

DISCARICA CA' LUCIO MODIFICA NON SOSTANZIALE



		PROGETTO ESECUTIVO			Gara
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.

DIMENSIONAMENTO CAPPING

COMMITTENTE

Marche Multiservizi S.p.A.

via dei Canonici 144, 61122 Pesaro
C.F./P.IVA/Reg. Imp. PU 02059030417

dott. ing. Franco Macor



SCALA:

ELABORATO:

A.3

PROGETTO:

Studio di ingegneria civile e idraulica - dott. ing. Enrico Gara

via Barcaglione n°1 - 60015 Falconara (AN) - tel. 071 910010 +39 335 7781984 email enrigar@tin.it

Agosto 2017

1. PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di dimensionare ed analizzare l'efficienza di prodotti geosintetici utilizzati per garantire la stabilità della scarpata per la copertura definitiva delle sponde della discarica per rifiuti non pericolosi presente in località Cà Lucio presso il comune di Urbino (PU).

In particolare verrà esaminata la geostuoia per la stabilizzazione del terreno di copertura e il geocomposito drenante per il drenaggio delle acque meteoriche e del biogas.

N.B.: i calcoli del capping sono stati eseguiti prendendo come riferimento geosintetici presenti sul mercato nazionale; è facoltà dei concorrenti proporre altri prodotti ma con caratteristiche equivalenti o superiori a quelle indicate nel presente progetto.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

I riferimenti normativi sono:

- DM 14 Gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale Nr 29 del 4 Febbraio 2008, Supplemento Ordinario Nr 30 "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- GRI (Geosynthetic Research Institute) GG4, Methods of Determination of the Long-Term Design Strength of Geogrids
- UNI EN ISO 10319, Geotextiles - Wide-width tensile test
- Federal Highway Administration (U.S.A.) "Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes - Design & Construction Guidelines"

I riferimenti bibliografici sono:

- R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, fifth edition, Prentice Hall
- S.J. Drushel, E.R. Underwood, Design of Lining and Cover System Sideslopes
- H.I.Ling, D. Leschinsky, Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover System, J. Geotech. Geoenviron. Eng. 1997
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines" .
- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", Geotechnical Fabrics Report, March, pp. 20-23, 2000.
- Thiel, R.S. (1998), "Design Methodology for a Gas Pressure Relief Layer Below a Geomembrane Landfill Cover to Improve Slope Stability", Geosynthetic International, Vol. 5, No

3. METODI DI CALCOLO

La copertura di una discarica richiede la progettazione e la verifica:

- della stabilità del sistema di copertura costituito in questo caso da terreno e geosintetici;
- del sistema di drenaggio delle acque meteoriche e del biogas.

Sia per la prima verifica che per la seconda si farà riferimento a comprovati studi pubblicati su riviste scientifiche del settore ed impiegati ormai da anni.

4. ANALISI DELLA STABILITA'

In ogni sistema di copertura in scarpata, l'interfaccia più debole governa la stabilità.

Le sezioni esaminate (con elevata inclinazione e quindi stabilizzate con la geostuoia) presentano la seguente stratigrafia, (in grassetto è riportato l'elemento geosintetico con funzione di rinforzo) dal basso verso l'alto:

Sezione tipo "Scarpata":

- Strato di regolarizzazione;
- Geodreno;
- Geomembrana in HDPE ruvido/ruvido ad alta aderenza ;
- Geodreno;
- **Geostuoia di rinforzo;**
- Terreno di copertura s=50 cm.

Nei paragrafi che seguono si riportano due metodi di calcolo, uno utilizzato in condizioni statiche e l'altro in condizioni dinamiche, impiegati per la stima della stabilità.

4.1 Fattore di sicurezza

È calcolato come il rapporto tra l'angolo di resistenza al taglio del terreno e quello mobilitato (cioè la resistenza al taglio necessaria per la stabilità). La combinazione di calcolo impiegata, poiché il sistema si può classificare come un'opera in materiale sciolto, sarà A2+M2+R2 delle NTC2008.

Per quanto detto, nell'equazione 1, da ϕ_k (caratteristico) si passa a ϕ_d (progetto) con i coefficienti M2 e poi l'FS richiesto sarà di 1.10 (R2).

$$FS = \gamma_r = \frac{\tan(\phi'_d)}{\tan(\phi'_m)} = \frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_m \tan(\phi'_m)} \quad (1)$$

Da cui risulta:

$$\tan(\phi'_m) = \frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_m \gamma_r} \quad \tan(\delta'_m) = \frac{\tan(\delta'_k)}{\gamma_m \gamma_r} \quad (2)$$

La copertura di una discarica con terreno si può considerare un'opera in materiale sciolto. Il corrispondente paragrafo della normativa NTC2008 è il 6.8 "Opere di materiali sciolti e fronti di scavo".

4.2 Metodo di analisi della stabilità

Per la determinazione della trazione agente sul geosintetico con funzione di rinforzo inserito negli strati di copertura, **in condizioni statiche**, si farà riferimento ai risultati dell'articolo pubblicato da Drushel e Underwood (Geosynthetics 1993 - Vancouver, Canada).

Il metodo parte dall'analisi di stabilità alla traslazione di un blocco rigido, arricchita in modo da introdurre anche la forza di infiltrazione dell'acqua superficiale, il carico dei macchinari, l' ancoraggio del geosintetico, il sisma e il fattore di sicurezza.

Glossario dei simboli utilizzati

H = altezza del pendio

Tc = spessore del terreno di copertura

β = angolo del pendio

γ_w = peso dell' unità di volume dell' acqua

γ_c = peso dell' unità di volume del terreno di copertura

δ = angolo di attrito di interfaccia

δ_m = angolo di attrito di interfaccia (mobilitato)

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

ϕ_m = angolo di resistenza al taglio del terreno (mobilitato)

W2 = peso del terreno di copertura

W1 = peso del cuneo resistente al piede

We = peso dei mezzi meccanici sulla copertura

Fb = forza d' arresto dei mezzi meccanici

Tw = spessore del terreno interessato da infiltrazione d' acqua

Ww1 = peso dell' acqua nel cuneo di base

Ww2 = peso dell' acqua nel terreno di copertura

Fs = forza di infiltrazione

Fa = forza di ancoraggio del geosintetico

F1 = reazione sul cuneo inferiore

F2 = reazione sul terreno di copertura

P = forza all' interfaccia cuneo di base-terreno di copertura

4.3 Analisi di stabilità

Poiché lo spessore del terreno di copertura è molto inferiore rispetto alla lunghezza del pendio è possibile valutare la stabilità del pendio con il metodo dell'analisi del blocco di scorrimento.

È una tecnica di analisi tradizionale nell'ingegneria geotecnica nella quale tutte le forze agenti nel blocco vengono sommate vettorialmente e la risultante deve essere zero per la stabilità. Il fattore di sicurezza è introdotto per valutare la resistenza al taglio necessaria per equilibrare le forze. Nella figura 1 vengono evidenziate le forze che entrano nel problema. Si descrivono di seguito le forze agenti sul blocco.

