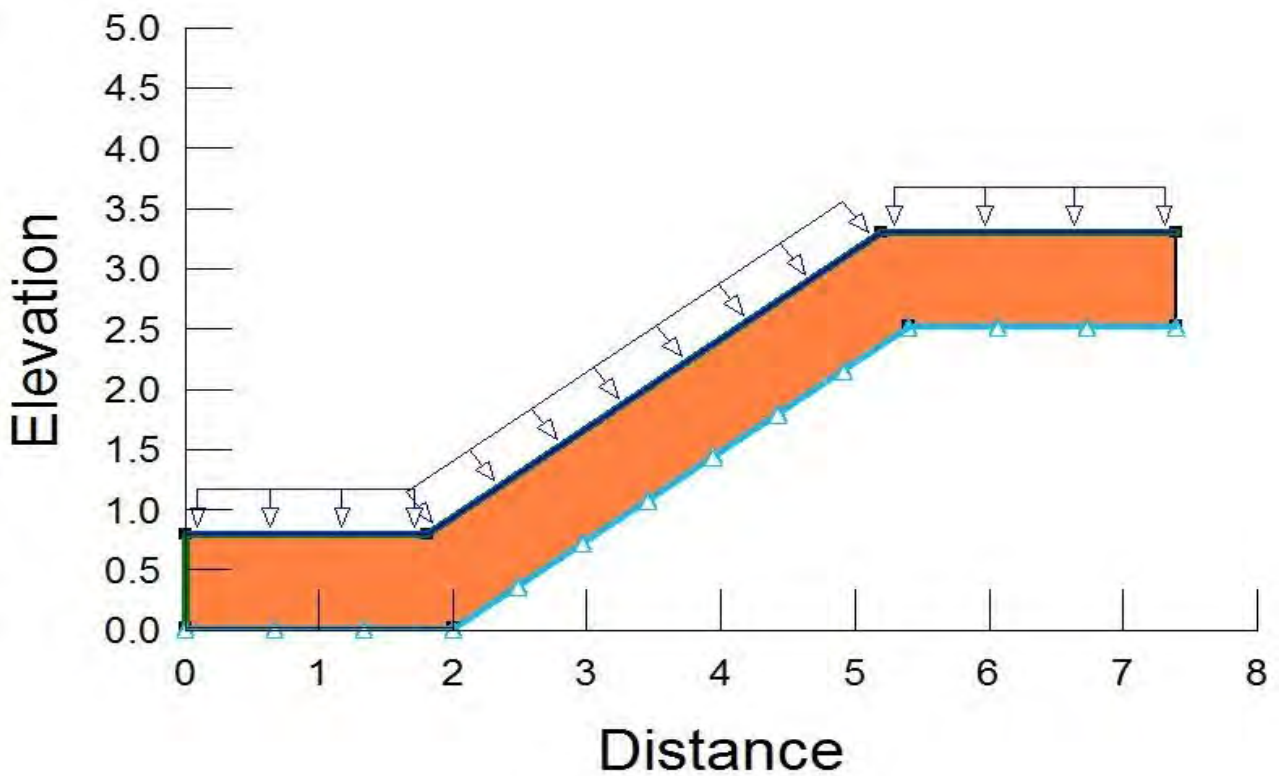


Figura 7-21: Sezione 2 dw Lotto B. Input

I risultati indicano che:

- Sezione 4 destra del lotto A: $L = 18,20$ m, $\beta = 16,96^\circ$, spessore $h = 0,80$ m

Il terreno raggiunge la saturazione dopo una precipitazione costante di 118 giorni nel periodo estivo; mentre in inverno le tempistiche sono chiaramente minori, in quanto ci si aspetta che il terreno sia già parzialmente saturo, infatti esso satura dopo 21 giorni (Figura 4-12).

