



STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.

Dott. Ing. Paolo Leopoldo Beer, Dott. Piergiacomo Beer, Dott. Luciano Taddei, Dott. Ing. Ilaria Tonelli



**COSMARI**

COMUNE DI CINGOLI (MC)  
LOCALITÀ FOSSO MABIGLIA

IMPIANTO DI DISCARICA  
PER RIFIUTI NON PERICOLOSI  
DI FOSSO MABIGLIA

# PROGETTO ESECUTIVO DELLA COPERTURA I STRALCIO

Studio Geotecnico Italiano S.r.l.

Dott. Ing. V. Pastore (direttore tecnico)

Dott. Ing. Paolo Leopoldo Beer

Dott. Piergiacomo Beer

Dott. Luciano Taddei

Dott. Ing. Ilaria Tonelli



STUDIO GEOTECNICO ITALIANO S.r.l.  
Dott. Ing. Valeriano Pastore  
Iscrizione Albo degli Ingegneri  
Provincia di Milano  
N. 22123



1	EMISSIONE	G.F.	G.F.	V.P.	21.11.2018
REV. Rev.	DESCRIZIONE Description	REDAZIONE Edited	VERIFICA Checked	AUTORIZZAZIONE Authorized	DATA Date

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO	IDENTIFICAZIONE SGI														
	SGI identification														
	COMMESSA		/	CODICE ARCHIVIO		ELABORATO			EMISSIONE						
CONTRATTO N. – Contract Nr.															
	0	7	8	5	7	–	1	3	9	R	0	3	E	0	1

TITOLO – Title

## RELAZIONE GEOTECNICA

ARCHIVIO INTERNO  
X:\m7857\Protocol\Out

SCALA – Scale

SCALA GRAFICA – Graphic scale



**STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl**  
ingegneria geotecnica - ingegneria sismica - ingegneria ambientale  
geologia applicata

**COSMARI**

**Comune di Cingoli (MC)**  
**Località Fosso Mabiglia**  
**Discarica per rifiuti non pericolosi**  
  
**Progetto esecutivo della copertura**  
**1° Stralcio**  
**Relazione geotecnica**

**07857-139R03/TER-PAR/H**

Emissione	Data	Redatto		Controllato	Approvato
E01	21/11/2018	Tatiana Terragni		Paolo Parla	Valeriano Pastore
E02					
E03					
E04					



Reg. CH-20504  
ISO 9001:2008  
ISO 14001:2004

Sede Legale e Uffici: via Ripamonti 89 - 20141 Milano - Tel.: +39 02522014.1 - Fax: +39 025691845  
Email: [info@studiogeotecnico.it](mailto:info@studiogeotecnico.it) - PEC: [sgi@legalmail.it](mailto:sgi@legalmail.it) - Sito Web: [www.studiogeotecnico.it](http://www.studiogeotecnico.it)  
Cap. Soc. € 1.550.000 i.v. - Codice Fiscale e Registro delle Imprese di Milano 00506080019 - R.E.A. MI 691783 - P. IVA 11261240151

## I N D I C E

1.	PREMESSA .....	1
1.1	Evoluzione della progettazione.....	1
1.1.1	Progetto Definitivo .....	1
1.1.2	Progetto Esecutivo – I stralcio .....	2
1.1.3	Esecuzione dei lavori / Piano di caratterizzazione .....	2
1.1.4	Progetto Esecutivo – II stralcio .....	3
1.2	Contenuti della presente relazione .....	3
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	4
2.1	Normativa.....	4
2.2	Progettazione pregressa .....	4
3.	DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI COPERTURA.....	7
4.	CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI .....	8
4.1	Problematiche relative alla stabilità dei sistemi di copertura.....	8
4.2	Materiali naturali.....	8
4.3	Geosintetici ed interfacce .....	9
4.3.1	Parametri di resistenza a taglio di interfaccia.....	9
4.3.2	Resistenza a trazione dei geosintetici .....	13
4.4	Parametri 'di progetto' .....	14
4.4.1	Parametri geotecnici.....	14
4.4.2	Resistenza a trazione .....	14
5.	COEFFICIENTI PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA.....	16
6.	DIMENSIONAMENTO DEI RINFORZI.....	18
6.1	Metodologia di calcolo .....	18
6.1.1	Dimensionamento in condizioni statiche.....	19
6.1.2	Dimensionamento in condizioni sismiche .....	20
6.1.3	Dimensionamento per le fasi costruttive .....	20
6.2	Risultati del calcolo .....	21
7.	DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI DEI GEOSINTETICI .....	23

7.1	Metodologia di calcolo .....	23
7.2	Risultati del calcolo .....	24
8.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	25

### **Allegati:**

Allegato A	Verifiche di stabilità e calcolo della lunghezza di ancoraggio in condizioni statiche (A1: monte; A2: valle)
Allegato B	Verifiche di stabilità e calcolo della lunghezza di ancoraggio in condizioni sismiche (B1: monte; B2: valle)
Allegato C	Verifiche di stabilità e calcolo della lunghezza di ancoraggio in fase di costruzione (C1: monte; C2: valle)

**Non è stata trovata alcuna voce dell'indice delle figure.**

## 1. **PREMESSA**

La presente relazione ha per oggetto i calcoli e le verifiche geotecniche riguardanti il dimensionamento del sistema di copertura definitiva dell'impianto di discarica per rifiuti non pericolosi, ubicato nel comune di Cingoli (MC) in località Fosso Mabilgia.

Si precisa che ogni altra valutazione di carattere geotecnico relativa alla discarica, comprese ad esempio la ricostruzione del modello geologico, la caratterizzazione dei terreni e la ricostruzione della piezometria delle acque sotterranee, essendo state già ampiamente trattate nella Relazione geotecnica del Progetto esecutivo secondo stralcio (rif. [11] citato al par. 2.2) oltre che nelle relazioni geologiche e geotecniche relative alle progettazioni pregresse (rif. [1], [2], [3] e [4]) e poiché non interessano direttamente le valutazioni presentate in questa sede, non saranno qui riproposte. Ai documenti indicati si rimanda in caso di necessità o per eventuali approfondimenti.

Si ritiene utile, a beneficio di chiarezza, ripercorrere le fasi progettuali che hanno preceduto la presente.

### 1.1 **Evoluzione della progettazione**

#### 1.1.1 **Progetto Definitivo**

Il Progetto Definitivo (rif. [1]) dell'intera opera, emesso in data 12 dicembre 2009 e successivamente autorizzato dagli Enti con Deliberazione della Giunta Provinciale n. 35 del 18.07.2011 (Autorizzazione Integrata Ambientale) e con determinazione Dirigenziale della Provincia di Macerata n. 204 del 15.06.2011 (Valutazione Impatto Ambientale), ha previsto gli interventi necessari alla predisposizione di una discarica capace di ospitare circa 450'000 m<sup>3</sup> di rifiuti.

Nell'ambito del Progetto Definitivo è stata redatta la "Relazione geotecnica" (rif. [1], doc. 07857-014R03E02), all'interno della quale sono stati valutati e discussi gli aspetti geotecnici connessi con la realizzazione della discarica, con particolare riferimento alla caratterizzazione geotecnica dei materiali, alla stabilità e ai cedimenti.

Le valutazioni contenute in tale relazione sono derivate dalla documentazione che il Dott. Geol. Losego ha predisposto sulla scorta dei risultati: di una campagna geognostica, finalizzata a definire dati stratigrafici e geotecnici, di prove di laboratorio e di dati piezometrici e inclinometrici acquisiti dalla strumentazione installata in sito (n. 4 piezometri, oltre ai quattro installati nel corso dello studio di fattibilità, e n. 3 inclinometri).

### **1.1.2 Progetto Esecutivo – I stralcio**

La realizzazione della discarica è stata suddivisa in due stralci, il primo dei quali riguardante gli interventi necessari alla predisposizione del primo e secondo settore della discarica, posizionati nella parte orientale del sito e capaci di ospitare circa 150'000 m<sup>3</sup> di rifiuti, oltre che quelli necessari ad adeguare la viabilità di accesso al sito.

La progettazione è quindi proseguita con il Progetto Esecutivo del primo stralcio della discarica (rif. [3]), emesso in data 15 settembre 2011 e basato sulle conclusioni della "Relazione geotecnica" del Progetto Definitivo precedentemente citata.

Successivamente all'emissione del Progetto Esecutivo (in data 19.07.2012) sono stati acquisiti nuovi dati dal sistema di monitoraggio (n. 4 piezometri e n. 3 tubi inclinometrici), alla luce dei quali si è imposta una verifica delle scelte effettuate in sede di progetto definitivo, così come prospettato anche dal Dott. Geol. Ivan Losego nel suo documento "Relazione geologica e geologico – tecnica" (G.1) del luglio 2012 (rif. [4]).

È stata quindi redatta la Relazione geotecnica per il primo stralcio del Progetto Esecutivo (ns. rif. 07857-033R15E01 del 23.07.2012), che ha integrato le valutazioni di carattere geotecnico espresse in fase di Progettazione Definitiva con quanto emerso dai dati acquisiti dal sistema di monitoraggio.

### **1.1.3 Esecuzione dei lavori / Piano di caratterizzazione**

In conseguenza del rinvenimento, nel giugno 2012, di un supero delle CSC per le acque sotterranee (Tab. 2 dell'allegato 5, titolo V Parte IV del D. Lgs. 152/06) in uno dei piezometri di monte realizzati fase di allestimento del primo stralcio della discarica, il sito è stato dichiarato potenzialmente contaminato e si è aperto il

relativo procedimento ai sensi del D. Lgs. 152/06, che ha comportato la predisposizione, approvazione ed esecuzione di un Piano di Caratterizzazione Ambientale. Nei mesi di ottobre e novembre dell'anno 2012, nell'ambito delle indagini ambientali previste dal suddetto Piano di Caratterizzazione, sono state eseguite anche indagini geologico- tecniche sull'area di impianto.

Nel 2013-2014 sono stati eseguiti i lavori di allestimento del primo e secondo settore comprendenti la realizzazione del sistema di monitoraggio ed in particolare dei piezometri di monte e di valle dell'invaso e degli inclinometri ai due estremi dell'argine di contenimento di valle. Sono state inoltre eseguite le prove di accettazione ed in corso d'opera sui materiali da impiegare ed impiegati per le lavorazioni.

#### **1.1.4 Progetto Esecutivo – Il stralcio**

Nel febbraio 2016 è stato predisposto il secondo stralcio del Progetto esecutivo della discarica (rif. [11]), relativo al completamento della vasca di coltivazione (terzo e quarto settore) e opere connesse. Le analisi e le elaborazioni presentate nella Relazione Geotecnica del progetto (rif. [11], 07857-105R03E05) aggiornano le analisi già effettuate nelle precedenti fasi di progettazione alla luce dei nuovi dati, acquisiti da indagini e monitoraggi successivi alla redazione del primo stralcio del progetto esecutivo e di quanto emerso in fase di realizzazione del primo e secondo settore di discarica.