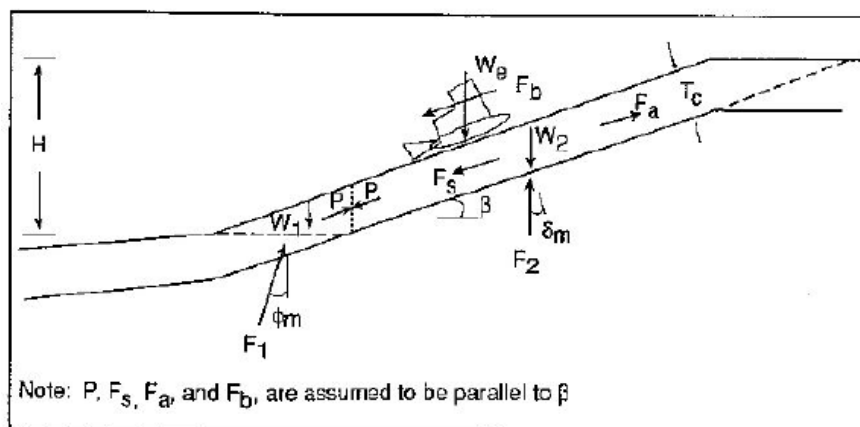


Figure 1. Sideslope with Typical Forces

Resistenza al taglio di interfaccia

In ogni sistema di copertura, l' interfaccia più debole governa la stabilità.

Fattore di sicurezza

È calcolato come il rapporto tra l' angolo di resistenza al taglio del terreno e quello mobilizzato (cioè la resistenza al taglio necessaria per la stabilità):

$$\text{Factor of safety} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_m} \text{ or } \frac{\tan \delta}{\tan \delta_m} \quad (3)$$

Introducendo coefficienti indicati dalle "NTC 2008".

Per la combinazione sismica, per il valore quasi permanente dell'azione variabile Qk1, il valore del coefficiente di combinazione Ψ_{21} è stato assunto, in analogia a quanto riportato in tabella 5.1.VI, pari a $\Psi_{21}=0.0$.

Per quanto detto, nell'equazione 1, da ϕ_k (caratteristico) si passa a ϕ_d (progetto) con i coefficienti M2 e poi l' FS richiesto sarà di 1.1 (R2).

Cuneo al piede

Il cuneo al piede del pendio costituisce un elemento di stabilizzazione per l' intero pendio. In particolar modo la stabilizzazione avviene grazie al peso del blocco e alla resistenza al taglio ϕ .

Il peso del cuneo è dato dalla seguente relazione:

$$W_1 = \frac{\gamma_c T_c^2}{2 \sin \beta \cos \beta} \quad (4)$$

Terreno di copertura

L' intensità del vettore forza peso del terreno di copertura, W2, è determinata nel seguente modo:

$$W_2 = \frac{\gamma_c T_c}{\sin \beta} \left(H - \frac{T_c}{2 \cos \beta} \right) \quad (5)$$

Mezzi meccanici

We rappresenta il peso dei macchinari (per metro di estensione del pendio) che operano nel pendio. Un' ulteriore azione è prodotta dalle accelerazioni e dalle frenate del mezzo. Koerner e Richardson consigliano di utilizzare una forza parallela al pendio pari al 30% del peso del macchinario We. Il peso per metro di profondità del pendio si ottiene dividendo il peso del mezzo per la larghezza dello stesso.

Forza di Filtrazione

Si suppone che questa forza sia parallela al pendio e che agisca in uno spessore di terreno pari a T_w .

Essa viene determinata nel seguente modo:

$$W_{w1} = \frac{\gamma_w T_w^2}{2 \sin\beta \cos\beta}$$

$$W_{w2} = \frac{\gamma_w T_w}{\sin\beta} \left(H - \frac{T_w}{2 \cos\beta} \right)$$

$$F_s = W_{w1} \tan\phi_{re} + W_{w2} \cos\beta \tan\delta_m \quad (6) \quad (7) \quad (8)$$

Forza di ancoraggio geosintetico

È la forza F_a fornita dalla geogriglia di rinforzo. La forza è parallela al pendio e rivolta verso il basso. La trincea di ancoraggio deve essere dimensionata per riuscire ad evitare lo sfilamento del geosintetico sottoposto ad F_a . Geomembrane, georeti e geotessili ordinari non possono venire considerati per il calcolo di F_a a causa delle loro notevoli deformazioni. La forza verrà in seguito determinata.

Reazioni

Includono P , F_1 e F_2 e si ricavano dall'equilibrio statico. Queste variabili si ricavano da alcune considerazioni fisiche e matematiche.

Calcoli di stabilità

Tutte le forze che agiscono sul terreno considerato come blocco sono riportate nel diagramma di figura 2:

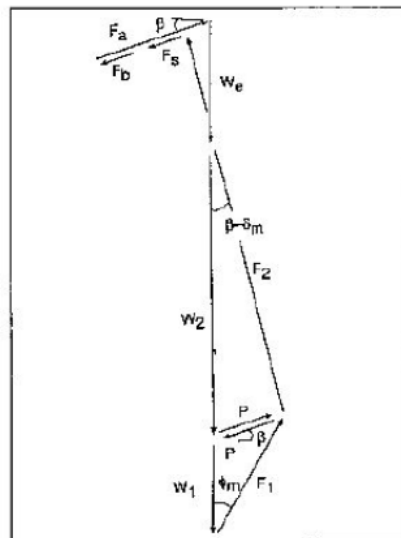


Figure 2. Force Vector Diagram

Il calcolo dei moduli delle forze è riportato sotto:

$$\begin{aligned} \text{Polygon 1: } P &= \frac{W_1 \sin \phi_m}{\cos (\beta + \phi_m)} \\ \text{Polygon 2: } P &= \frac{(W_c + W_2) \sin (\beta - \delta_m)}{\cos \delta_m} + F_b + F_s - F_a \end{aligned} \quad (9) \quad (10)$$

Uguagliando la 7) e la 8) si ottiene:

$$\frac{W_1 \sin \phi_m}{\cos (\beta + \phi_m)} = \frac{(W_c + W_2) \sin (\beta - \delta_m)}{\cos \delta_m} + F_b + F_s - F_a \quad (11)$$

e quindi F_a :

$$F_a = F_b + F_s + \frac{(W_c + W_2) \sin (\beta - \delta_m)}{\cos \delta_m} - \frac{W_1 \sin \phi_m}{\cos (\beta + \phi_m)} \quad (12)$$

Inserendo i valori di F_b e F_s , si ottiene:

$$\begin{aligned} F_a = [0.3W_c] + & \left[\frac{\gamma_w T_w^2 \tan \phi_m}{2 \sin \beta \cos \beta} + \frac{\gamma_w T_w \cos \beta \tan \delta_m}{\sin \beta} \left(H - \frac{T_w}{2 \cos \beta} \right) \right] \\ & + \left[\frac{W_c \sin (\beta - \delta_m)}{\cos \delta_m} \right] + \left[\frac{\gamma_c T_c \sin (\beta - \delta_m)}{\sin \beta \cos \delta_m} \left(H - \frac{T_c}{2 \cos \beta} \right) \right] \\ & - \left[\frac{\gamma_c T_c^2 \sin \phi_m}{2 \sin \beta \cos \beta \cos (\beta + \phi_m)} \right] \end{aligned} \quad (13)$$