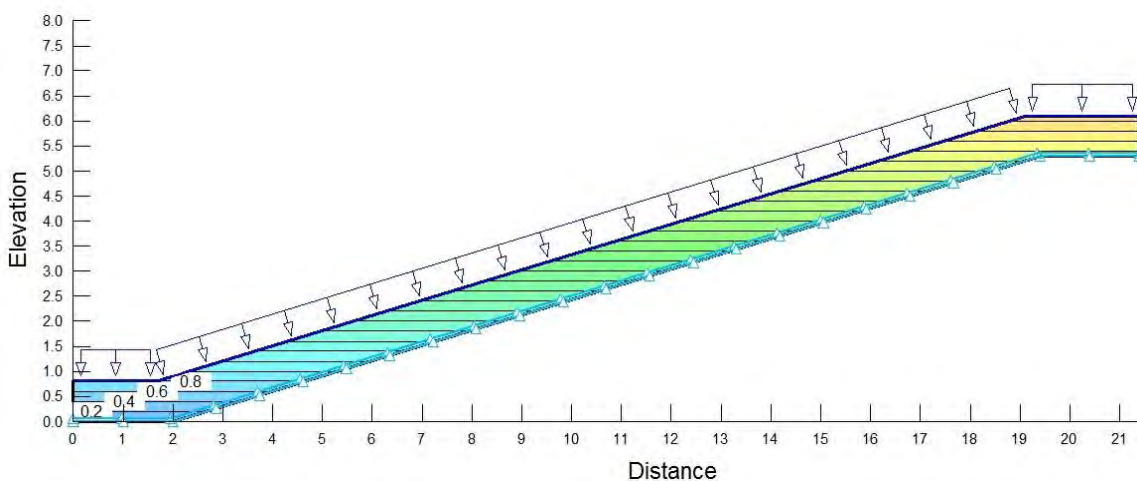


Figura 7-22: Pendio saturo

- Sezione 2 down del lotto B: $L = 4,30$ m, $\beta = 36,50^\circ$, $h = 0,80$ m

Il terreno raggiunge la saturazione dopo una precipitazione costante di 116 giorni nel periodo estivo; mentre in inverno le tempistiche sono chiaramente minori, in quanto ci si aspetta che il terreno sia già parzialmente saturo, infatti esso satura dopo 20 giorni (Figura 4-13). Le differenze con il caso limite precedente sono minime, quindi si può sottolineare come, sotto le ipotesi assunte, le caratteristiche del pendio non influenzano i risultati.

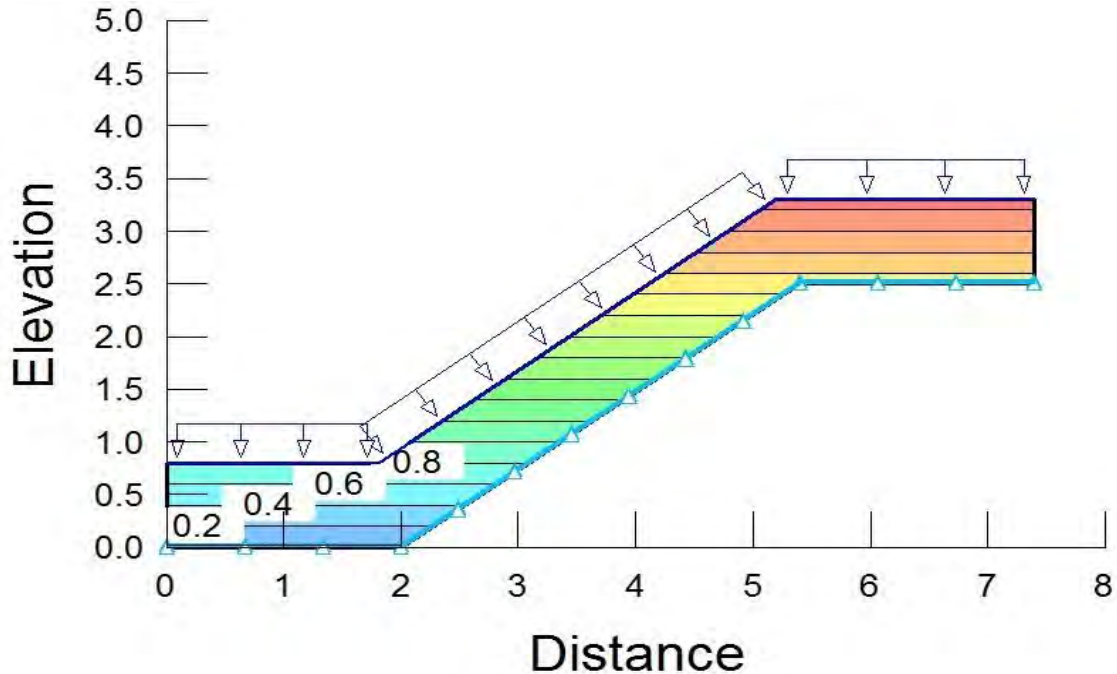


Figura 7-23: Pendio saturo

La conferma del fatto che, anche dopo la saturazione, non si genera un tirante d'acqua all'interno dei pendii è data dal seguente output (Figura 4-14), dal quale è chiaro vedere che i vettori che simboleggiano il flusso dell'acqua sono verticali. Si esclude quindi l'instaurarsi di possibili fenomeni di filtrazione paralleli al pendio. Il geocomposito drenante funziona a pelo libero, senza generare sovrappressioni neutrali positive instabilizzanti, e dunque è in grado di gestire gli afflussi provenienti da precipitazioni di intensità media protratte nel tempo.