### **1.2 Contenuti della presente relazione**

Come anticipato nella Premessa, nel presente elaborato vengono trattati esclusivamente gli aspetti relativi alla stabilità degli strati che formano il sistema di copertura in progetto, in quanto gli effetti del pacchetto di copertura sulla stabilità globale e sui cedimenti della discarica sono già stati affrontati nelle precedenti fasi progettuali.

La caratterizzazione geotecnica esposta nei capitoli seguenti è quindi limitata ai materiali coinvolti nelle valutazioni e nei calcoli qui in oggetto.

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normativa

Per la redazione del presente documento si è fatto riferimento alle indicazioni e alle prescrizioni contenute nelle leggi vigenti e nelle norme tecniche di settore, di seguito elencate, oltre che, ad integrazione di esse e purché con esse non in contrasto, alle indicazioni riportate nella letteratura tecnico – scientifica internazionale elencata al Cap. 8.

- Decreto Legislativo 13 Gennaio 2003, n. 36. "Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti"
- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 14/01/2008. "Approvazione della nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17/01/2008. "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»"<sup>1</sup>
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2 febbraio 2009, "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
- UNI EN 1997-1 Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica - Parte 1: regole generali"
- ISO/TR 20432: "Guidelines for the determination of the long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement"

### 2.2 Progettazione pregressa

La principale documentazione di riferimento impiegata per redigere la presente relazione è la seguente:

- [1] Studio Geotecnico Italiano; **Progetto Definitivo** per la realizzazione della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. 07857-014E02; dicembre 2009;

---

<sup>1</sup> Le Norme tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti saranno richiamate nel testo come NTC



- [2] Dott. Geol. Ivan Losego; **Relazione Geologica per il Progetto Definitivo** per la realizzazione della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); ottobre 2009;
- [3] Studio Geotecnico Italiano; **Primo stralcio del Progetto Esecutivo** per la realizzazione della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. 07857-033E02/03; dicembre 2011;
- [4] Dott. Geol. Ivan Losego; **Relazione Geologica e geologico- tecnica per il Progetto Esecutivo** della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. G1; luglio 2012;
- [5] RTI UTRES Ambiente S.r.L., Dott. Ing. Raffaele Iorio; SGA Studio Geologico Associato di A. Onorati e M. Maccari; **Piano di caratterizzazione** della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); settembre 2012;
- [6] RTI UTRES Ambiente S.r.L., Dott. Ing. Raffaele Iorio; SGA Studio Geologico Associato di A. Onorati e M. Maccari; **Risultati del Piano di caratterizzazione** della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); dicembre 2012;
- [7] RTI UTRES Ambiente S.r.L., Dott. Ing. Raffaele Iorio; SGA Studio Geologico Associato di A. Onorati e M. Maccari; **Perizia di variante n.1** del Primo stralcio del Progetto Esecutivo della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. UT112P1DOC01E00; luglio 2013;
- [8] RTI UTRES Ambiente S.r.L., Dott. Ing. Raffaele Iorio; SGA Studio Geologico Associato di A. Onorati e M. Maccari; **Perizia di variante n.2** del Primo stralcio del Progetto Esecutivo della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. UT112P2DOC01E00; maggio 2014;
- [9] RTI UTRES Ambiente S.r.L., Dott. Ing. Raffaele Iorio; SGA Studio Geologico Associato di A. Onorati e M. Maccari; **Perizia di variante n.3** del Primo stralcio del Progetto Esecutivo della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. UT112P3DOC01E00; luglio 2014;
- [10] RTI UTRES Ambiente S.r.L., Dott. Ing. Raffaele Iorio; SGA Studio Geologico Associato di A. Onorati e M. Maccari; **Perizia di variante n.4** del Primo stralcio del Progetto Esecutivo della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. UT112P4DOC01E00; settembre 2014;

[11] Studio Geotecnico Italiano; **Secondo stralcio del Progetto Esecutivo** per la realizzazione della discarica per RnP in località Fosso Mabiglia, Comune di Cingoli (MC); rif. 07857-105E05; febbraio 2015.

### 3. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI COPERTURA

In conformità al (D.Lgs. 36/2003) e secondo quanto previsto nel progetto definitivo autorizzato (rif. [2]), il sistema di copertura della discarica qui in oggetto sarà costituito dalla seguente successione stratigrafica:

- strato di regolarizzazione di spessore 20 cm;
- strato di drenaggio del biogas e di rottura capillare di spessore 50 cm;
- geotessile non tessuto (TNT) con funzione di separazione;
- strato di argilla compattata ( $k \leq 10^{-8}$  m/s), di spessore 50 cm;
- geotessile non tessuto (TNT) con funzione di separazione;
- geomembrana in HDPE di spessore 1,5 mm posta a metà dello strato di argilla [solo nelle aree sommitali a minore pendenza ( $\beta \leq 7^\circ$ )];
- strato di materiale drenante di spessore  $\geq 50$  cm;
- geotessile non tessuto (TNT) con funzione di separazione;
- strato di terreno vegetale di spessore 100 cm idoneo a accogliere la vegetazione finale;
- geogriglia di rinforzo nelle zone più acclivi ( $\beta \geq 7^\circ$ ), posta a metà dello strato di terreno vegetale;
- biostuoia di protezione dall'erosione superficiale, con funzione temporanea in attesa della formazione del tappeto nelle aree di raccordo con la pista di coronamento.

I particolari del sistema di copertura sono mostrati nell'elaborato grafico "Sistema copertura: Sezioni tipologiche e Particolari" (rif.: 07857-139**D04**).

## 4. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

### 4.1 Problematiche relative alla stabilità dei sistemi di copertura

La successione di strati di ridotto spessore, costituiti da materiali minerali o artificiali (geosintetici) con caratteristiche differenti, determina la presenza nel sistema di copertura di una serie di 'interfacce', localizzate in corrispondenza del contatto tra due diversi materiali. Poiché generalmente le interfacce presentano una resistenza allo scorrimento relativo inferiore alla resistenza a taglio propria di ciascun singolo materiale e dato che esse costituiscono superfici predefinite, esse costituiscono anche superfici preferenziali lungo le quali è più probabile che si possano manifestare fenomeni di instabilità.

D'altro canto, questo fatto è ormai recepito dalla normativa vigente; infatti, al par. 6.11.1.4, le NTC stabiliscono che

*"nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati."*

Alla luce di quanto detto poc'anzi, è necessario caratterizzare dal punto di vista geotecnico i materiali e le interfacce che compongono il sistema di copertura.

### 4.2 Materiali naturali

Benché i materiali naturali che sono impiegati negli strati minerali del sistema di copertura abbiano in generale natura diversa (terreno vegetale, materiale argilloso, inerte drenante), e quindi proprietà diverse, per ridurre gli oneri di calcolo ma al contempo agendo in favore di sicurezza, essi verranno caratterizzati mediante la stessa serie di valori dei parametri geotecnici, corrispondenti a quelli tipici del materiale che presenta la resistenza a taglio più bassa (si veda la Relazione geotecnica del progetto rif. [11]).

I valori sono i seguenti:

- $\gamma$  = 19 kN/m<sup>3</sup> (peso di volume naturale)
- $c'$  = 0 kPa (coesione drenata)

-  $\varphi'$  =  $28^\circ$  (angolo di resistenza a taglio)

## 4.3 Geosintetici ed interfacce

### 4.3.1 Parametri di resistenza a taglio di interfaccia

Nella letteratura tecnica sono presentati numerosi studi riguardanti le prove effettuate per la determinazione dei valori dei parametri di resistenza a taglio di interfaccia (Martin et al, 1984; Mitchell et al., 1990; Mitchell e Mitchell, 1991; Pasqualini et al., 1993; Stark e Poeppel, 1994; Manassero et al., 1997; Dixon et al., 2006; Mc Cartney et al., 2009, per citarne alcuni).

La Tabella 4.1 e la Tabella 4.2 (Veggi, 2005) riassumono gli intervalli possibili, in base ai dati pubblicati, dei valori dei parametri di resistenza a taglio, divisi a seconda che l'interfaccia sia tra geosintetico/ terreno o tra geosintetico/ geosintetico.

Appare evidente la grandissima variabilità dei valori pubblicati che riflette, fra le altre, le differenze esistenti tra materiali analoghi fabbricati da produttori diversi a livello di struttura molecolare o di tessitura, tra le condizioni di prova (livello tensionale, contenuto d'acqua, orientamento della tessitura rispetto alla direzione della sollecitazione applicata) e tra le modalità di prova stesse (taglio diretto, taglio torsionale, piano inclinato, etc.).

Tabella 4.1: Valori caratteristici dei parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico/terreno

<b>Interfaccia</b>	<b>angolo di attrito [°]</b>	<b>coesione [kPa]</b>
Geomembrana HDPE – sabbia	15 – 28	0
Geomembrana HDPE – argilla	5 – 29	0
Geomembrana HDPE a.m. – ghiaia	20 – 25	0
Geomembrana HDPE a.m. – sabbia	30 – 43	0
Geomembrana HDPE a.m.– argilla	7 – 35	20 – 30
Geotessile – sabbia	22 – 44	0
Geotessile – argilla	15 – 33	0
Geocomposito bentonitico – sabbia	20 – 25	0
Geocomposito bentonitico – argilla	14 – 16	0

Tabella 4.2: Valori dei parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico/geosintetico

<b>Interfaccia geosintetico – geosintetico</b>	<b>angolo di attrito [°]</b>	<b>coesione [kPa]</b>
Georete – geomembrana HDPE	6 – 10	0
Geomembrana HDPE – geotessile	8 – 18	0
Geotessile – georete	10 – 27	0
Geocomposito bentonitico – Geomembrana HDPE a.m.	10 – 25	0
Geocomposito bentonitico – Geomembrana HDPE	8 – 16	0
Georete – geomembrana HDPE a.m	10 – 25	0
Geotessile – geomembrana HDPE a.m.	14 – 52	0
Geocomposito bentonitico (fra i geotessuti non collegati tra di loro e agugliati/ cuciti)	8 – 25	8 – 50

Proprio alla luce della rilevante variabilità, viene sconsigliato il progetto basato esclusivamente sull'uso di valori presi dai dati di letteratura (Dixon et al., 2006). Tuttavia, poiché in questa fase non è possibile disporre di prove dirette (si ribadisce che il risultato può dipendere sostanzialmente dallo specifico prodotto scelto), si farà necessariamente riferimento ai valori riportati nelle tabelle precedenti e alla esperienza diretta degli scriventi in casi simili. Le assunzioni progettuali dovranno

evidentemente essere riscontrate con apposite prove di interfaccia da eseguire in fase di accettazione dei materiali. Si rimanda al Capitolato Speciale di Appalto (rif. 07857-139 **R11b**) per maggiori dettagli.

Come si può notare dagli intervalli di valori riportati in Tabella 4.1, per una stessa tipologia di geosintetico gli angoli di attrito di interfaccia diminuiscono con la granulometria del materiale minerale al contatto. Per questo motivo, si farà riferimento ai valori dell'angolo di attrito tipici dell'interfaccia tra geosintetico e argilla, che sono tendenzialmente più conservativi per gli scopi della presente, e a coesione nulla.