Rielaborando la 13) si ottiene:

$$\begin{aligned} F_a = W_c \left[0.3 + \frac{\sin (\beta - \delta_m)}{\cos \delta_m} \right] + & \left[\frac{\gamma_w T_w^2 \tan \phi_m}{2 \sin \beta \cos \beta} + \frac{\gamma_w T_w H \cos \beta \tan \delta_m}{\sin \beta} - \frac{\gamma_w T_w^2 \cos \beta \tan \delta_m}{2 \sin \beta \cos \beta} \right] \\ - & \left[\frac{\gamma_c T_c^2 \sin \phi_m}{2 \sin \beta \cos \beta \cos (\beta + \phi_m)} + \frac{\gamma_c T_c^2 \sin (\beta - \delta_m)}{2 \sin \beta \cos \delta_m \cos \beta} - \frac{\gamma_c T_c H \sin (\beta - \delta_m)}{\sin \beta \cos \delta_m} \right] \end{aligned} \quad (14)$$

Evidenziando la geometria del pendio si ottiene la relazione finale:

$$F_a = \frac{\gamma_w T_w^2}{2 \tan \beta} \left(\frac{\tan \phi_m}{\cos^2 \beta} + \frac{2H \tan \delta_m}{\cos \beta} - \frac{\tan \delta_m}{\cos \beta} \right) + W_c \left(0.3 + \frac{\sin(\beta - \delta_m)}{\cos \delta_m} \right) - \frac{\gamma_c T_c^2 \sin(\beta - \delta_m)}{2 \sin \beta \cos \beta \cos \delta_m} \left(\frac{\sin \phi_m \cos \delta_m}{\cos(\beta + \phi_m) \sin(\beta - \delta_m)} + 1 - \frac{2H \cos \beta}{T_c} \right)$$

(15)

Per la valutazione della stabilità del pendio, **in condizioni sismiche**, si farà riferimento al metodo riportato nell'articolo pubblicato da H.I.Ling, D. Leschinsky (Geosynthetics 1993 - Vancouver, Canada) rappresentato dalla Figura 1. Il metodo parte dall'analisi di stabilità alla traslazione di un blocco rigido, arricchita in modo da introdurre l' azione del geosintetico, il sisma e il fattore di sicurezza. Poiché lo spessore del terreno di copertura è molto inferiore rispetto alla lunghezza del pendio è possibile valutare la stabilità del pendio con il metodo dell'analisi del blocco di scorrimento.

È una tecnica di analisi tradizionale nell'ingegneria geotecnica nella quale tutte le forze agenti nel blocco vengono sommate vettorialmente e la risultante deve essere zero per la stabilità. Il fattore di sicurezza è introdotto per valutare la resistenza al taglio necessaria per equilibrare le forze. Nella figura 1 vengono evidenziate le forze che entrano nel problema, che saranno discusse nel paragrafo successivo che segue.

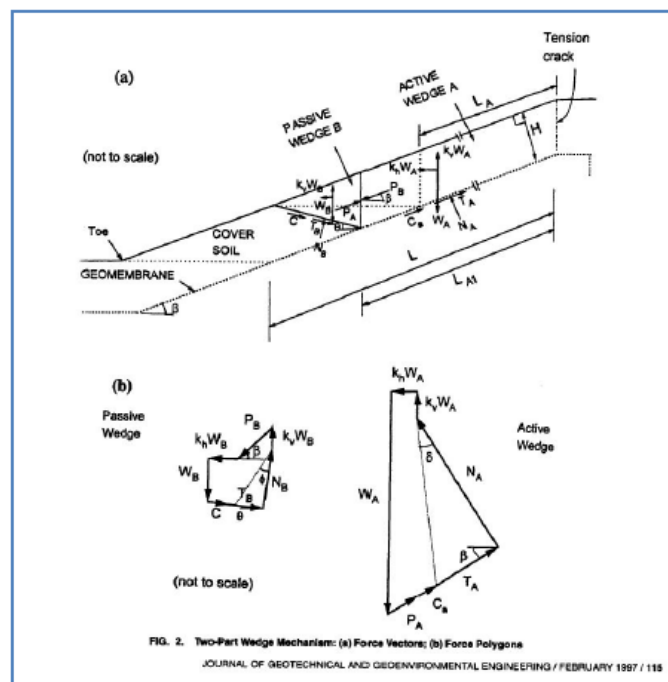


Figura 1. Modello Concettuale del metodo di calcolo

Glossario dei simboli utilizzati

H = spessore del terreno di copertura [m]

C, c=forza di coesione, coesione del terreno di copertura (=C_d e c_d)

C_a, c_a=forza di adesione, adesione terreno-geotessile (=C_{ad} e c_{ad})

C_{ds}=coefficiente di scorrimento diretto terreno-geotessile

β = angolo del pendio

γ = peso dell' unità di volume del terreno di copertura
 $\phi = \phi_k$ = angolo di resistenza al taglio del terreno
 ϕ_m = angolo di resistenza al taglio del terreno (mobilitato)
 W_A = peso del terreno di copertura
 W_B = peso del cuneo resistente al piede
 F_s = fattore di sicurezza
 $t=R_d$ = forza del geosintetico
 Θ = inclinazione del piano di scorrimento nel cuneo passivo
 P = azione fra i blocchi
 T_A = resistenza al taglio nel blocco attivo
 k_h, k_v = coefficienti sismici orizzontale e verticale
 L = lunghezza terreno di copertura
 L_A, L_{A1} = lunghezza dei segmenti del terreno di copertura
 P = forza all' interfaccia cuneo di base-terreno di copertura

4.3.1 Analisi delle forze

Il poligono delle forze attive e passive è presentato in figura 1). In primo luogo dall' equilibrio verticale ed orizzontale del blocco passivo B è possibile determinare la forza P. Poi, nota P, è possibile ricavare il fattore di sicurezza nei confronti della traslazione del blocco attivo A.

Il fattore di sicurezza si ottiene dalla seguente relazione:

$$F_s = \frac{T_A + P + k_v W_A \sin \beta + C_a}{W_A (k_h \cos \beta + \sin \beta)} \quad (16)$$

Nel caso in cui il fattore di sicurezza fosse inferiore a quanto previsto in normativa è possibile l' impiego di un geosintetico di rinforzo al fine di garantire la stabilità della scarpata.