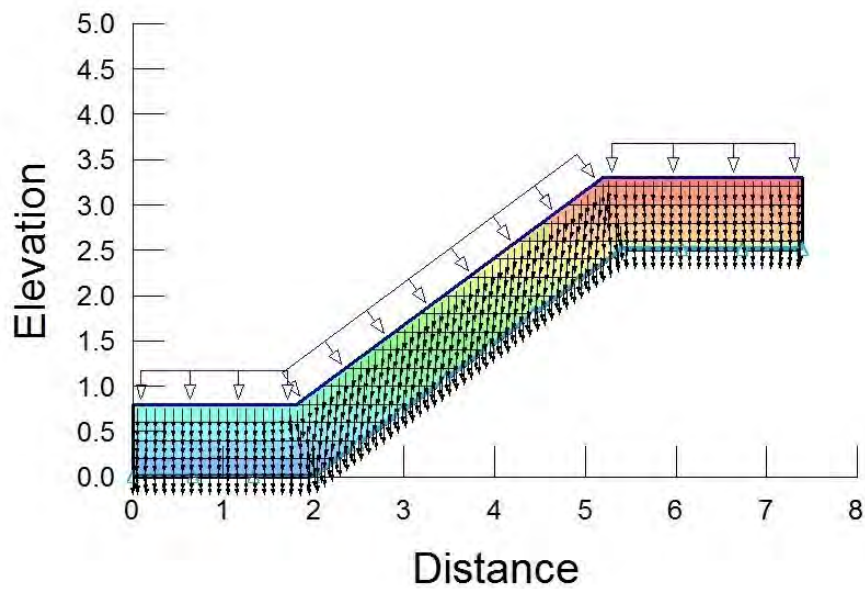
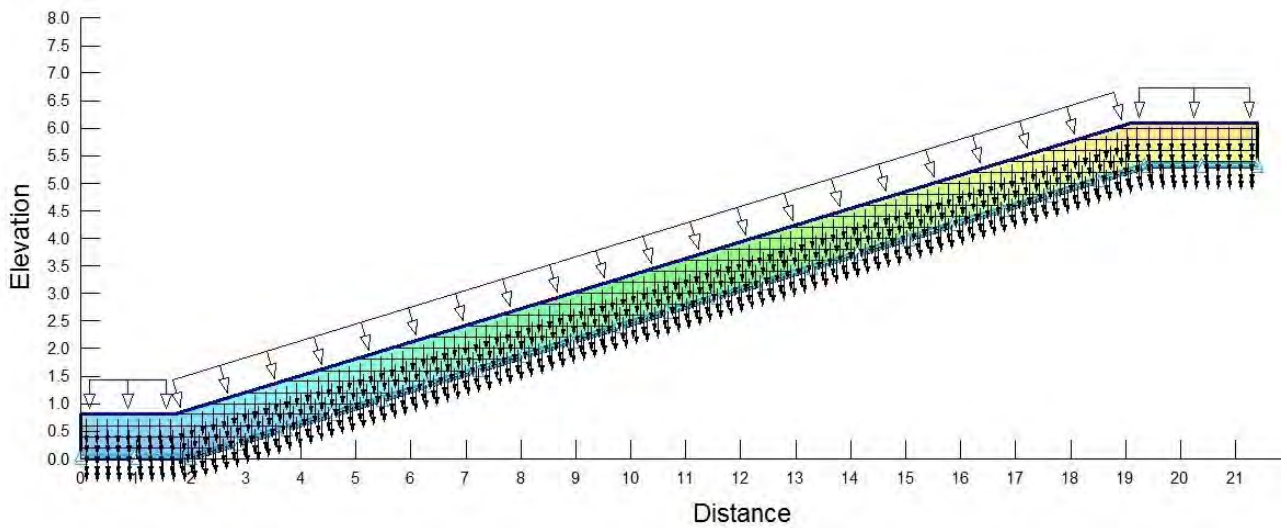


Figura 7-24: Vettori di flusso

Tramite un programma di stabilità globale, è possibile valutare anche la stabilità del sistema di copertura nei due casi esaminati. I risultati di questa analisi confermano quanto ricavato dai metodi analitici, dando fattori di sicurezza maggiori dell'unità anche dopo la saturazione del terreno (Figura 4-15).