In particolare, le interfacce formate dai geotessili e dalla geomembrana saranno caratterizzate dai valori dei parametri di interfaccia come di seguito descritto.

### Geosintetici di separazione (GT)

Nel sistema di copertura sono presenti, a partire dalla superficie topografica finale:

- geosintetico tra terreno vegetale e dreno acque di infiltrazione, **I GT** (l'interfaccia più debole è quella superiore);
- geosintetico tra dreno acque di infiltrazione e argilla, **II GT** (l'interfaccia più debole è quella inferiore);
- geotessile tra argilla e dreno biogas, **III GT** (l'interfaccia più debole è quella superiore).

In linea di principio, il geosintetico di separazione (I e II GT) sarà formato da un geotessile (tessuto o non tessuto), se necessario accoppiato ad altro geosintetico in grado di fornirgli la sufficiente resistenza a trazione. Infatti, come sarà mostrato nei calcoli eseguiti, nei due casi la stabilità del sistema di copertura è verificata con i fattori di sicurezza previsti dalle norme vigenti solo tenendo nella dovuta considerazione la resistenza a trazione del geosintetico. Si rimanda al Capitolato Speciale di Appalto (rif. 07857-106 **R11b**) per maggiori dettagli.

Ai fini della presente, alla luce delle incertezze dovute ai motivi precedentemente discussi ed in virtù di quanto poc'anzi detto, le interfacce determinate dalla presenza di un geosintetico / geotessile saranno caratterizzate tutte con una unica coppia di valori dei parametri di interfaccia:

$$- c' = 0 \text{ kPa} \quad (\text{coesione drenata})$$

$$- \delta' = 17^\circ \quad (\text{angolo di attrito di interfaccia})$$

### Geomembrana in HDPE (GMS)

La geomembrana sarà inserita nello strato di argilla solo nelle zone in cui le pendenze della copertura sono inferiori a  $7^\circ$ . La coppia di valori dei parametri di resistenza a taglio che caratterizza l'interfaccia è:

$$\begin{aligned} - c' &= 0 \text{ kPa} && (\text{coesione drenata}) \\ - \delta' &= 12^\circ && (\text{angolo di attrito di interfaccia})^1 \end{aligned}$$

### Geogriglia (GG)

Nel caso delle interfacce tra geogriglie e terreno, la resistenza a taglio si valuta a partire dai valori dell'angolo di resistenza a taglio interno del materiale minerale e del coefficiente di attrito equivalente (Jewell, 1991), da applicare alla tangente dell'angolo di attrito. In sostanza, si pone l'equivalenza:

$$f \cdot \tan \phi_s = \tan \delta$$

essendo  $f$  il coefficiente di attrito equivalente,  $\phi_s$  l'angolo di attrito interno del terreno e  $\delta$  quello dell'interfaccia.

Il valore del coefficiente di attrito equivalente cambia teoricamente a seconda che il geosintetico sia del tipo 'a maglia chiusa' (ad es. geotessile) o a 'maglia aperta' (come appunto la geogriglia) e a seconda del cinematisma considerato, per cui si ha  $f_{ds}$  (coefficiente di attrito equivalente per scorrimento o 'direct sliding') e  $f_{PO}$  (coefficiente di attrito equivalente per sfilamento o 'pull-out').

In progetto, le interfacce formate dalla geogriglia saranno caratterizzate come di seguito descritto.

La geogriglia sarà inserita nello strato di terreno vegetale solo nelle zone in cui le pendenze della copertura sono superiori a  $7^\circ$ . Il terreno vegetale è caratterizzato dai valori dei parametri di resistenza a taglio seguenti:

$$\begin{aligned} - c' &= 0 \text{ kPa} && (\text{coesione drenata}) \\ - \phi' &= 28^\circ && (\text{angolo di resistenza a taglio interno del materiale di copertura}) \end{aligned}$$

<sup>1</sup> Valore medio dell'angolo residuo raccomandato per le analisi di stabilità in Mitchell et al. (1990)



Ai coefficienti di attrito equivalente si assegnano i valori minimi tipici del contatto geogriglia – limo (si veda Comedini e Rimoldi, 2013):

$$- f_{ds} = f_{PO} = 0.75 \quad (\text{coefficienti di attrito equivalente})$$

Ne consegue:

$$- c' = 0 \text{ kPa} \quad (\text{coesione drenata})$$

$$- \delta' = 21.74^\circ \quad (\text{angolo di attrito di interfaccia})$$

I valori dei parametri geotecnici di tutte le interfacce sopra indicati sono da intendersi come valori 'caratteristici' ai sensi delle NTC.

#### 4.3.2 Resistenza a trazione dei geosintetici

Nei calcoli si terrà conto della resistenza a trazione dei geosintetici, sia perché essa fornisce un importante contributo alla stabilità degli strati sia per verificare che i materiali impiegati siano compatibili con le sollecitazioni previste in condizioni di esercizio in base alle ipotesi di progetto.

Nella tabella seguente sono riportati i valori delle resistenze caratteristiche minime che saranno richieste ai vari geosintetici.

Tabella 4.3: Resistenza caratteristica a trazione dei geosintetici prevista in progetto

Geosintetico	$T_k$ [kN/m]
Geogriglia GG	133
Geosintetico di separazione rinforzato (I GT)	80
Geosintetico di separazione rinforzato (II GT)	80
Geotessile di separazione (III GT)	25
Geomembrana (GMS)	20

Nella valutazione della stabilità del sistema di copertura si trascurerà il contributo di resistenza della geomembrana.

## 4.4 Parametri 'di progetto'

### 4.4.1 Parametri geotecnici

I valori dei parametri di resistenza dei materiali che saranno considerati nei calcoli (valori 'di progetto') sono ottenuti come indicato nelle NTC, ossia applicando ai valori 'caratteristici' o 'nominali' di cui si è detto ai paragrafi precedenti i coefficienti parziali ( $\gamma_m$ ) forniti dallo stesso decreto. In particolare, indicando con il pedice 'd' i valori di progetto, si ha:

- angoli di resistenza al taglio dei terreni o angoli di attrito all'interfaccia  $\varphi'$  (o  $\delta'$ )  
 $\tan(\varphi_d) = \tan(\varphi') / \gamma_{m,\varphi}$ ;
- coesione drenata dei terreni o all'interfaccia:  
 $c'_d = c' / \gamma_{m,c}$ ;
- coesione non drenata dei terreni o all'interfaccia:  
 $c_{u,d} = c_u / \gamma_{m,cu}$ .

I valori dei coefficienti parziali sono riportati in **Tabella 4.4**.

Tabella 4.4: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (estratto da tab. 6.2.11 delle NTC)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente	Coefficiente	Valore
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'$	$\gamma_{m,\varphi}$	1.25
Coesione efficace	$c'$	$\gamma_{m,c}$	1.25
Resistenza non drenata	$c_u$	$\gamma_{m,cu}$	1.4

### 4.4.2 Resistenza a trazione

Nei materiali geosintetici a cui è assegnata una funzione di rinforzo del terreno il valore della resistenza ammissibile a trazione nel lungo termine (resistenza di progetto,  $T_d$ ) viene ricavato dal valore della resistenza nominale (o resistenza caratteristica,  $T_k$ ) per mezzo della seguente relazione (ISO/TR 20432, par. 6.2):

$$T_d = T_k / FS = T_k / (RF_{CR} \cdot RF_{ID} \cdot RF_W \cdot RF_{CH})$$

dove:

- $RF_{CR}$  fattore di riduzione della resistenza dovuto al carico statico sostenuto nella vita di esercizio (50 anni) alla temperatura di progetto<sup>1</sup> (viene anche indicato come coefficiente di sicurezza nei confronti di fenomeni di creep);
- $RF_{ID}$  fattore di riduzione della resistenza dovuto al danneggiamento meccanico;
- $RF_W$  fattore di riduzione della resistenza dovuto all'esposizione agli agenti atmosferici per il massimo periodo di esposizione prevista;
- $RF_{CH}$  fattore di riduzione della resistenza dovuto a fenomeni chimici o biologici in ambiente aggressivo, con valori del pH compresi tra 4 e 9.

I valori dei fattori di riduzione adottati nelle verifiche devono essere valutati caso per caso e generalmente vengono fatti dipendere, oltre che dal tipo di geosintetico, anche dalla sua specifica condizione di applicazione (GSI, 2007; Koerner, 2012).

---

<sup>1</sup> In assenza di misure sito specifiche o di indicazioni particolari, il valore di default della temperatura è 20°C (ISO/TR 20432).

## 5. COEFFICIENTI PER IL CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

Secondo le NTC, il calcolo della azione sismica di progetto deve essere effettuato in base alla "pericolosità sismica di base" definita a partire dalla accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale,  $a_g$ .

A sua volta,  $a_g$  viene ricavata a partire dai valori forniti in allegato alle Norme Tecniche nei nodi di una maglia regolare (identificati da latitudine e longitudine) che copre tutto il territorio nazionale.

Nel caso della discarica in progetto, in funzione delle coordinate geografiche del sito (lat. = 43°22'15.40" N; long. = 13°17'36.30" E), del periodo di riferimento  $V_R$  assegnato ( $V_R=50$  anni) e della classe d'uso (III) anni si determina  $a_g \cong 0,2 g$ .

La stabilità in condizioni sismiche è stata valutata mediante il metodo pseudo-statico, in cui le azioni sismiche sono rappresentate da azioni statiche equivalenti, costanti nello spazio e nel tempo, proporzionali al peso  $W$  del terreno potenzialmente instabile.

Nelle verifiche di stabilità, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  e  $F_v = k_v \cdot W$  con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale espressi dalle relazioni (par. 7.11.3.5.2 delle NTC):

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad \text{e} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$\beta_s$  coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito (tab. 7.11.I delle NTC), nel caso in esame pari a 0,24;

$a_{\max}$  accelerazione massima attesa nel sito;

$g$  accelerazione di gravità.

In assenza di studi specifici sulla risposta sismica locale, l'accelerazione massima locale può essere valutata tramite la relazione:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- $S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafica (tab. 3.2.IV delle NTC - Categoria C di sottosuolo), nel caso in esame pari a 1,50;
- $S_T$  coefficiente di amplificazione topografica che dipende da acclività, altezza e rastremazione in costa del pendio (tab. 3.2.V delle NTC), nel caso in esame pari a 1,0;
- $a_g$  accelerazione massima attesa su suolo rigido.

Per il sito oggetto del presente progetto, sono stati ottenuti i seguenti valori dei coefficienti sismici:

- $k_h = 0,076$
- $k_v = 0,038$ .

## 6. DIMENSIONAMENTO DEI RINFORZI

### 6.1 Metodologia di calcolo

La verifica di stabilità del sistema di copertura e la valutazione del valore di trazione nei geosintetici vengono entrambe effettuate facendo riferimento al classico schema di equilibrio del pendio indefinito, che può considerarsi adeguato a rappresentare il problema in esame poiché si è in presenza di strati di spessore esiguo in relazione alla lunghezza del versante (spessore massimo della copertura, relativo all'interfaccia inferiore, 2.5 m; lunghezza della scarpata 90 m circa) e di superfici di discontinuità (interfacce) parallele alla pendenza del versante.