La tensione a lungo termine richiesta al geosintetico sarà:

$$t = W_A (k_h \cos \beta + \sin \beta) - (T_A + P + k_v W_A \sin \beta + C_a) \quad (17)$$

Tale forza andrà confrontata con la resistenza R_d di progetto pari a:

$$R_D = T_D = \frac{T_{amm}}{\gamma_R} = \frac{T_{ULT}}{\gamma_R \cdot (RF_{creep} \cdot RF_{ID} \cdot RF_D)}$$

($\gamma_R=1.10$ cap. 6.8 NTC2008)

e verificato che:

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1 \text{ NTC2008})$$

4.3.2 Caso di studio

Per il cantiere in oggetto i parametri per lo studio della stabilità della copertura sono i seguenti:

Sezione tipo:

- angolo di attrito terreno di copertura: $\phi' k = 20^\circ$
- Cds (coefficiente di scorrimento minimo del pacchetto): Cds=0.82 (considerando come attrito minimo del pacchetto quello tra geomembrana e geotessile del nontessuto pari a 21°)
- coesione: $c' = 0$ kN/m²
- peso di volume: $\gamma = 18$ kN/m³
- azione sismica: $k_h = S \cdot a_g / g \cdot \beta_s = 0.104$; $k_v = \pm 0.5 k_h$
- spessore del terreno di copertura in scarpata: $s = 50$ cm

- peso dei macchinari: mezzo escavatore da 6000 kg max, larghezza 2.00 m

In campo sismico si considera unitario il fattore di riduzione per creep sul geosintetico in quanto il sisma è essendo una azione che agisce per un breve periodo rispetto alla vita della struttura e la riduzione per creep non viene effettuata per tener conto di un degradamento del materiale ma per limitarne la deformazione e la rottura dello stesso nel lungo periodo (114 anni).

Come già accennato nel corso della relazione, l'interfaccia più debole tra il "pacchetto" di copertura è quella che influenza la stabilità del pendio. Nel caso in esame l'interfaccia meno resistente, ossia che possiede il minore **angolo di attrito**, è quella **tra il geotessile non tessuto del geocomposito drenante e la geomembrana**. A tale interfaccia si può attribuire un angolo di attrito pari a $\phi'_{i=21^{\circ}}$.

Tale valore è stato ricavato, in modo conservativo, dalla normativa UNE 104425-11/2001 "Sistemas de impermeabilización de vertederos de residuos con lamina de polietileno de alta densidad", di cui si allega tabella:

Tabla 2
Coeficientes aproximados de rozamiento entre materiales

ϕ'	Arcilla	Arena	Grava	Geotextil Agujado	Geotextil Termosoldado	PEAD Rugoso	PEAD Liso	Geocom-puesto impermeabilizante	Residuos
Arcilla	18								
Arena	22	26							
Grava	24	30	35						
Geotextil Agujado	28	28	27	20					
Geotextil Termosoldado	23	21	21	20	17				
PEAD Rugoso	21	24	35	27	21	30			
PEAD Liso	15	18	18	9	8	24	15		
Geocompuesto Impermeabilizante	30	30	28	22	20	30	16	25	
Residuos	30	30	32	25	19	30	12	25	35

Si sono esaminate tutte le sezioni presenti in discarica. I risultati del calcolo sono stati riportati nella tabella allegata.

Tuttavia, a titolo esemplificativo, si riporta la verifica della sezione longitudinale N-N. La seguente tabella sintetizza le informazioni utili al dimensionamento della sezione:

SEZIONE N-N

SEZIONE N-N			
	Inclinazione Rispetto all'orizzontale β [°]	Lunghezza inclinata scarpata [m]	Altezza scarpata [m]
Parametri	22°	59,00	20

PROIEZIONE CAPPING	
PROIEZIONE CAPPING	
QUOTE CAPPING	
PROIEZIONE SCARPA/ FALDA	
PROIEZIONE SCARPA/ FALDA	
QUOTE SCARPA/ FALDA	
PROIEZIONE FONDO	
QUOTE FONDO	
PROIEZIONE FONDO+IN	
PROIEZIONE FONDO+IN	
QUOTE FONDO+IN	
PROIEZIONE MUREGGIO 2009	0,40
PROIEZIONE MUREGGIO 2009	0,40
QUOTE MUREGGIO 2009	0,40

Per la sezione in oggetto si esegue il calcolo della stabilità a traslazione del terreno di copertura posto al di sopra della geostuoia. Verrà determinata la resistenza a trazione della geogriglia T_{ult} al fine di garantire la stabilità del capping sia in condizioni statiche che sismiche.

La copertura rientra nelle **“Opere in materiale sciolto e fronti di scavo”**, capitolo 6.8.2. delle NTC2008.

SEZIONE N-N						
	Inclinazione rispetto all'orizzontale β [°]	Lunghezza inclinata scarpata [m]	Altezza scarpata [m]	Tult Geogriglia [kN/m]	FS statico	FS sismico
Tratto a	22°	59,00	20,00	80	1.40	1.63

N.B. in alcuni casi le condizioni statiche sono più gravose di quelle sismiche perché in condizioni sismiche non si considera il fattore di riduzione per creep (Tatsuoka, 2009).

Si riportano i fogli di calcolo statici:

STABILITA' COPERTURA PENDIO FINITO


 SENZA RINFORZO 
DATI DI INPUT
 $C_a = 0$ [ad.]
 $C = 0$ [ad.]
 $\delta = 18$ [°]

TERRENO DI COPERTURA
 $\gamma = 18$ [kN/m³]
 $h = 0,5$ [m]
 $\phi = 21$ [°]

CARATTERISTICHE DEL PENDIO
 $L = 59$ [m]
 $\beta = 22$ [°]

ACTIVE WEDGE
 $W_a = 518,08$ [kN/m]
 $N_a = 480,35$ [kN/m]
 $C_a = 0,00$ [kN/m]

PASSIVE WEDGE
 $W_p = 6,48$ [kN/m]
 $N_p = 0,00$ [kN/m]
 $C = 0,00$ [kN/m]

DATO DI OUTPUT
 $a = 67,41$
 $b = -65,60$
 $c = 8,41$
 $FS = 0,82$ 

 I DATI IN ROSSO SONO I VALORI
 DA INSERIRE

STABILITA' COPERTURA PENDIO FINITO

 CON RINFORZO 
DATI DI INPUT
CARATTERISTICHE DEL RINFORZO
 $T_{nom} = 80$ [kN/m]
 $FS_{(inst)} = 1,11$ [ad.]
 $FS_{(creep)} = 1,47$ [ad.]
 $FS_{(ch)} = 1,15$ [ad.]
 $FS_{(filtr)} = 1,11$ [ad.]
 2,08
 $T_{amm} = 38,4$ [kN/m]


 $C_a = 0,82$ [ad.]
 $C = 0$ [ad.]
 $\delta = 18$ [°]

TERRENO DI COPERTURA
 $\gamma = 18$ [kN/m³]
 $h = 0,5$ [m]
 $\phi = 21$ [°]


CARATTERISTICHE DEL PENDIO
 $L = 59$ [m]
 $\beta = 22$ [°]

ACTIVE WEDGE
 $W_a = 518,08$ [kN/m]
 $N_a = 480,35$ [kN/m]
 $C_a = 47,29$ [kN/m]

PASSIVE WEDGE
 $W_p = 6,48$ [kN/m]
 $N_p = 0,00$ [kN/m]
 $C = 0,00$ [kN/m]

DATO DI OUTPUT
 $a = 54,07$
 $b = -79,95$
 $c = 10,95$
 $FS = 1,33$ 

 I DATI IN ROSSO SONO I VALORI
 DA INSERIRE

	RELAZIONE DIMENSIONAMENTO CAPPING
	MODIFICA NON SOSTANZIALE DISCARICA CA' LUCIO COMUNE DI URBINO (PU)

Che dimostrano la stabilità della scarpata in campo sismico con l'impiego della geostuoia, mentre si evidenzia l'instabilità senza l'utilizzo della geostuoia.