Per ogni sezione il valore del fattore di sicurezza del terreno saturo è ovviamente lo stesso sia nel periodo estivo, che in quello invernale.

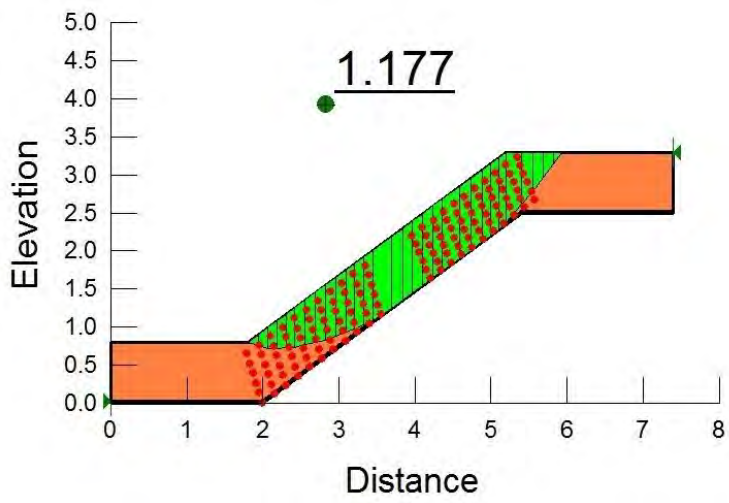
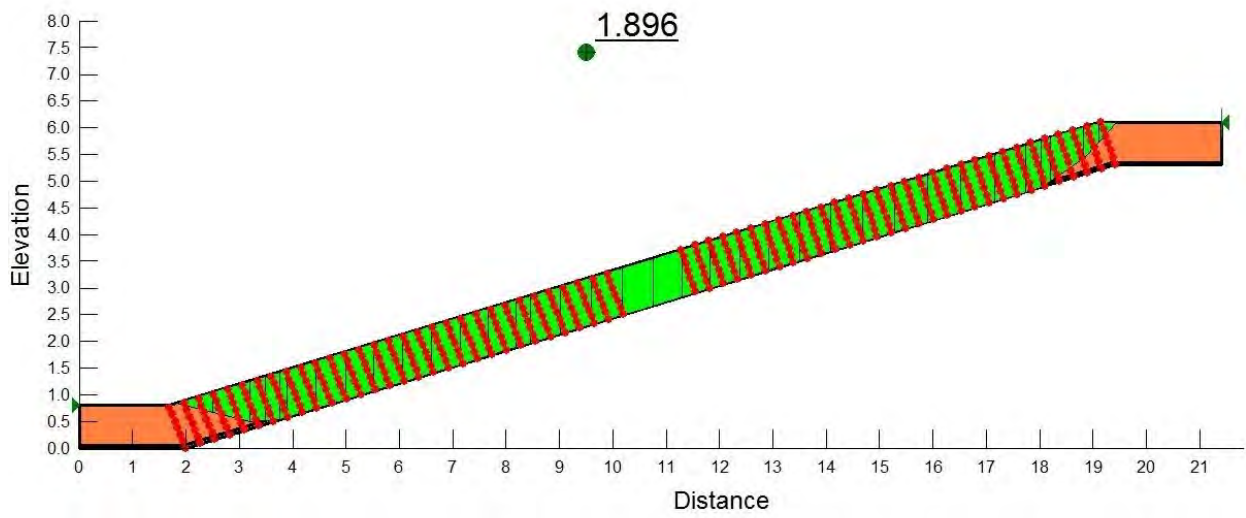


Figura 7-25: Stabilità dei pendii

8 CONCLUSIONI

La tesi ha preso in esame le problematiche riguardanti il ripristino delle funzionalità della copertura di alcuni lotti della discarica di Torretta di Legnago (VR).

Dopo un'approfondita disamina delle teorie utilizzate per la determinazione della stabilità delle coperture si è predisposto un foglio elettronico nel quale si sono prese in considerazione le principali metodologie di calcolo.