Prendendo in conto il contributo del rinforzo, ove previsto in progetto ed ove necessario per garantire l'equilibrio, ed imponendo l'equilibrio del pendio indefinito con il fattore di sicurezza richiesto alle opere in materiali sciolti (a cui viene ricondotto lo strato di copertura superficiale), pertanto, si dovrà verificare che la stabilità dello strato di copertura sia garantita senza che nei geosintetici venga superata la resistenza a trazione stimata come indicato al par. 4.4.2, anche indicata come trazione ammissibile.

I calcoli sono svolti utilizzando lo schema concettuale proposto da Zornberg (2005), adattandolo al caso in esame ed alla normativa italiana (NTC). Ciò implica che, in tutti i calcoli qui riportati:

- i valori di calcolo dei parametri di resistenza a taglio sono ottenuti applicando ai valori caratteristici i relativi coefficienti parziali ( $\gamma_\phi$ ;  $\gamma_c$ );
- le azioni di calcolo sono ricavate da quelle caratteristiche e sono combinate fra loro applicando i relativi coefficienti ( $\gamma_G$ ;  $\gamma_Q$ ;  $\psi$ );
- alla resistenza globale del sistema risultante dai calcoli è applicato il coefficiente parziale sulla resistenza del sistema geotecnico previsto per la specifica analisi ( $\gamma_R$ , equivalente al fattore di sicurezza FS).

I valori dei coefficienti parziali e di combinazione sono definiti dalle NTC; il caso in esame è assimilabile, come detto, alle "opere di materiali sciolti e fronti di scavo" per cui le verifiche di sicurezza devono essere effettuate secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2 + M2 + R2) come indicato al paragrafo 6.8.2 dalle NTC.

### 6.1.1 Dimensionamento in condizioni statiche

In condizioni statiche, l'espressione del fattore di sicurezza di un pendio indefinitamente esteso rinforzato da un geosintetico diretto parallelamente alla pendenza del pendio è data da (Zornberg, 2005):

$$FS_{R,P} = [\tan\delta/\tan\beta + c' \cdot L / (W \cdot \sin\beta)] / [1 - (\sum_i T_{a,i}) / (W \cdot \sin\beta)]$$

essendo:

- $\delta'$  angolo di attrito di interfaccia;
- $c'$  coesione dell'interfaccia;
- $\beta$  inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale;
- $L$  lunghezza del pendio;
- $W$  peso della copertura;
- $T_{a,i}$  tensione ammissibile dell'i-mo rinforzo.

Il termine a numeratore dell'espressione sopra riportata corrisponde al fattore di sicurezza di un pendio indefinitamente esteso, privo di rinforzi:

$$FS_U = \tan\delta/\tan\beta + c' \cdot L / (W \cdot \sin\beta),$$

pertanto si può anche scrivere:

$$FS_{R,P} = FS_U / [1 - (\sum_i T_{a,i}) / (W \cdot \sin\beta)].$$

La procedura di calcolo prevede quindi i seguenti passi:

1. stima del fattore di sicurezza del pendio non rinforzato ( $FS_U$ );
2. se  $FS_U \geq \gamma_R$  (in cui  $\gamma_R$  ha il significato visto al paragrafo precedente) il rinforzo non è necessario, in quanto la stabilità è verificata ai sensi delle NTC;
3. se  $FS_U < \gamma_R$  è necessario un rinforzo; la trazione  $T_{a,n}$  nel rinforzo deve essere tale da verificare la condizione  $FS_{R,P} \geq \gamma_R$ .

Imponendo  $FS_{R,P} = \gamma_R = 1.1$ , invertendo l'espressione si ricava:

$$T_{a,n} = (1 - FS_U/\gamma_R) \cdot W \cdot \sin\beta - \sum_{i=1,n-1} T_{a,i}$$

dove  $\sum_{i=1,n-1} T_{a,i}$  è la somma delle resistenze di eventuali geosintetici presenti negli strati superiori a quello alla cui base avviene lo scorrimento.

La procedura di calcolo deve essere ripetuta in corrispondenza di ciascuna interfaccia presente.

### 6.1.2 Dimensionamento in condizioni sismiche

L'azione sismica viene introdotta nel calcolo mediante il metodo pseudo statico già descritto al capitolo 5.

Le verifiche di sicurezza sono condotte con schema e procedura analoghi a quelli descritti al paragrafo precedente, in cui la formulazione di Zornberg (2005) è modificata in accordo alla espressione del coefficiente di sicurezza del pendio indefinito in condizioni pseudo statiche riportata in Matasovic (1991).

In tali ipotesi, l'espressione del coefficiente di sicurezza del pendio indefinito in assenza di rinforzi è:

$$FS_U = [\tan\delta \cdot (1 - k_h \cdot \tan\beta) / \tan\beta + c' \cdot L / (W \cdot \sin\beta)] / (1 + k_h / \tan\beta)$$

Mentre quella del pendio rinforzato diventa:

$$FS_{R,P} = FS_U \cdot (1 + k_h / \tan\beta) / [1 + k_h / \tan\beta - \sum_{i=1,n} T_{a,i} / (W \cdot \sin\beta)]$$

### 6.1.3 Dimensionamento per le fasi costruttive

Nelle fasi costruttive non è ammesso il passaggio diretto di mezzi d'opera sul geosintetico; un mezzo potrà transitare su un geosintetico solo a condizione che tra i due sia interposto uno strato di terreno di spessore non inferiore a 25 cm e purché la pressione scaricata al suolo dal mezzo non sia superiore a 30 kPa.

Considerando quindi anche il carico del mezzo, le equazioni che esprimono il coefficiente di sicurezza del pendio si modificano come di seguito riportato.

Nel caso più generale, che comprende anche l'azione sismica, si ha:

$$FS_U = \{\tan\delta \cdot (1 - k_h \cdot \tan\beta) / \tan\beta + c' \cdot L / [(W + q_M \cdot L) \cdot \sin\beta]\} / (1 + k_h / \tan\beta)$$

per il pendio non rinforzato e:

$$FS_{R,P} = FS_U \cdot (1 + k_h / \tan\beta) / \{1 + k_h / \tan\beta - \sum_{i=1,n} T_{a,i} / [(W + q_M \cdot L) \cdot \sin\beta]\}$$

per il pendio rinforzato, dove  $q_M$  è la pressione del mezzo alla quota del geosintetico mentre gli altri simboli hanno il significato già visto precedentemente.

Diversamente dalle condizioni finali (in cui il peso proprio del terreno di copertura è considerato un carico permanente), nelle fasi costruttive il peso del terreno è considerato un carico variabile (coefficiente parziale  $\gamma_Q = 1.3$ ), così come la pressione trasmessa dal mezzo. D'altro canto, fatta eccezione per quello relativo al danneggiamento in fase di costruzione, i coefficienti parziali sulla resistenza a trazione del geosintetico (si veda il par. 4.4.2) sono posti unitari, non essendo



significativi vista la breve durata del carico applicato. Per lo stesso motivo, non viene considerata l'azione sismica ( $k_h = 0$ ).

A partire dalla pressione scaricata al suolo dal mezzo ( $\leq 30$  kPa) ed ipotizzando un angolo di diffusione del carico di  $30^\circ$  rispetto alla verticale, sono state determinate le pressioni alla quota del geosintetico al variare dello spessore del terreno sopra il geosintetico stesso. I valori ottenuti sono sintetizzati nella tabella seguente.

Spessore del terreno di copertura [cm]	Pressione del terreno [kPa]	Pressione esercitata dal mezzo [kPa]	Pressione totale [kPa]
25	4.75	20.46	25.21
50	9.50	14.01	23.51
75	14.25	10.28	24.53
100	19.00	7.89	26.89

Tabella 6.1: Pressione esercitata dal terreno di copertura e dal mezzo di stesura del materiale al variare dello spessore del terreno di copertura

La verifica è stata condotta per tutti i geosintetici della copertura definitiva in riferimento alla condizione più critica tenuto conto del massimo spessore di riporto di materiale prima della posa del geosintetico successivo.

## 6.2 Risultati del calcolo

Per ciascuna delle condizioni precedentemente descritte, le verifiche sono state condotte con riferimento a due zone caratterizzate da situazioni geometriche e di stratificazione diverse:

- zona di monte: dislivello (H) pari a 7 m, inclinazione ( $\beta=7^\circ$ ), pacchetto di copertura che include la geomembrana in HDPE nell'argilla ma non la geogriglia di rinforzo nel vegetale;
- zona di valle: dislivello (H) pari a 15 m, inclinazione ( $\beta=13^\circ$ ), pacchetto di copertura che include la geogriglia di rinforzo nel vegetale ma non la geomembrana in HDPE nell'argilla.

Nelle tabelle seguenti si riportano in sintesi i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti nelle diverse condizioni di calcolo in corrispondenza di ciascuna interfaccia e dello strato minerale di massimo spessore.

Tabella 6.2 Coefficienti di sicurezza in corrispondenza delle interfacce critiche per il pacchetto di copertura di monte

	statico		sismico		Costruzione (**)	
	FS <sub>U</sub>	FS <sub>R,P</sub>	FS <sub>U</sub>	FS <sub>R,P</sub>	FS <sub>U</sub>	FS <sub>R,P</sub>
minerale	3.46	-	2.12	-	3.46	-
I GT	1.99	(*)	1.22	(*)	1.99	(*)
II GT	1.99	(*)	1.22	(*)	1.99	(*)
GMS	1.38	(*)	0.85	1.31	1.38	(*)
III GT	1.99	(*)	1.22	(*)	1.99	(*)

(\*) se  $FS_U \geq \gamma_R$ ,  $FS_{R,P}$  non è stato calcolato

(\*\*) Per le fasi costruttive si ritiene accettabile un fattore di sicurezza globale  $\gamma_R \geq 1$ , tenuto debitamente conto che: i valori dei parametri di resistenza a taglio di interfaccia sono in ogni caso già affetti da un fattore di sicurezza di 1.25 ( $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1.25$ ); la condizione temporanea è di durata estremamente ridotta; si è in una fase in cui si può comunque intervenire tempestivamente

Tabella 6.3 Coefficienti di sicurezza in corrispondenza delle interfacce critiche per il pacchetto di copertura di valle

	statico		sismico		costruzione	
	FS <sub>U</sub>	FS <sub>R,P</sub>	FS <sub>U</sub>	FS <sub>R,P</sub>	FS <sub>U</sub>	FS <sub>R,P</sub>
minerale	1.84	-	1.36	-	1.84	-
GG	1.38	(*)	1.02	2.43	1.38	(*)
I GT	1.06	1.25	0.78	1.10	1.06	(*)
II GT	1.06	1.27	0.78	1.13	1.06	(*)
III GT	1.06	1.28	0.78	1.15	1.06	(*)

(\*) se  $FS_U \geq \gamma_R$ ,  $FS_{R,P}$  non è stato calcolato

(\*\*) Per le fasi costruttive si ritiene accettabile un fattore di sicurezza globale  $\gamma_R \geq 1$ , tenuto debitamente conto che: i valori dei parametri di resistenza a taglio di interfaccia sono in ogni caso già affetti da un fattore di sicurezza di 1.25 ( $\gamma_{\phi'} = \gamma_{c'} = 1.25$ ); la condizione temporanea è di durata estremamente ridotta; si è in una fase in cui si può comunque intervenire tempestivamente

Negli allegati sono esposti i dettagli dei calcoli eseguiti.