Per quanto riguarda i fattori di riduzione della resistenza a trazione della geostuoia, si sono considerati i seguenti parametri :

RF creep	RF danneggiamento	RF durabilità	IIRF
1.47	1.11	1.15	1.88

Per ottenere la resistenza a lungo termine della geostuoia si è utilizzata la seguente relazione (da FHWA NHI 10-024/025) :

$$T_{LIDS} = T_d = \frac{T_{ult}}{RF_{creep} RF_d RF_{id}}$$

Geostuoia:

Relativamente a tale materiali verrà di seguito analizzato il suo utilizzo al fine di garantire la stabilità della coltre di copertura della discarica.

Per svolgere una funzione di trattenimento di spessori, anche importanti, di terreno vegetale su scarpate si propone l'utilizzo di una geostuoia che grazie alla sua struttura tridimensionale specifica per il controllo dell'erosione permette una protezione permanente del suolo fin dalla sua installazione.

La specifica struttura della geostuoia, accuratamente studiata per il controllo erosione, è facile da installare su ogni tipo di terreno con pendenza fino a 45° (1/1); possiede una elevata resistenza agli agenti esogeni (acqua, neve e vento), è in grado di trattenere il terreno con un attrito geostuoia - terreno pari ad almeno quello del terreno stesso. Data la natura della materia prima utilizzata per fabbricare il prodotto (polimerica), il geocomposito è caratterizzato da un'elevata flessibilità che gli consente di adattarsi egregiamente al piano di posa, inoltre esso possiede una struttura a maglia aperta adatta a favorire il passaggio del terreno vegetale e quindi l'attrito con il geosintetico sottostante.

La geostuoia rinforzata, per essere efficace, deve essere adeguatamente ancorata in sommità come riportato nelle tavole di progetto ed il dimensionamento della geogriglia di rinforzo dovrà essere eseguito in base alle caratteristiche topografiche del pendio, inclinazione ed estensione, allo spessore della copertura ed all'attrito minimo tra i materiali che compongono il pacchetto di copertura. Tale geostuoia rinforzata può essere fornita con un'elevata variabilità di resistenze a trazione (tra 20 e 150 kN/m) che permette di ottimizzare la scelta del prodotto più adeguato al caso analizzato. Nel progetto in esame si sono utilizzate geostuoie con resistenza a trazione pari a 35 kN/m, 55 kN/m e 80 kN/m.

5. CONFRONTO TRA LA CAPACITA' DRENANTE DI 50 CM DI GHIAIA E QUELLA DEL GEOCOMPOSITO DRENANTE

Al fine di garantire il drenaggio delle acque meteoriche e del biogas, si propone l'impiego di un geocomposito drenante al posto dei 50 cm di materiale drenante previsti dalla normativa.

Per il dimensionamento del geocomposito drenante si considererà la sezione con inclinazione maggiore, in particolare la sezione "N-N" avente inclinazione $\beta=22^\circ$.

La portata massima (q) di uno strato di ghiaia di spessore pari a 50 cm, supponendo una inclinazione trasversale massima della copertura di progetto pari 25° (rispetto all'orizzontale) viene ricavata attraverso la legge di Darcy.

$$q = k \times A \times i (-)$$

Dove:

Q = portata idraulica (m^3/s)

K = coefficiente di permeabilità (m/s)

i = gradiente idraulico (corrisponde al seno dell'angolo di inclinazione della copertura)

A = area (m^2)

Da cui si ricava la portata per unità di profondità (q): q ($m^3/s \cdot m$) = k (m/s) \cdot s (m) i (-)

s = spessore dello strato pari a 0.5 m

Si suppone:

una permeabilità della ghiaia $k_{ghiaia} = 1 \cdot 10^{-3}$ m/s

una inclinazione trasversale della copertura massima pari a $25^\circ \Rightarrow$ gradiente idraulico $i = 0,42$

e si ottiene la portata idraulica della ghiaia:

$$q_{ghiaia} = 0.211 \text{ l/s} \cdot m$$

Il calcolo della capacità drenante dipende dalla pressione (σ) di cui risente in geocomposito in sito e dal gradiente.

Calcolo della pressione a cui sarà sottoposto il geocomposito drenante

$$\sigma \text{ (kPa)} = \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} H \text{ (m)} + q = \text{kPa} (*)$$

γ = peso (ipotizzato) del terreno costituente la copertura (kN/m^3) = 18 kN/m^3

H = altezza massima del terreno di copertura da porsi sopra lo strato drenante (m) = 0.50 m

q = Sovraccarico = 0 kPa

$$\sigma \text{ (kPa)} = 18,0 \times 0,5 + 0 = 9,00 \text{ kPa} (*)$$

(*) a favore della sicurezza, nei calcoli, si considera un carico minimo nel geocomposito pari a $\sigma=20,00$ kPa.

Calcolo della capacità drenante massima del geocomposito drenante

La capacità drenante considerata è quella calcolata secondo la norma ISO 12958 specifica per capping di discariche.

La portata del geocomposito drenante (si prende come riferimento Enkadrain 5006H) per il gradiente $i=1,0$ e $\sigma=20,00$ kPa (Hard-Hard):

$$q \text{ (}\sigma=20,00 \text{ kPa; } i=1,0\text{)} = 2,50 \text{ l/s} \cdot m \text{ (ISO 12958)}$$

Per calcolare la capacità drenante a breve termine del geocomposito per un gradiente $i=0,42$ si utilizza la seguente formula sperimentale (Rimoldi):

$$\frac{q_1}{q_2} = \sqrt{\frac{i_1}{i_2}}$$

$$q = 2,50 \times \sqrt{\frac{0,42}{1,00}} = 1,41 \text{ l/s} \cdot m$$

Per ottenere la capacità drenante a lungo termine è necessario dividere il valore di portata appena determinato per dei fattori di riduzione di seguito riportati:

$RF_{in} = 1,30 \Rightarrow$ Fattore di riduzione che tiene conto della deformazione elastica del geocomposito e delle intrusioni all'interno della georete dei geosintetici adiacenti;

$RF_{cc} = 1,10 \Rightarrow$ Fattore di riduzione che tiene conto dell'intasamento chimico;

$RF_{bc} = 1.50$ \Rightarrow Fattore di riduzione che tiene conto dell'intasamento biologico;

$RF_{cr} = 1.30$ \Rightarrow Fattore di riduzione che tiene conto del creep (deformazione viscosa sotto un carico costante). (da R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, 6th edition)

Il prodotto dei vari fattori di riduzione da noi considerato, sulla base di quanto portato in letteratura per le coperture delle discariche, è di $\Pi = 2,79$.

Capacità drenante a lungo termine di Enkadrain

$$q = 2,18 / (1,30 \times 1,10 \times 1,50 \times 1,30) = 0,78 \text{ l/s-m}$$

Pertanto il geocomposito drenante con un gradiente pari a 0,42 e una pressione di 20.00 kPa presenta una capacità drenante superiore a quella di uno strato di 50 cm di ghiaia.