Lo studio ha permesso di determinare i parametri di resistenza minimi del terreno di finitura e gli sforzi di trazione che si generano sui geosintetici del pacchetto di copertura.

Al fine ridurre gli stress sulla geomembrana posta al di sotto dello strato di finitura e di assicurarne la stabilità, si è decisa la posa in opera di una geogriglia.

I risultati hanno confermato, in termini di fattore di sicurezza, la validità delle scelte effettuate; tuttavia bisogna sottolineare il fatto che per due scarpate del Lotto B si è dovuta prevedere una risagomatura del pendio; in questo caso l'intervento è di entità limitata.

Per ultimo, si è dimensionata la trincea di ancoraggio della copertura in sommità. I risultati ottenuti hanno evidenziato la convenienza, in termini di ingombri della trincea, delle tipologie V-Shape e rettangolare a L; a parità di prestazioni è stata scelta la seconda tipologia, grazie alla sua semplicità e rapidità costruttiva.

9 BIBLIOGRAFIA

- [1] **Abu-Farsakh M., Coronel J., Tao M. (2007)**. Effect of Soil Moisture Content and Dry Density on Cohesive Soil–Geosynthetic Interactions Using Large Direct Shear Tests, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 19, No. 7.
- [2] **Blatz James A., Bathurst Richard J. (2003)**. Limit equilibrium analysis of large-scale reinforced and unreinforced embankments loaded by a strip footing, *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 40, 1084–1092.
- [3] **Battilà, Gian Vittorio**. *Discariche Controllate In Pendio Aspetti Critici*. Università Politecnica delle Marche Scuola di Dottorato di Ricerca in Scienze dell'Ingegneria Curriculum in Ingegneria dei Materiali, delle Acque e dei Terreni.
- [4] **Bayoumia Ahmed, Bobetb Antonio, Leec Junhwan (2008)**. Pullout capacity of a reinforced soil in drained and undrained conditions. *Finite Elements in Analysis and Design* 44, 525 – 536.
- [5] **Bergado D.T., Lo K.H., Chai J.C., Shivashankar R., Alfaro M.C., Anderson L.R. (1992)**. Pullout tests using steel grid reinforcements with low-quality backfill, *Journal of Geotechnical Engineering* Vol. 118, No 7.
- [6] **Bergado D.T., Chai J.C., Abiera H.O., Alfaro M.C., Balasubramaniam A.S. (1992)**. Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements, *Geotextiles and Geomembranes* No 12, 327-349.
- [7] **Carbone Laura (2014)**. Interface behaviour of geosynthetics in landfill cover systems under static and seismic loading conditions, Dottore di Ricerca dell'Università "Mediterranea" di Reggio Calabria SCUOLA DI DOTTORATO IN INGEGNERIA GEOTECNICA E CHIMICA DEI MATERIALI XXVI CICLO – S.S.D. ICAR/07 DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, DELL'ENERGIA, DELL'AMBIENTE E DEI MATERIALI (DICEAM) and Docteur de l'Université de Grenoble ÉCOLE DOCTORALE TERRE, UNIVERS, ENVIRONNEMENT SPECIALITE: SCIENCES DE LA TERRE ET DE L'UNIVERS ET DE L'ENVIRONNEMENT.
- [8] **Carrubba Paolo, Brusarosco Daniele (2004)**. Analisi FEM del comportamento dinamico di un rilevato in terra rinforzata con geosintetici, *Rivista Italiana Di Geotecnica*.
- [9] **Chao-Sheng Tang, Xiang-Jun Pei, De-Yin Wang, Bin Shi, Jian Li (2014)**. Tensile Strength of Compacted Clayey Soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 141.
- [10] **Chen Cheng (2013)**. *Discrete Element Modelling Of Geogrid-Reinforced Railway Ballast and Track Transition Zones*, The University of Nottingham.