## 7. DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI DEI GEOSINTETICI

### 7.1 Metodologia di calcolo

Il dimensionamento della lunghezza minima di ancoraggio viene effettuato verificando che la trazione ammissibile del geosintetico definita al par. 4.4.2, che costituisce l'azione di progetto di sfilamento del geosintetico, sia inferiore alla resistenza a pull-out. Tale assunzione implica che il geosintetico dovrebbe sfilarsi dal terreno prima di rompersi, eventualità preferibile (Koerner, 2012) ed in coerenza con il par. 6.6.2 delle NTC.

Poiché una simile situazione di progetto è analoga a quella che corrisponde alla verifica di sfilamento della fondazione dei tiranti, il dimensionamento della lunghezza di ancoraggio dei geosintetici è stato effettuato secondo la combinazione A1 + M1 + R3 (par. 6.6.2 delle NTC).

Sulla base di quanto sopra detto e tenuto conto del contributo dell'azione sismica, l'espressione della lunghezza minima di ancoraggio  $L_{RO}$  è la seguente:

$$L_{RO} = (\gamma_R \cdot T_a) / [2 \gamma \cdot T_{RO} \cdot \tan \delta \cdot (\cos \beta_{RO} - k_H \cdot \sin \beta_{RO})]$$

dove:

$L_{RO}$	lunghezza minima di ancoraggio
$\gamma_R$	coefficiente di sicurezza allo sfilamento
$T_a$	tensione ammissibile del geosintetico
$\gamma$	peso di volume del terreno di copertura
$T_{RO}$	spessore del terreno sopra l'ancoraggio
$\delta$	angolo di interfaccia
$\beta_{RO}$	angolo di inclinazione dell'ancoraggio
$k_H$	coefficiente sismico orizzontale

Le verifiche sono state condotte in condizioni statiche ( $k_H = 0$ ) ed in condizioni sismiche. La lunghezza di ancoraggio è la massima fra quelle che si ottengono nei due casi.

## 7.2 Risultati del calcolo

Anche per la lunghezza di ancoraggio le verifiche hanno riguardato sia i geosintetici del pacchetto di copertura a monte sia quelli a valle.

Nel caso del pacchetto di monte l'ancoraggio è rappresentato dal tratto sommitale, in contropendenza, della discarica (lunghezza minima 17 m circa), mentre a valle, per evitare l'interferenza con geosintetici di monte, l'ancoraggio viene realizzato affondando il geosintetico di 25 cm all'interno dello strato di terreno sottostante (si veda la tavola 07857-106D04 "Sistema di copertura: sezioni tipologiche e particolari").

La sintesi dei risultati è riportata nella tabella seguente mentre il dettaglio di calcolo è riportato negli allegati.

Tabella 7.1 Lunghezze di ancoraggio per il pacchetto di copertura di monte

	<b>L<sub>RO</sub> statico</b> [m]	<b>L<sub>RO</sub> sismico</b> [m]	<b>L<sub>RO</sub> progetto</b> [m]
I GT	2.75	6.95	7.00
II GT	1.83	4.63	7.00
GMS	(*)	(*)	(*)
III GT	1.38	3.47	7.00

(\*) per la geomembrana in HDPE non è stata calcolata la lunghezza di ancoraggio in quanto si ipotizza che non contribuisca alla stabilità e quindi non sia soggetta a trazione significativa

Tabella 7.2 Lunghezze di ancoraggio per il pacchetto di copertura di valle

	<b>L<sub>RO</sub> statico</b> [m]	<b>L<sub>RO</sub> sismico</b> [m]	<b>L<sub>RO</sub> progetto</b> [m]
GG	4.68	11.80	12.00
I GT	2.20	5.56	6.00
II GT	1.57	3.97	4.00
III GT	1.22	3.09	4.00

## 8. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

COMEDINI, M. e RIMOLDI, P. (2013). *Terre rinforzate*. Dario Flaccovio Editore

DIXON, N., JONES, D.R.V. e FOWMES, G.J. (2006). *Interface shear strength variability and its use in reliability – based landfill stability analysis*. Geosynthetics International, Vol. 13 No. 1, pp. 1-14

FRATALOCCHI, E., PASQUALINI, E., PATACCHINI, C., STELLA, M. e VEGGI, S. (2003). *Stabilità delle discariche controllate per rifiuti solidi urbani*. Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XIX ciclo

GSI (2007). *Reduction Factors (RFs) Used in Geosynthetic Design*. GSI White Paper #4, Revision #1, Geosynthetic Institute, Folsom, PA (USA)

JEWELL, R.A. (1991). *Application of revised design charts for steep reinforced slopes*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 10, No. 3, pp. 203-233

JEWELL, R.A., MILLIGAN, G.W.E., SARSBY, R.W. e DUBOIS, D., (1984). *Interaction between soil and geogrids*. Symposium on polymer grids reinforcement in civil engineering, I.C.E., London

KOERNER, R.M. (1986). *Designing with Geosynthetics*. Prentice Hall Publishing Co., Englewood Cliffs, NJ07632

KOERNER, R.M. e SOONG, T.Y. (1998). *Analysis and design of veneer cover soils*. Proc. of the Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, pp. 1-23

KOERNER, R.M. (2012). *Designing with geosynthetics*. 6<sup>th</sup> ed., Xlibris Corporation, USA

LONG, J.H. e GILBERT, R.B. (1994). *Geosynthetic loads in landfill slopes: displacement compatibility*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120(11), 2009-2025

MANASSERO, M., VAN IMPE, W.F. e BOUAZZA, A. (1997). *Waste disposal and containment. State of the Art Report*, Proc. 2nd ICEG, Osaka, A.A. Balkema, Rotterdam

MATASOVIC, N. (1991). *Selection of Method for Seismic Slope Stability Analysis*. Proc. Second International Conference on Advances in Geotechnical Earthquake Engineering in Soil Dynamics, March 11-15, St. Louis, Missouri, Paper No. 7.20

- MARTIN, R.B., KOERNER, R.M. e WHITTY, J.E. (1984). *Experimental Friction Evaluation of Slippage Between Geomembranes, Geotextiles and Soils*. Proc. of the International Conference on Geomembranes, Denver, Colorado, June 20-23, 1984, pp. 191-196
- MCCARTNEY, J.S., ZORNBERG, J.G. e SWAN, R.H. (2009). *Analysis of a large database of GCL-geomembrane interface shear strength results*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 2, pp. 209-223
- MITCHELL, J.K., SEED, R.B., e SEED, R.B. (1990). *Kettleman Hills Waste Landfill slope failure. I: liner-system properties*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 4, pp. 647-668
- MITCHELL, J.K., e MITCHELL, R.A. (1991). *Stability of Landfills*. Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XV ciclo
- NART, M.A. (2007). *Rinforzo e drenaggio dei terreni con i geosintetici*. EPC Libri, Roma
- PASQUALINI, E., ROCCATO, M. e SANI, D. (1993). *Shear Resistance at the Interfaces of Composite Liners*. Proc. 4th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- RECALCATI, P. e RIMOLDI, P. (1989). *Capping of steep slopes, 35 m long, at the Cerro Maggiore Landfill (Italy)*. Proc. of Geosynthetics Asia '97, Bangalore, India, November 26-29
- STARK, T.D. e POEPEL, A.R. (1994). *Landfill liner interface shear strengths from Torsional Ring stress test*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 120, No. 3, pp. 597-617
- VEGGI, S. (2005). *Progettazione e costruzione delle discariche controllate*. Atti del convegno "Discariche controllate: il quadro normativo, ricadute tecnico economiche sulla costruzione e gestione", S. Giovanni Valdarno, 26 ottobre 2005
- ZORNBERG, J.G. (2005). *Geosynthetic reinforcement in landfill design: US perspectives*. International Perspectives on Soil Reinforcement Applications. ASCE Geotechnical Special Publication No. 141, Zornberg, Gabr, and Bowders (Editors), Austin, Texas, January



# ALLEGATO A

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE

(rif.: Zornberg, 2005)

## STABILITA' INTERNA DEI MATERIALI MINERALI DI COPERTURA

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>			
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	1 m	spessore	
$\varphi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura	
$c'_k$	0 kPa	coesione	
<i>Carichi</i>			
$q_M$	7,89 kPa	carico del mezzo	
<i>Geometria del pendio</i>			
H	7 m	altezza	
$\beta$	7 °	pendenza	
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>			
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25		
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25		
$\gamma_{R2}$	1,1		
<i>Azione sismica</i>			
$k_H$	0		
$k_V$	0		

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata	
W	1091,33 kN/m	peso del terreno	
$Q_M$	453,19 kN/m	sovraccarico del mezzo	
$FS_U$	3,46	fattore di sicurezza del pendio indefinito	
Verifica di stabilità	STABILE		



# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA VEGETALE E DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE - VERIFICA A TRAZIONE

Dati in ingresso

<i>Terreno</i>			
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	1 m	spessore	
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia vegetale - geotessile)	
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)	
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out	
$c'_{ak}$	0 kPa	coesione	
<i>Carichi</i>			
$q_M$	7,89 kPa	carico del mezzo	
<i>Geometria del pendio</i>			
H	7 m	altezza	
$\beta$	7 °	pendenza	
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>			
$T_{RO}$	1 m	spessore sopra l'ancoraggio	
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza	
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>			
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25		
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25		
$\gamma_{R2}$	1		
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>			
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{\phi(M1)}$	1		
$\gamma_{c'(M1)}$	1		
$\gamma_{R3}$	1,2		
<i>Azione sismica</i>			
$k_H$	0		
$k_V$	0		

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1091,33 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	453,19 kN/m	sovraccarico del mezzo

FS <sub>U</sub>	1,99	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

FS <sub>R,P</sub>		fattore di sicurezza con i rinforzi
-------------------	--	-------------------------------------

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

RF <sub>ID</sub>	1,2	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	1	creep
RF <sub>CH</sub>	1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
fs	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,20	

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE E ARGILLA - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	0,25 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia geotessile - argilla)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_k$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	20,46 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
$\beta$	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,25 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\phi(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	272,83 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	1175,19 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,99	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	66,67 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,2	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,20	

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E GEOMEMBRANA - VERIFICA A TRAZIONE

Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
$T$	0,25 m	spessore
$\delta_k$	12 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geomembrana)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_k$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	20,46 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
$H$	7 m	altezza
$\beta$	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,25 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\phi(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

### Calcoli

$L$	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	12,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	12,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
$W$	272,83 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	1175,19 kN/m	sovraccarico del mezzo

$FS_U$	1,38	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

$n$	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

$n$	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi
------------	--	-------------------------------------

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,2	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
$FS$	1,20	