E' quindi dimostrata l'equivalenza idraulica tra i due sistemi drenanti.

$$\text{Fattore di sicurezza} = F_s = q_{\text{long term}} / q_{\text{ghiaia}} = 0,78 / 0,211 = 3,71 > 1,00$$

6. CONFRONTO GEOCOMPOSITO DRENANTE E 50 CM DI TERRENO PER CONTROLLO BIOGAS

Il confronto tra la capacità di allontanamento dei gas di 50 cm di ghiaia con quella del geocomposito drenante prevede il calcolo della trasmissività ai liquidi e poi ai gas

Trasmissività idraulica a breve termine di 50 cm di ghiaia

Considerando una permeabilità idraulica della ghiaia pari a :

$$k_{ghiaia} = 10^{-3} \text{ m/s}$$

ed uno spessore di :

$$s_{ghiaia} = 0,50 \text{ m}$$

si ottiene la trasmissività idraulica della ghiaia a breve termine:

$$\theta_{ghiaia,acqua} = k_{ghiaia} \cdot s_{ghiaia} = 10^{-3} \text{ m/s} \cdot 0,50 \text{ m} = 0,50 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

Relazione tra trasmissività idraulica e trasmissività ai gas nello strato di ghiaia

Al fine di determinare la trasmissività ai gas dello strato di ghiaia, si utilizza la seguente relazione che parte dalla trasmissività della ghiaia nei confronti dell' acqua:

$$\theta_{H_2O} = \frac{\mu_{LFG}}{\mu_{H_2O}} \cdot \frac{\gamma_{H_2O}}{\gamma_{LFG}} \theta_{LFG}$$

dove:

θ_{H_2O} : trasmissività dell' acqua [m²/s]

θ_{LFG} : trasmissività del gas [m²/s]. LFG=Landfill gas

μ_{gas} : viscosità dinamica del gas [Ns/m²]

μ_{H_2O} : viscosità dinamica dell' acqua [Ns/m²]

γ_{gas} : Peso specifico del gas [kN/m³]

γ_{H_2O} : Peso specifico dell' acqua [kN/m³]

La tabella seguente riporta i valori tipici delle caratteristiche sopra elencate per i fluidi più comuni:

Fluid or gas	Density, ρ		Unit Weight, γ		Dynamic Viscosity, μ		
	slug/ft ³	kg/m ³	pcf	N/m ³	Centipoise	lb-s/ft ²	N-s/m ²
Water	1.94	1000	62.4	9800	1.01	2.12E-5	1.01E-3
Air	2.34E-3	1.2	0.0753	11.8	0.018	3.78E-7	1.79E-5
CO ₂	3.55E-3	1.83	0.114	17.9	0.015	3.15E-7	1.50E-5
Methane	1.29E-3	0.666	0.0416	6.54	0.011	2.31E-7	1.10E-5
LFG(*)	2.53E-3	1.31	0.0815	12.8	0.0132	2.77E-7	1.32E-5

*55% CO₂ ,45% CH₄

Assumendo come composizione del LFG (gas presente in discarica) pari al 55% di CO₂ e 45% CH₄, otteniamo:

$$\theta_{ghiaia,gas(LFG)} = \theta_{ghiaia,acqua(H_2O)} \cdot \frac{(1.01 \cdot 12.8)}{(0.0132 \cdot 9800)} = 0,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} \cdot 0,1 = 0,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$$

Determinazione della trasmissività a lungo termine ai gas dello strato di ghiaia

Per ottenere la trasmissività a lungo termine ai gas dello strato di ghiaia occorre applicare alcuni fattori di riduzione alla trasmissività a breve termine:

$$\theta_{gas,ghiaia,lt} = \theta_{gas,ghiaia,st} / (RF_{CC} \cdot RF_{BC})$$

Dove:

RF_{cc} = fattore di riduzione per occlusione chimica o precipitazione chimica nei vuoti della ghiaia. Si considera un fattore di 1.20.

RF_{bc} = fattore di riduzione per occlusione biologica. Si considera un fattore di 1.20.

Perciò:

$$\theta_{gas,ghiaia,lr} = 0.5 \cdot 10^{-4} m^2 / s / (1.20 \cdot 1.20) = 0.347 \cdot 10^{-4} m^2 / s$$

Determinazione della trasmissività del geocomposito drenante

Il geocomposito drenante deve avere una trasmissività ai gas a breve termine maggiore di $0.5 \cdot 10^{-4} m^2/s$ e a lungo termine maggiore di $0.347 \cdot 10^{-4} m^2/s$.

Determinazione della trasmissività idraulica a breve termine del geocomposito drenante

Essa dipende dal gradiente idraulico e dalle pressione verticale.

La pressione a cui è sottoposto il geocomposito è pari a :

$$\sigma \text{ (kPa)} = \gamma \text{ (kN/m}^3\text{)} H \text{ (m)} = 18,0 \times 0,4 = 7,20 \text{ kPa}$$

A favore della sicurezza si assume una pressione di riferimento di 20 kPa.

La portata del geocomposito drenante (si prende come riferimento Enkadrain 5006H) per il gradiente $i=1.0$ e $\sigma=20.00$ kPa (Hard-Hard):

$$q \text{ (}\sigma=20.00 \text{ kPa; } i=1.0\text{)} = 2,50 \text{ l/s} \cdot \text{m (ISO 12958)}$$

Per calcolare la capacità drenante a breve termine del geocomposito per un gradiente $i=0,42$ si utilizza la seguente formula sperimentale (Rimoldi):

$$\frac{q_1}{q_2} = \sqrt{\frac{i_1}{i_2}}$$

$$q = 2,50 \times \sqrt{\frac{0,42}{1,00}} = 1,42 \text{ l/s} \cdot \text{m}$$

la trasmissività è pari a :

$$\theta_{SD,H_2O} = \frac{q_{SD,H_2O}}{i} = \frac{1,42 \cdot 10^{-3} m^3 / sm}{0,42} = 0,34 \cdot 10^{-2} m^2 / s$$

Determinazione della trasmissività ai gas a breve termine del geocomposito drenante

Utilizzando la relazione precedentemente descritta si ottiene:

$$\theta_{H_2O} = \frac{\mu_{LFG}}{\mu_{H_2O}} \cdot \frac{\gamma_{H_2O}}{\gamma_{LFG}} \theta_{LFG}$$

$$\theta_{gas,SD,st} = 0,34 \cdot 10^{-2} m^2 / s \cdot 0,1 = 0,34 \cdot 10^{-3} m^2 / s > 0,5 \cdot 10^{-4} m^2 / s = \theta_{ghiaia,gas,st}$$

Determinazione della trasmissività idraulica a lungo termine del geocomposito drenante

La trasmissività idraulica a lungo termine si ottiene applicando dei fattori di riduzione alla trasmissività a breve termine.