- [11] **Chen Cheng-Wei, Wu Jason Y. (2007)**. Effects of Wetting on the Pullout Resistance of Geogrids in Compacted Silty Sand, *EJGE* Vol. 17, 2529-2540.
- [12] **Chen Rong, Luan Maotian, Hao Dongxue (2011)**. Improved Simulation Method for Soil-Geogrid Interaction of Reinforced Earth Structure in FEM, *Tianjin Univ.* 2011, 17: 220-228.
- [13] **Daniel D. E. (1993)**. Geotechnical practice for waste disposal, Chapman & Hall, London.
- [14] **Decreto legislativo 13 gennaio 2003, n. 36**. Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti.
- [15] **Di Matteo Lucio, Brunelli Simone, Capponi Enrica (2008)**. Strength Parameters Of Compacted Cohesive Soils: Analysis Of Sandy-Clayey Soils Of The "Lisciani Di Pantalla" (Todi – Central Italy), *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, 1 (2008).
- [16] **Favaretti Marco (1998)**. Comportamento a lungo termine dei sistemi di impermeabilizzazione.
- [17] **Favaretti Marco, Maestrini Stefano (1998)**. Fenomeni di assestamento dei rifiuti solidi urbani: effetti e possibilità di controllo.
- [18] **FengXiaojing, Yang Qing, Li Shoulong (2008)**. Pullout Behavior of Geogrid in Red Clay and the Prediction of Ultimate Resistance, *EJGE* Vol. 13.
- [19] **Fox, P. J. (2010)**. Internal and Interface Shear Strengths of Geosynthetic Clay Liners, 3rd International Symposium on Geosynthetic Clay Liners Würzburg, Germany 15 / 16 September 2010.
- [20] **Fredlund D. G. (2006)**. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 3.
- [21] **Fredlund D. G., Rahardjo H. (1993)**. Soil Mechanics for Unsaturated Soil.
- [22] **Fredlund D.G., Xing Anqing, Fredlund M.D., Barbour S.L. (1995)**. The Relationship of the Unsaturated Soil Shear Strength Functions to the Soil-Water Characteristic Curve, *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 32, 40-448.
- [23] **Giroud J.P., Williams N.D., Pelte T., Beech J. F. (1995)**. Stability of Geosynthetic-Soil Layered System on Slopes, *Geosynthetics International*, Vol. 2, n. 6.
- [24] **Huang J., Bhandari A., Yang X. (2011)**. Numerical Modeling of Geosynthetic-Reinforced Earth Structures and Geosynthetic-Soil Interactions, *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* Vol. 42 No.1 March 2011.

- [25] **Hussein M. GadElRab, Meguid Assi Mohamed, Mowafy Yousry (2009)**. On the 3D Modelling of Soil-Geogrid Interaction, Geo Alifax.
- [26] **Hussein Mahmoud G., Meguid Mohamed A. (2013)**. Three-Dimensional Finite Element Analysis of Soil-Geogrid Interaction under Pull-out Loading Condition, Geo Montreal 2013.
- [27] **Ivšić Tomislav, Verić Franjo, Zlatoper Hrvoje D.** The influence of clay wetting on geomembrane-clay interface strength, Department of Geotechnics, Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb.
- [28] **Jacobs F., Ziegler M., Vollmert L., Ehrenberg H.** Explicit Design of Geogrids with a Nonlinear Interface Model.
- [29] **Jewell R.A., Paine N., Woods R.I. (1985)**. Designs methods for steep reinforced embankments. Polymer grid reinforcement. Thomas Telford Limited, London.
- [30] **Jha JN, Gill KS, Singh Harvinder, Singh Jagbir (2012)**. Ground Improvement and Ground Control including Waste Containment with Geosynthetics, Department of Civil Engineering, published by Guru Nanak Dev Engineering College Ludhiana (Punjab).
- [31] **Jie Gu (2011)**. Computational Modeling of Geogrid Reinforced Soil Foundation and Geogrid Reinforced Base in Flexible Pavement.
- [32] **Khoury Charbel N., Miller Gerald A., Hatami Kianoosh (2010)**. Shear Strength of Unsaturated Soil-Geotextile Interfaces, GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling & Design (GSP 199), 307-316.
- [33] **Koerner R. M. (1990)**. Geosynthetic Testing for Waste Containment Applications.
- [34] **Koerner R. M. (1997)**. Designing Durability and Aging of Geosynthetics.
- [35] **Koerner R. M., Soong Te-Yang (1998)**. Analysis and Design of Veneer Cover Soils, Sixth International Conference on Geosynthetics.
- [36] **Koerner R. M. (2005)**. Designing with Geosynthetics 5th Edition, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.
- [37] **Liu Chia-Nan, Zornberg Jorge G., Chen Tsong-Chia, Ho Yu-Hsien, Lin Bo-Hung (2009)**. Behavior of Geogrid-Sand Interface in Direct Shear Mode, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 12.
- [38] **Lopes Maria-Lurdes, Ferreira Fernanda, Carneiro Jose´ Ricardo Vieira, Castorina Silva (2014)**. Soil-geosynthetic inclined plane shear behavior: influence of soil moisture content and geosynthetic type, International Journal of Geotechnical Engineering.