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E DRENO BIOGAS - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	0,25 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geotessile)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_k$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	20,46 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
$\beta$	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,25 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\phi(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	272,83 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	1175,19 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,99	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,2	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,20	

## PENDENZA MEDIA

sezione	dz	dxy	tg $\beta$	$\beta$
	[m]	[m]		[°]
16	18,37	97,55	0,19	10,66
17	18,74	94,67	0,20	11,20
18	19,07	98,34	0,19	10,97
19	18,56	95,99	0,19	10,94
20	18,06	94,26	0,19	10,85
21	17,46	91,24	0,19	10,83
22	17,19	96,99	0,18	10,05
23	15,97	83,15	0,19	10,87
24	15,88	90,53	0,18	9,95
25	15,32	92,58	0,17	9,40
media	17,46	93,53	0,19	10,57
min	15,32	83,15	0,17	9,40
max	19,07	98,34	0,20	11,20

## PENDENZA MASSIMA (VALLE)

sezione	dz	dxy	tg $\beta 1$	$\beta 1$
	[m]	[m]		[°]
16	13,56	57,74	0,23	13,22
17	13,03	55,51	0,23	13,21
18	14,12	61,18	0,23	13,00
19	14,54	61,81	0,24	13,24
20	14,99	64,25	0,23	13,13
21	15,33	68,39	0,22	12,63
22	10,52	45,15	0,23	13,12
23	10,6	45,7	0,23	13,06
24	10,71	46,13	0,23	13,07
25	10,99	47,29	0,23	13,08
media	12,84	55,32	0,23	13,08
min	10,52	45,15	0,22	12,63
max	15,33	68,39	0,24	13,24

## PENDENZA MINIMA (MONTE)

sezione	dz	dxy	tg $\beta 2$	$\beta 2$
	[m]	[m]		[°]
16	4,81	39,81	0,12	6,89
17	5,71	39,16	0,15	8,30
18	4,95	37,16	0,13	7,59
19	4,02	34,18	0,12	6,71
20	3,07	30,01	0,10	5,84
21	2,13	22,85	0,09	5,33
22	6,67	51,84	0,13	7,33
23	5,37	37,45	0,14	8,16
24	5,17	44,4	0,12	6,64
25	4,33	45,29	0,10	5,46
media	4,62	38,22	0,12	6,82
min	2,13	22,85	0,09	5,33
max	6,67	51,84	0,15	8,30

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE

(rif.: Zornberg, 2005)

## STABILITA' INTERNA DEI MATERIALI MINERALI DI COPERTURA

### Dati in ingresso

	<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	1 m	spessore	
$\varphi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura	
$c'_k$	0 kPa	coesione	
	<i>Carichi</i>		
$q_M$	7,89 kPa	carico del mezzo	
	<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza	
$\beta$	13 °	pendenza	
	<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25		
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25		
$\gamma_{R2}$	1,1		
	<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0		
$k_V$	0		
<b>Calcoli</b>			
L	66,7 m	lunghezza della scarpata	
W	1266,94 kN/m	peso del terreno	
$Q_M$	526,11 kN/m	sovraccarico del mezzo	
$FS_U$	1,84	fattore di sicurezza del pendio indefinito	
Verifica di stabilità	STABILE		

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA VEGETALE E GEOGRIGLIA - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

Terreno		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	0,25 m	spessore
$\phi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura
$f_{ds}$	0,75	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	0,75	coeff. di pull-out
$c'_{ak}$	0 kPa	coesione
Carichi		
$q_M$	20,46 kPa	carico del mezzo
Geometria del pendio		
H	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
Geometria dell'ancoraggio		
$T_{RO}$	0,5 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1	
Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\phi(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
Azione sismica		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

### Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	21,74 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	21,74 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	316,74 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	1364,30 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,38	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	110,83 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,p}$		fattore di sicurezza con i rinforzi
------------	--	-------------------------------------

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,2	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$fs$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,20	

**Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE**

(rif.: Zornberg, 2005)

**INTERFACCIA TRA VEGETALE E DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE - VERIFICA A TRAZIONE**

**Dati in ingresso**

<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	0,25 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia vegetale - geotessile)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_{ak}$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	20,46 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,5 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\phi(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

**Calcoli**

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	316,74 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	1364,30 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,06	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	STABILE	

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	110,83 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,p}$		fattore di sicurezza con i rinforzi
------------	--	-------------------------------------

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

$RF_{ID}$	1,2	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
fs	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,20	



**Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE**

(rif.: Zornberg, 2005)

**INTERFACCIA TRA DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE E ARGILLA - VERIFICA A TRAZIONE**

**Dati in ingresso**

<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	0,25 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia geotessile - argilla)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_k$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	20,46 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,5 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\phi(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

**Calcoli**

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	316,74 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	1364,30 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,06	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	STABILE	

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	110,83 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi
------------	--	-------------------------------------

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

$RF_{ID}$	1,2	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$fs$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,20	

**Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - COSTRUZIONE**

(rif.: Zornberg, 2005)

**INTERFACCIA TRA ARGILLA E DRENO BIOGAS - VERIFICA A TRAZIONE**

**Dati in ingresso**

<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	0,25 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geotessile)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_k$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	20,46 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,5 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1,3	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\phi(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

**Calcoli**

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	316,74 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	1364,30 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,06	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	STABILE	

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,67 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	110,83 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi
------------	--	-------------------------------------

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

$RF_{ID}$	1,2	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$fs$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,20	

PENDENZA MEDIA

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β	β [°]
16	18,37	97,55	0,19	10,66
17	18,74	94,67	0,20	11,20
18	19,07	98,34	0,19	10,97
19	18,56	95,99	0,19	10,94
20	18,06	94,26	0,19	10,85
21	17,46	91,24	0,19	10,83
22	17,19	96,99	0,18	10,05
23	15,97	83,15	0,19	10,87
24	15,88	90,53	0,18	9,95
25	15,32	92,58	0,17	9,40
media	17,46	93,53	0,19	10,57
min	15,32	83,15	0,17	9,40
max	19,07	98,34	0,20	11,20

PENDENZA MASSIMA (VALLE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β1	β1 [°]
16	13,56	57,74	0,23	13,22
17	13,03	55,51	0,23	13,21
18	14,12	61,18	0,23	13,00
19	14,54	61,81	0,24	13,24
20	14,99	64,25	0,23	13,13
21	15,33	68,39	0,22	12,63
22	10,52	45,15	0,23	13,12
23	10,6	45,7	0,23	13,06
24	10,71	46,13	0,23	13,07
25	10,99	47,29	0,23	13,08
media	12,84	55,32	0,23	13,08
min	10,52	45,15	0,22	12,63
max	15,33	68,39	0,24	13,24

PENDENZA MINIMA (MONTE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β2	β2 [°]
16	4,81	39,81	0,12	6,89
17	5,71	39,16	0,15	8,30
18	4,95	37,16	0,13	7,59
19	4,02	34,18	0,12	6,71
20	3,07	30,01	0,10	5,84
21	2,13	22,85	0,09	5,33
22	6,67	51,84	0,13	7,33
23	5,37	37,45	0,14	8,16
24	5,17	44,4	0,12	6,64
25	4,33	45,29	0,10	5,46
media	4,62	38,22	0,12	6,82
min	2,13	22,85	0,09	5,33
max	6,67	51,84	0,15	8,30



# ALLEGATO B

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## STABILITA' INTERNA DEI MATERIALI MINERALI DI COPERTURA

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>			
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	1 m	spessore	
$\varphi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura	
$c'_k$	0 kPa	coesione	
<i>Carichi</i>			
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo	
<i>Geometria del pendio</i>			
H	7 m	altezza	
$\beta$	7 °	pendenza	
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>			
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25		
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25		
$\gamma_{R2}$	1,1		
<i>Azione sismica</i>			
$k_H$	0,076		
$k_V$	0,038		

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata	
W	1091,33 kN/m	peso del terreno	
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo	
$FS_U$	2,12	fattore di sicurezza del pendio indefinito	
Verifica di stabilità	STABILE		

**Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO**  
(rif.: Zornberg, 2005)  
**INTERFACCIA TRA VEGETALE E DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE - VERIFICA A TRAZIONE**  
**Dati in ingresso**

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1 m	spessore
δ <sub>k</sub>	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia vegetale - geotessile)
f <sub>ds</sub>	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
f <sub>PO</sub>	1	coeff. di pull-out
c' <sub>ak</sub>	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
β	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
T <sub>RO</sub>	1 m	spessore sopra l'ancoraggio
β <sub>RO</sub>	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
γ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)
γ <sub>θ(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>c'(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>R2</sub>	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
γ <sub>G1(A1)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>θ(M1)</sub>	1	
γ <sub>c'(M1)</sub>	1	
γ <sub>R3</sub>	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
k <sub>H</sub>	0,076	
k <sub>V</sub>	0,038	

**Calcoli**

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
δ <sub>k,ds</sub>	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
δ <sub>k,PO</sub>	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1091,33 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
Q <sub>M</sub>	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
FS <sub>U</sub>	1,22	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gt</sub>	80 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gt</sub>	66,12 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gt</sub>	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gg</sub>	0 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
FS <sub>R,P</sub>		fattore di sicurezza con i rinforzi

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

RF <sub>ID</sub>	1,1	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	1	creep
RF <sub>CH</sub>	1,1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
f <sub>S</sub>	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

**CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE**

L <sub>ro</sub>	6,95 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

**Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO**  
(rif.: Zornberg, 2005)  
**INTERFACCIA TRA DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE E ARGILLA - VERIFICA A TRAZIONE**  
**Dati in ingresso**

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1,5 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia geotessile - argilla)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_k$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
$\beta$	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	1,5 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\theta(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0,076	
$k_V$	0,038	

**Calcoli**

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1637,00 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,22	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,12 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	66,12 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi
------------	--	-------------------------------------

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_S$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

**CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE**

L <sub>ro</sub>	4,63 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E GEOMEMBRANA - VERIFICA A TRAZIONE

Dati in ingresso

Terreno		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1,75 m	spessore
$\delta_k$	12 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geomembrana)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c_k$	0 kPa	coesione
Carichi		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
Geometria del pendio		
H	7 m	altezza
$\beta$	7 °	pendenza
Geometria dell'ancoraggio		
$T_{RO}$	1,75 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\theta(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	
Azione sismica		
$k_H$	0,076	
$k_V$	0,038	

## Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	12,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	12,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1909,83 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	0,85	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	NECESSARIO RINFORZO	

## Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	2	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,12 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	132,23 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

## Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
$FS_{R,P}$	1,31	fattore di sicurezza con i rinforzi
	NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI	

## Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

## CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

$L_{ro}$	5,71 m	lunghezza minima di ancoraggio
----------	--------	--------------------------------



# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E DRENO BIOGAS - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	2 m	spessore
δ <sub>k</sub>	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geotessile)
f <sub>ds</sub>	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
f <sub>PO</sub>	1	coeff. di pull-out
c' <sub>k</sub>	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
β	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
T <sub>RO</sub>	2 m	spessore sopra l'ancoraggio
β <sub>RO</sub>	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
γ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)
γ <sub>θ(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>c'(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>R2</sub>	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
γ <sub>G1(A1)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>θ(M1)</sub>	1	
γ <sub>c'(M1)</sub>	1	
γ <sub>R3</sub>	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
k <sub>H</sub>	0,076	
k <sub>V</sub>	0,038	