Valori tipici di tali fattori sono riportati in tabella (Koerner, 89):

Abbreviation	Rainfall drainage	Gas Collection	Leak detection
RF _{in}	1.0 - 1.2	1.0 - 1.2	1.0 - 1.2
RF _{cr}	1.05 - 10	1.05 - 10	1.05 - 10
RF _{cc}	1.0 - 1.2	1.5 - 2.0	1.5 - 2.0
RF _{bc}	1.2 - 3.5	1.2 - 2.0	1.2 - 2.0

Table 2. Typical values for reduction factors in a capping

Dove:

RF_{in}=fattore di riduzione per danneggiamento durante l' installazione

RF_{cr}=fattore di riduzione per creep

RF_{cc}=fattore di riduzione per occlusione o precipitazione chimica

RF_{bc}=fattore di riduzione per occlusione biologica.

Nel nostro caso il fattore di riduzione totale è pari a :

$$RF_{tot}=RF_{in} \cdot RF_{cr} \cdot RF_{cc} \cdot RF_{bc} = 1.10 \cdot 1.10 \cdot 1.75 \cdot 1.50 \cdot 3.18$$

La trasmissività idraulica del geocomposito drenante a lungo termine risulta pari a :

$$\theta_{SD,H_2O,lt} = \frac{q_{SD,H_2O}}{i \cdot RF_{tot}} = \frac{1.42 \cdot 10^{-3} m^3 / sm}{0.42 \cdot 3.18} = 1.07 \cdot 10^{-3} m^2 / s$$

Determinazione della trasmissività ai gas a lungo termine del geocomposito drenante

In accordo con la relazione:

$$\theta_{H_2O} = \frac{\mu_{LFG}}{\mu_{H_2O}} \cdot \frac{\gamma_{H_2O}}{\gamma_{LFG}} \theta_{LFG}$$

La trasmissività ai gas a lungo termine del geocomposito drenante risulta:

$$\theta_{gas,SD,lt} = 1.07 \cdot 10^{-3} m^2 / s \cdot 0.1 = 1.07 \cdot 10^{-4} m^2 / s > 0.347 \cdot 10^{-4} m^2 / s = \theta_{ghiaia,gas,lt}$$

Pertanto anche la funzione di drenaggio dei gas svolta dal geocomposito drenante risulta verificata.

Occorre tener presente che la trasmissività a lungo termine considera un periodo di vita utile pari a 100 anni, mentre la generazione di gas tende a zero dopo 30 anni dalla chiusura della discarica.

7. PRODOTTI UTILIZZATI PER IL CALCOLO DEL CAPPING

Geomembrana in HDPE ad attrito migliorato

Generalmente per la chiusura delle discariche (capping) con pendenze superiori agli 8° sono sconsigliate guaine lisce in quanto scivolose e quindi non adatte a trattenerne il terreno sulle scarpate. Per tale ragione è importante utilizzare delle geomembrane ruvide ad elevato angolo di attrito.

Tale ruvidità si ottiene spruzzando graniglia in HDPE fusa sul foglio liscio la quale deve aderire intimamente alla superficie della geomembrana (in pratica non deve staccarsi se

raschiata via con una lama d' acciaio) e rimanervi stabilmente per evitare il rischio che, staccandosi, il terreno di copertura scivoli via.

La geomembrana in HDPE ad attrito migliorato dovrà possedere eccellenti caratteristiche di resistenza chimica, meccanica, biologica, allo stress cracking e alla stabilità dimensionale. Essa conterrà polimero puro $\geq 97\%$, nero di carbonio $\geq 2\%$, antiossidanti e stabilizzanti che conferiscono alta resistenza alle radiazioni UV.

I valori nominali delle caratteristiche che deve espletare la geomembrana con spessore 1,5 mm, secondo le norme UNI 11309:2008, sono:

CARATTERISTICHE MECCANICHE	METODO DI PROVA	VALORI (*)
Spessore nominale	DIN EN ISO 9863-1	1,5 mm
Carico di snervamento	EN ISO 527-3	17 MPa (16)
Carico di rottura	EN ISO 527-3	35 MPa (26)
Allungamento a snervamento	EN ISO 527-3	11% (10)
Allungamento a rottura	EN ISO 527-3	800% (700)
Resistenza alla lacerazione	ISO 34-1/B	210 N (195)
Resistenza al punzonamento statico	EN ISO 12236	4200 N (3700)
Forza di distacco della graniglia spruzzata	BAM / B 13	≥ 250 N

(*) tutti i valori sono valori nominali. I valori tra parentesi sono valori minimi all'interno del 95% del livello di fiducia

(*) tutti i valori sono valori nominali. I valori tra parentesi sono valori minimi all' interno del 95% del livello di fiducia

Geocomposito drenante

Geocomposito per drenaggio costituito da una georete tridimensionale estrusa in polietilene ad alta densità (HDPE) a maglia romboidale realizzata con tre fili, accoppiata su entrambi i lati ad un geotessile filtrante da 120 g/m² realizzato con fibre di polipropilene, agugliato e termosaldato con funzione di filtrazione, separazione, protezione e drenaggio delle acque e dei gas.

Il Geocomposito drenante consente una perfetta filtrazione assicurando un' elevata trasmissività e presenta bassa deformazione viscosa (creep) sotto carico permanente di compressione. Il geocomposito drenante sarà costituito da una struttura triplanare di polietilene ad alta densità a maglie di forma triangolare composta da 3 ordini di fili sovrapposti ed intersecati, progettata appositamente per formare canali ad elevata capacità di evacuazione dell'acqua. Questa struttura compatta e resistente conferisce al geocomposito, oltre ad elevate proprietà drenanti e filtranti, anche buone caratteristiche di resistenza meccanica e di protezione contro il punzonamento e, soprattutto, elevata stabilità dimensionale nel tempo.

Il geocomposito drenante sarà previsto per le applicazioni tecniche indicate dalle Norme EN 13249, EN 13250, EN 13251, EN 13252, EN 13253, EN 13254, EN 13255, EN 13257, EN 13265 e quindi ideale per sistemi di drenaggio verticale e orizzontale.

Il geocomposito drenante sarà fornibile in rotoli e avrà le seguenti caratteristiche meccaniche ed idrauliche nominali minime:

Caratteristiche	Norma	u.m.	
Geocomposito			
Tipo di polimero			PP / HDPE / PP
Spessore a 2kPa	EN 964-1	mm	6,4
Resistenza a trazione a rottura MD/CD	ISO 10319-97	kN/m	21,0 / 18,0
Allungamento a rottura MD/CD	ISO 10319-98	%	30 / 40
Resistenza allo schiacciamento	ASTM D 1621	kPa	> 700
Capacità drenante nel piano, MD ⁽²⁾	ISO 12958-99	l/m,s	
i = 1,0 s = 20kPa			2,18
i = 1,0 s = 50kPa			2,08
i = 1,0 s = 100kPa			2,03
i = 1,0 s = 200kPa			1,64

Il materiale dovrà essere prodotto e distribuito da aziende operanti secondo gli standard della certificazione ISO 9001; tale certificato dovrà essere sottoposto alla D.L. preventivamente alla fornitura.