- [39] **Manandhar S., Yasufuku N., Kobayashi T., Taniyama M., (2012).** Quality assessment of high water content embankment slope based on compaction energy, *Advances in Transportation Geotechnics II – Miura et al. (eds) 2012 Taylor & Francis Group, London.*
- [40] **McCartney J. S., Zornberg J. G., R. H. Swan Jr. (2009).** Analysis of a Large Database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135, 209-223.
- [41] **McCartney J. S., Zornberg J. G., R. H. Swan Jr. (2010).** Discussion of “Analysis of a Large Database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*
- [42] **McCartney J. S., Zornberg J. G., R. H. Swan Jr. (2009).** Closure to “Analysis of a Large Database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.*
- [43] **Md. Jahid Iftakhar Alam, S.R. Lo, M.R. Karim (2014).** Pull-out behaviour of steel grid soil reinforcement embedded in silty sand, *Computers and Geotechnics* 56, 216–226.
- [44] **Nandakumaran P., Richardson G.N. (1999).** Landfill cover failure prompts standards upgrade, *GFR Magazine* Vol. 17 No. 7.
- [45] **Pavanello Paolo, Carrubba Paolo, Carbone Laura, Moraci Nicola (2013).** Resistenza al Taglio d'interfaccia di Geosintetici In Campo Statico e Dinamico, *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica 2013- IARG 2013 Perugia, 16-18 settembre 2013.*
- [46] **Pham Ha T.V., D. G. Fredlund (2003).** The application of dynamic programming to slope stability analysis, *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 40, 830–847.
- [47] **Quian X., Koerner R.M., Gray D. H. (2002).** *Geotechnical aspects of Landfill Design and Construction*, Prentice-Hall Inc.
- [48] **Rowe R. K., Soderman K. L. (1985).** An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments, *Canadian Geotechnical Journal* 22, 392-398.
- [49] **Ruiken Axel (2013).** Von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der Ingenieurwissenschaften genehmigte Dissertation, *Internetseiten der Hochschulbibliothek.*
- [50] **Russo L.E. (2008).** Design Method for Cover Soil Stability of Lined Multi-slope/berm Systems using Continuous Geogrid Reinforcement, *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition 2-5 March 2008, Cancun, Mexico.*

- [51] **Sharma H. D., Lewis S.P.** Waste Containment Systems, Waste Stabilization and Landfills.
- [52] **Sieira Ana Cristina C.F., Gerscovich Denise M.S., Sayão Alberto S.F.J. (2009)** Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition, *Geotextiles and Geomembranes* 27, 241–253.
- [53] **Stránský J., Jirásek M. (2012).** Open Source Fem-Dem Coupling, 18th International Conference Engineering Mechanics Svratka, Czech Republic, May 14 – 17, 2012, 1237–1251.
- [54] **TeMa.** Brochures, schede tecniche e materiale informativo.
- [55] **Tran V.D.H., Meguid M.A., Chouinard L.E. (2013).** A Finite-Discrete Element Framework for the 3D Modeling of Geogrid-Soil Interaction under Pullout Loading Conditions, *Geotextiles and Geomembranes* 37.
- [56] **Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E.** Comparison of Saturated-Unsaturated shear strength and hydraulic conductivity behavior of a sandy-clay till.
- [57] **Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., Clifton A.W. (1996).** Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction, *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 33, 379-392.
- [58] **Vanapalli S.K., Fredlund D.G.** Comparison of Different Procedures to Predict Unsaturated Soil Shear Strength.
- [59] **Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G. (2009).** Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic, *Computers and Geotechnics*.
- [60] **Zhang L.L., Fredlund Delwyn G., Fredlund Murray D., Wilson (2014).** Modeling the unsaturated soil zone in slope stability analysis, *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 51, 1384-1398.
- [61] **Zhan Tony L.T., Li He, Jia G.W., Chen Y.M., Fredlund D.G. (2014).** Physical and numerical study of lateral diversion by three-layer inclined capillary barrier covers under humid climatic conditions, *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 51, 1438–1448.