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
δ <sub>k,ds</sub>	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
δ <sub>k,PO</sub>	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	2182,67 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
Q <sub>M</sub>	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
FS <sub>U</sub>	1,22	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	2	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gt</sub>	80 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gt</sub>	66,12 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gt</sub>	132,23 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gg</sub>	0 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
FS <sub>R,P</sub>		fattore di sicurezza con i rinforzi

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

RF <sub>ID</sub>	1,1	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	1	creep
RF <sub>CH</sub>	1,1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
f <sub>S</sub>	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	3,47 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

PENDENZA MEDIA

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β	β [°]
16	18,37	97,55	0,19	10,66
17	18,74	94,67	0,20	11,20
18	19,07	98,34	0,19	10,97
19	18,56	95,99	0,19	10,94
20	18,06	94,26	0,19	10,85
21	17,46	91,24	0,19	10,83
22	17,19	96,99	0,18	10,05
23	15,97	83,15	0,19	10,87
24	15,88	90,53	0,18	9,95
25	15,32	92,58	0,17	9,40
media	17,46	93,53	0,19	10,57
min	15,32	83,15	0,17	9,40
max	19,07	98,34	0,20	11,20

PENDENZA MASSIMA (VALLE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β1	β1 [°]
16	13,56	57,74	0,23	13,22
17	13,03	55,51	0,23	13,21
18	14,12	61,18	0,23	13,00
19	14,54	61,81	0,24	13,24
20	14,99	64,25	0,23	13,13
21	15,33	68,39	0,22	12,63
22	10,52	45,15	0,23	13,12
23	10,6	45,7	0,23	13,06
24	10,71	46,13	0,23	13,07
25	10,99	47,29	0,23	13,08
media	12,84	55,32	0,23	13,08
min	10,52	45,15	0,22	12,63
max	15,33	68,39	0,24	13,24

PENDENZA MINIMA (MONTE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β2	β2 [°]
16	4,81	39,81	0,12	6,89
17	5,71	39,16	0,15	8,30
18	4,95	37,16	0,13	7,59
19	4,02	34,18	0,12	6,71
20	3,07	30,01	0,10	5,84
21	2,13	22,85	0,09	5,33
22	6,67	51,84	0,13	7,33
23	5,37	37,45	0,14	8,16
24	5,17	44,4	0,12	6,64
25	4,33	45,29	0,10	5,46
media	4,62	38,22	0,12	6,82
min	2,13	22,85	0,09	5,33
max	6,67	51,84	0,15	8,30

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## STABILITA' INTERNA DEI MATERIALI MINERALI DI COPERTURA

### Dati in ingresso

	<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	1 m	spessore	
$\varphi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura	
$c'_k$	0 kPa	coesione	
	<i>Carichi</i>		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo	
	<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza	
$\beta$	13 °	pendenza	
	<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25		
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25		
$\gamma_{R2}$	1,1		
	<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0,076		
$k_V$	0,038		

### Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata	
W	1266,94 kN/m	peso del terreno	
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo	
$FS_U$	1,36	fattore di sicurezza del pendio indefinito	
Verifica di stabilità	STABILE		

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA VEGETALE E GEOGRIGLIA - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	0,5 m	spessore
$\Phi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura
$f_{ds}$	0,75	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	0,75	coeff. di pull-out
$c'_{ak}$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,75 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\theta(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0,076	
$k_V$	0,038	

### Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	21,74 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	21,74 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	633,47 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,02	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	NECESSARIO RINFORZO	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,12 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	109,92 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	109,92 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,P}$	2,43	fattore di sicurezza con i rinforzi
NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI		

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_S$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

Lro	11,80 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----	---------	--------------------------------

**Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO**  
(rif.: Zornberg, 2005)  
**INTERFACCIA TRA VEGETALE E DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE - VERIFICA A TRAZIONE**  
**Dati in ingresso**

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1 m	spessore
δ <sub>k</sub>	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia vegetale - geotessile)
f <sub>ds</sub>	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
f <sub>PO</sub>	1	coeff. di pull-out
c' <sub>ak</sub>	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
β	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
T <sub>RO</sub>	1,25 m	spessore sopra l'ancoraggio
β <sub>RO</sub>	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
γ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)
γ <sub>θ(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>c'(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>R2</sub>	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
γ <sub>G1(A1)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>θ(M1)</sub>	1	
γ <sub>c'(M1)</sub>	1	
γ <sub>R3</sub>	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
k <sub>H</sub>	0,076	
k <sub>V</sub>	0,038	

**Calcoli**

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
δ <sub>k,ds</sub>	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
δ <sub>k,PO</sub>	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1266,94 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
Q <sub>M</sub>	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
FS <sub>U</sub>	0,78	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	<b>NECESSARIO RINFORZO</b>	

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gt</sub>	80 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gt</sub>	66,12 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gt</sub>	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gg</sub>	133 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gg</sub>	109,92 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gg</sub>	109,92 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

FS <sub>R,P</sub>	1,10	fattore di sicurezza con i rinforzi
<b>NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI</b>		

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

RF <sub>ID</sub>	1,1	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	1	creep
RF <sub>CH</sub>	1,1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
f <sub>S</sub>	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

**CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE**

L <sub>ro</sub>	5,56 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA DRENO ACQUE DI INFILTRAZIONE E ARGILLA - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

Terreno		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1,5 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia geotessile - argilla)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c_k$	0 kPa	coesione
Carichi		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
Geometria del pendio		
H	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
Geometria dell'ancoraggio		
$T_{RO}$	1,75 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\theta(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
Azione sismica		
$k_H$	0,076	
$k_V$	0,038	

### Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1900,41 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	0,78	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	NECESSARIO RINFORZO	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	66,12 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	66,12 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	109,92 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	109,92 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
$FS_{R,P}$	1,13	fattore di sicurezza con i rinforzi
	NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI	

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	1	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	3,97 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO SISMICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E DRENO BIOGAS - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	2 m	spessore
δ <sub>k</sub>	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geotessile)
f <sub>ds</sub>	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
f <sub>PO</sub>	1	coeff. di pull-out
c' <sub>k</sub>	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
β	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
T <sub>RO</sub>	2,25 m	spessore sopra l'ancoraggio
β <sub>RO</sub>	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
γ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)
γ <sub>θ(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>c'(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>R2</sub>	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
γ <sub>G1(A1)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>θ(M1)</sub>	1	
γ <sub>c'(M1)</sub>	1	
γ <sub>R3</sub>	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
k <sub>H</sub>	0,076	
k <sub>V</sub>	0,038	

### Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
δ <sub>k,ds</sub>	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
δ <sub>k,PO</sub>	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	2533,88 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
Q <sub>M</sub>	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
FS <sub>U</sub>	0,78	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	NECESSARIO RINFORZO	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	2	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gt</sub>	80 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gt</sub>	66,12 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gt</sub>	132,23 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gg</sub>	133 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gg</sub>	109,92 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gg</sub>	109,92 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

FS <sub>R,P</sub>	1,15	fattore di sicurezza con i rinforzi
NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI		

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

RF <sub>ID</sub>	1,1	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	1	creep
RF <sub>CH</sub>	1,1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
f <sub>S</sub>	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	1,21	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	3,09 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

PENDENZA MEDIA

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β	β [°]
16	18,37	97,55	0,19	10,66
17	18,74	94,67	0,20	11,20
18	19,07	98,34	0,19	10,97
19	18,56	95,99	0,19	10,94
20	18,06	94,26	0,19	10,85
21	17,46	91,24	0,19	10,83
22	17,19	96,99	0,18	10,05
23	15,97	83,15	0,19	10,87
24	15,88	90,53	0,18	9,95
25	15,32	92,58	0,17	9,40
media	17,46	93,53	0,19	10,57
min	15,32	83,15	0,17	9,40
max	19,07	98,34	0,20	11,20

PENDENZA MASSIMA (VALLE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β1	β1 [°]
16	13,56	57,74	0,23	13,22
17	13,03	55,51	0,23	13,21
18	14,12	61,18	0,23	13,00
19	14,54	61,81	0,24	13,24
20	14,99	64,25	0,23	13,13
21	15,33	68,39	0,22	12,63
22	10,52	45,15	0,23	13,12
23	10,6	45,7	0,23	13,06
24	10,71	46,13	0,23	13,07
25	10,99	47,29	0,23	13,08
media	12,84	55,32	0,23	13,08
min	10,52	45,15	0,22	12,63
max	15,33	68,39	0,24	13,24

PENDENZA MINIMA (MONTE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β2	β2 [°]
16	4,81	39,81	0,12	6,89
17	5,71	39,16	0,15	8,30
18	4,95	37,16	0,13	7,59
19	4,02	34,18	0,12	6,71
20	3,07	30,01	0,10	5,84
21	2,13	22,85	0,09	5,33
22	6,67	51,84	0,13	7,33
23	5,37	37,45	0,14	8,16
24	5,17	44,4	0,12	6,64
25	4,33	45,29	0,10	5,46
media	4,62	38,22	0,12	6,82
min	2,13	22,85	0,09	5,33
max	6,67	51,84	0,15	8,30





# ALLEGATO C

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## STABILITA' INTERNA DEI MATERIALI MINERALI DI COPERTURA

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>			
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	1 m	spessore	
$\varphi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura	
$c'_k$	0 kPa	coesione	
<i>Carichi</i>			
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo	
<i>Geometria del pendio</i>			
H	7 m	altezza	
$\beta$	7 °	pendenza	
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>			
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
$\gamma_{\phi(M2)}$	1,25		
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25		
$\gamma_{R2}$	1,1		
<i>Azione sismica</i>			
$k_H$	0		
$k_V$	0		

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata	
W	1091,33 kN/m	peso del terreno	
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo	
$FS_U$	3,46	fattore di sicurezza del pendio indefinito	
Verifica di stabilità	STABILE		

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA VEGETALE E DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE - VERIFICA A TRAZIONE

Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia vegetale - geotessile)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c_{ak}$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
$\beta$	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	1 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\theta(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

## Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1091,33 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,99	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

## Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	26,45 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

## Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi

## Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	2,5	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	3,03	

## CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	2,75 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE E ARGILLA - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

Terreno		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1,5 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia geotessile - argilla)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c_k$	0 kPa	coesione
Carichi		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
Geometria del pendio		
H	7 m	altezza
$\beta$	7 °	pendenza
Geometria dell'ancoraggio		
$T_{RO}$	1,5 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25	
$\gamma_{C(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\theta(M1)}$	1	
$\gamma_{C(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	
Azione sismica		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1637,00 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,99	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	26,45 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	26,45 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	0 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	0,00 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	2,5	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	3,03	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	1,83 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E GEOMEMBRANA - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1,75 m	spessore
δ <sub>k</sub>	12 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geomembrana)
f <sub>ds</sub>	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
f <sub>PO</sub>	1	coeff. di pull-out
c' <sub>k</sub>	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
β	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
T <sub>RO</sub>	1,75 m	spessore sopra l'ancoraggio
β <sub>RO</sub>	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
γ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)
γ <sub>θ(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>c'(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>R2</sub>	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
γ <sub>G1(A1)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>θ(M1)</sub>	1	
γ <sub>c'(M1)</sub>	1	
γ <sub>R3</sub>	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
k <sub>H</sub>	0	
k <sub>V</sub>	0	