Geostuoia tridimensionale antierosione R 35

La geostuoia per il controllo dell'erosione è costituita dall'unione di una geostuoia avente una struttura tridimensionale ondulata (formata da strati griglie in polipropilene (PP) estruse e orientate, stabilizzate ai raggi UV di colore nero/ marrone/ verde) con una geogriglia in poliestere ad alto modulo rivestita in PVC avente resistenza a trazione pari a 35 kN/m in direzione longitudinale e 20 kN/m in direzione trasversale.

La geostuoia dovrà essere saldamente accoppiata alla geogriglia mediante termosaldatura in modo da formare un'unica struttura tridimensionale ondulata e rinforzata, specifica per controllo erosione, protezione dello strato superficiale del terreno e ancoraggio delle radici.

La geostuoia dovrà presentare almeno ventidue ondulazioni su ogni metro (n° 22/m) e la resistenza a trazione caratteristica espressa al 5% di allungamento dovrà essere pari al 50% della resistenza ultima a trazione. Il geocomposito è previsto per le applicazioni tecniche indicate dalle Norme EN 13249, EN 13250, EN 13251, EN 13253, EN 13254, EN 13255, EN 13257, EN 13265 e quindi ideale per sistemi di drenaggio verticale e orizzontale.

Il materiale sarà fornibile in rotoli e avrà le seguenti caratteristiche minime:

peso minimo di	~470 g/mq	EN 965
resistenza a trazione longitudinale	35 kN/m	EN ISO 10319
resistenza a trazione trasversale	20 kN/m	EN ISO 10319
allungamenti a rottura longitudinale	≤12 %	EN ISO 10319
allungamenti a rottura trasversale	≤12 %	EN ISO 10319
Resistenza a trazione long. al 5%	18 kN/m	
spessore	2.0 – 2,5 cm	ASTM D 1621
diametro rotolo	80 cm	
dimensioni rotolo (marchio CE)	2,00m × 25 ml	

Il materiale dovrà essere prodotto e distribuito da aziende operanti secondo gli standard della certificazione ISO 9001; tale certificato dovrà essere sottoposto alla D.L. preventivamente alla fornitura.

Geostuoia tridimensionale antierosione R 55

La geostuoia per il controllo dell'erosione sarà costituita dall'unione di una geostuoia avente una struttura tridimensionale ondulata (formata da strati griglie in polipropilene (PP) estruse e orientate, stabilizzate ai raggi UV di colore nero/ marrone/ verde) con una geogriglia in poliestere ad alto modulo rivestita in PVC avente resistenza a trazione pari a 55 kN/m in direzione longitudinale e 30 kN/m in direzione trasversale.

La geostuoia dovrà essere saldamente accoppiata alla geogriglia mediante termosaldatura in modo da formare un'unica struttura tridimensionale ondulata e rinforzata, specifica per controllo erosione, protezione dello strato superficiale del terreno e ancoraggio delle radici.

La geostuoia dovrà presentare almeno ventidue ondulazioni su ogni metro (n° 22/m) e la resistenza a trazione caratteristica espressa al 5% di allungamento dovrà essere pari al 50% della resistenza ultima a trazione.

Il geocomposito è previsto per le applicazioni tecniche indicate dalle Norme EN 13249, EN 13250, EN 13251, EN 13253, EN 13254, EN 13255, EN 13257, EN 13265 e quindi ideale per sistemi di drenaggio verticale e orizzontale.

Il materiale sarà fornibile in rotoli e avrà le seguenti caratteristiche minime:

peso minimo di	~490 g/mq	EN 965
resistenza a trazione longitudinale	55 kN/m	EN ISO 10319
resistenza a trazione trasversale	30 kN/m	EN ISO 10319
allungamenti a rottura longitudinale	<12 %	EN ISO 10319
allungamenti a rottura trasversale	<12 %	EN ISO 10319
resistenza a trazione longitudinale al 5%	28 kN/m	EN ISO 10319
spessore	2.0 – 2,5 cm	EN 965
diametro rotolo	80 cm	
dimensioni rotolo (marchio CE)	2,00 m × 24 ml	

Il materiale dovrà essere prodotto e distribuito da aziende operanti secondo gli standard della certificazione ISO 9001; tale certificato dovrà essere sottoposto alla D.L. preventivamente alla fornitura.

Geostuoia tridimensionale antierosione R 80

Geostuoia per il controllo dell'erosione è costituita dall'unione di una geostuoia avente una struttura tridimensionale ondulata (formata da strati griglie in polipropilene (PP) estruse e orientate, stabilizzate ai raggi UV di colore nero/ marrone/ verde) con una geogriglia in poliestere ad alto modulo rivestita in PVC avente resistenza a trazione pari a 80 kN/m in direzione longitudinale e 30 kN/m in direzione trasversale.

La geostuoia dovrà essere saldamente accoppiata alla geogriglia mediante termosaldatura in modo da formare un'unica struttura tridimensionale ondulata e rinforzata, specifica per controllo erosione, protezione dello strato superficiale del terreno e ancoraggio delle radici.

La geostuoia dovrà presentare almeno ventidue ondulazioni su ogni metro (n° 22/m) e la resistenza a trazione caratteristica espressa al 5% di allungamento dovrà essere pari al 50% della resistenza ultima a trazione.

Il geocomposito è previsto per le applicazioni tecniche indicate dalle Norme EN 13249, EN 13250, EN 13251, EN 13253, EN 13254, EN 13255, EN 13257, EN 13265 e quindi ideale per sistemi di drenaggio verticale e orizzontale.

Il materiale sarà fornibile in rotoli e avrà le seguenti caratteristiche minime:

peso minimo di	~580 g/mq	ISO 9864
resistenza a trazione longitudinale	80 kN/m	EN ISO 10319
resistenza a trazione trasversale	30 kN/m	EN ISO 10319
allungamenti a rottura longitudinale	<12 %	EN ISO 10319
allungamenti a rottura trasversale	<12 %	EN ISO 10319
resistenza a trazione longitudinale al 5%	40 kN/m	EN ISO 10319
spessore	2.0 – 2,5 cm	ISO 9863-1
diametro rotolo	80 cm	
dimensioni rotolo (marchio CE)	2,00 m × 24 ml	

Il materiale dovrà essere prodotto e distribuito da aziende operanti secondo gli standard della certificazione ISO 9001; tale certificato dovrà essere sottoposto alla D.L. preventivamente alla fornitura.

8. CONCLUSIONI

La relazione ha esaminato la stabilità della scarpata che costituirà il capping della discarica Cà Lucio presso il comune Urbino e il sistema di drenaggio delle acque meteoriche e del biogas. Sono state esaminate le principali sezioni di progetto e i risultati sono riportati in allegato. Dai calcoli risulta che le resistenze T_{ult} richieste alla geostuoia sono pari a 35-55 e 80 kN/m. La stabilità è stata esaminata in condizioni sia statiche che sismiche, tenendo conto dei sovraccarichi presenti.

Per il drenaggio delle acque meteoriche e del biogas le calcolazioni hanno dimostrato come il geocomposito drenante sia in grado di garantire, con il gradiente idraulico e il carico sovrastante di progetto, sia a breve termine che a lungo termine, le portate richieste da normativa.