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
δ <sub>k,ds</sub>	12,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
δ <sub>k,PO</sub>	12,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1909,83 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
Q <sub>M</sub>	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
FS <sub>U</sub>	1,38	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	2	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gt</sub>	80 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gt</sub>	26,45 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gt</sub>	52,89 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gg</sub>	0 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

FS <sub>R,P</sub>		fattore di sicurezza con i rinforzi
-------------------	--	-------------------------------------

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

RF <sub>ID</sub>	1,1	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	2,5	creep
RF <sub>CH</sub>	1,1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
f <sub>S</sub>	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	3,03	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	0,00 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E DRENO BIOGAS - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	2 m	spessore
δ <sub>k</sub>	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geotessile)
f <sub>ds</sub>	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
f <sub>PO</sub>	1	coeff. di pull-out
c' <sub>k</sub>	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	7 m	altezza
β	7 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
T <sub>RO</sub>	2 m	spessore sopra l'ancoraggio
β <sub>RO</sub>	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
γ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)
γ <sub>θ(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>c'(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>R2</sub>	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
γ <sub>G1(A1)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>θ(M1)</sub>	1	
γ <sub>c'(M1)</sub>	1	
γ <sub>R3</sub>	1,2	
<i>Azione sismica</i>		
k <sub>H</sub>	0	
k <sub>V</sub>	0	

### Calcoli

L	57,4 m	lunghezza della scarpata
δ <sub>k,ds</sub>	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
δ <sub>k,PO</sub>	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	2182,67 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
Q <sub>M</sub>	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
FS <sub>U</sub>	1,99	fattore di sicurezza senza resistenza dei geosintetici
Verifica di stabilità	STABILE	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	2	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gt</sub>	80 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gt</sub>	26,45 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gt</sub>	52,89 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gg</sub>	0 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gg</sub>	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
FS <sub>R,P</sub>		fattore di sicurezza con i rinforzi

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

RF <sub>ID</sub>	1,1	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	2,5	creep
RF <sub>CH</sub>	1,1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
f <sub>S</sub>	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	3,03	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	1,38 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

PENDENZA MEDIA

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β	β [°]
16	18,37	97,55	0,19	10,66
17	18,74	94,67	0,20	11,20
18	19,07	98,34	0,19	10,97
19	18,56	95,99	0,19	10,94
20	18,06	94,26	0,19	10,85
21	17,46	91,24	0,19	10,83
22	17,19	96,99	0,18	10,05
23	15,97	83,15	0,19	10,87
24	15,88	90,53	0,18	9,95
25	15,32	92,58	0,17	9,40
media	17,46	93,53	0,19	10,57
min	15,32	83,15	0,17	9,40
max	19,07	98,34	0,20	11,20

PENDENZA MASSIMA (VALLE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β1	β1 [°]
16	13,56	57,74	0,23	13,22
17	13,03	55,51	0,23	13,21
18	14,12	61,18	0,23	13,00
19	14,54	61,81	0,24	13,24
20	14,99	64,25	0,23	13,13
21	15,33	68,39	0,22	12,63
22	10,52	45,15	0,23	13,12
23	10,6	45,7	0,23	13,06
24	10,71	46,13	0,23	13,07
25	10,99	47,29	0,23	13,08
media	12,84	55,32	0,23	13,08
min	10,52	45,15	0,22	12,63
max	15,33	68,39	0,24	13,24

PENDENZA MINIMA (MONTE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β2	β2 [°]
16	4,81	39,81	0,12	6,89
17	5,71	39,16	0,15	8,30
18	4,95	37,16	0,13	7,59
19	4,02	34,18	0,12	6,71
20	3,07	30,01	0,10	5,84
21	2,13	22,85	0,09	5,33
22	6,67	51,84	0,13	7,33
23	5,37	37,45	0,14	8,16
24	5,17	44,4	0,12	6,64
25	4,33	45,29	0,10	5,46
media	4,62	38,22	0,12	6,82
min	2,13	22,85	0,09	5,33
max	6,67	51,84	0,15	8,30

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## STABILITA' INTERNA DEI MATERIALI MINERALI DI COPERTURA

### Dati in ingresso

	Terreno		
Υ	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	1 m	spessore	
Φ <sub>k</sub>	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura	
c' <sub>k</sub>	0 kPa	coesione	
	Carichi		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo	
	Geometria del pendio		
H	15 m	altezza	
β	13 °	pendenza	
	Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)		
Υ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)	
Υ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
Υ <sub>Φ(M2)</sub>	1,25		
Υ <sub>c'(M2)</sub>	1,25		
Υ <sub>R2</sub>	1,1		
	Azione sismica		
k <sub>H</sub>	0		
k <sub>V</sub>	0		

### Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
W	1266,94 kN/m	peso del terreno
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,84	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	STABILE	



## Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

### INTERFACCIA TRA VEGETALE E GEOGRIGLIA - VERIFICA A TRAZIONE

#### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
$\gamma$	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
$T$	0,5 m	spessore
$\phi_k$	28 °	angolo di "attrito interno" del terreno di copertura
$f_{ds}$	0,75	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	0,75	coeff. di pull-out
$c'_{ak}$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
$H$	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	0,75 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{(M2)}$	1,25	
$\gamma'_{(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{(M1)}$	1	
$\gamma'_{(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

#### Calcoli

$L$	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	21,74 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	21,74 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
$W$	633,47 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,38	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	STABILE	

#### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

$n$	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	26,45 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

#### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

$n$	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	43,97 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	43,97 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie
$FS_{R,P}$		fattore di sicurezza con i rinforzi

#### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	2,5	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza
$FS$	3,03	

#### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

$L_{ro}$	4,68 m	lunghezza minima di ancoraggio
----------	--------	--------------------------------

**Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO**  
(rif.: Zornberg, 2005)  
**INTERFACCIA TRA VEGETALE E DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE - VERIFICA A TRAZIONE**  
**Dati in ingresso**

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1 m	spessore
δ <sub>k</sub>	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia vegetale - geotessile)
f <sub>ds</sub>	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
f <sub>PO</sub>	1	coeff. di pull-out
c' <sub>ak</sub>	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
q <sub>M</sub>	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
β	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
T <sub>RO</sub>	1,25 m	spessore sopra l'ancoraggio
β <sub>RO</sub>	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
γ <sub>G1(A2)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>Q(A2)</sub>	1,3	(carico variabile sfavorevole)
γ <sub>θ(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>c'(M2)</sub>	1,25	
γ <sub>R2</sub>	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
γ <sub>G1(A1)</sub>	1	(carico permanente favorevole)
γ <sub>θ(M1)</sub>	1	
γ <sub>c'(M1)</sub>	1	
γ <sub>R3</sub>	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
k <sub>H</sub>	0	
k <sub>V</sub>	0	

**Calcoli**

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
δ <sub>k,ds</sub>	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
δ <sub>k,PO</sub>	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1266,94 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
Q <sub>M</sub>	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
FS <sub>U</sub>	1,06	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	<b>NECESSARIO RINFORZO</b>	

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	0	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gt</sub>	80 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gt</sub>	26,45 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gt</sub>	0,00 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
T <sub>k,gg</sub>	133 kN/m	resistenza caratteristica
T <sub>d,gg</sub>	43,97 kN/m	resistenza di progetto
Σ T <sub>d,gg</sub>	43,97 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

FS <sub>R,P</sub>	1,25	fattore di sicurezza con i rinforzi
<b>NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI</b>		

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

RF <sub>ID</sub>	1,1	danneggiamento meccanico
RF <sub>CR</sub>	2,5	creep
RF <sub>CH</sub>	1,1	danneggiamento chimico e biologico
RF <sub>W</sub>	1	weathering
f <sub>S</sub>	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	3,03	

**CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE**

L <sub>ro</sub>	2,20 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA DRENO ACQUE DI INFILTAZIONE E ARGILLA - VERIFICA A TRAZIONE

### Dati in ingresso

<i>Terreno</i>		
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume
T	1,5 m	spessore
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia geotessile - argilla)
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out
$c'_k$	0 kPa	coesione
<i>Carichi</i>		
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo
<i>Geometria del pendio</i>		
H	15 m	altezza
$\beta$	13 °	pendenza
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>		
$T_{RO}$	1,75 m	spessore sopra l'ancoraggio
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>		
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25	
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25	
$\gamma_{R2}$	1,1	
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>		
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)
$\gamma_{\theta(M1)}$	1	
$\gamma_{c'(M1)}$	1	
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento
<i>Azione sismica</i>		
$k_H$	0	
$k_V$	0	

### Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico
W	1900,41 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo
$FS_U$	1,06	fattore di sicurezza del pendio indefinito
Verifica di stabilità	NECESSARIO RINFORZO	

### Geotessili che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gt}$	26,45 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gt}$	26,45 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili

### Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica
$T_{d,gg}$	43,97 kN/m	resistenza di progetto
$\Sigma T_{d,gg}$	43,97 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie

$FS_{R,P}$	1,27	fattore di sicurezza con i rinforzi
NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI		

### Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico
$RF_{CR}$	2,5	creep
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico
$RF_W$	1	weathering
$f_S$	1	ulteriore fattore di sicurezza
FS	3,03	

### CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	1,57 m	lunghezza minima di ancoraggio
-----------------	--------	--------------------------------

# Valutazione dello stato tensionale nei geosintetici in scarpata - CASO STATICO

(rif.: Zornberg, 2005)

## INTERFACCIA TRA ARGILLA E DRENO BIOGAS - VERIFICA A TRAZIONE

Dati in ingresso

<i>Terreno</i>			
Y	19 kN/m <sup>3</sup>	peso di volume	
T	2 m	spessore	
$\delta_k$	17 °	angolo di resistenza a taglio (interfaccia argilla - geotessile)	
$f_{ds}$	1	fattore di efficienza (rif.: Comedini e Rimoldi, 2013; Koerner, 2012)	
$f_{PO}$	1	coeff. di pull-out	
$c_k$	0 kPa	coesione	
<i>Carichi</i>			
$q_M$	0 kPa	carico del mezzo	
<i>Geometria del pendio</i>			
H	15 m	altezza	
$\beta$	13 °	pendenza	
<i>Geometria dell'ancoraggio</i>			
$T_{RO}$	2,25 m	spessore sopra l'ancoraggio	
$\beta_{RO}$	7 °	pendenza	
<i>Fattori di sicurezza per la stabilità (A2+M2+R2)</i>			
$\gamma_{G1(A2)}$	1	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{Q(A2)}$	1,3	(carico variabile sfavorevole)	
$\gamma_{\theta(M2)}$	1,25		
$\gamma_{c'(M2)}$	1,25		
$\gamma_{R2}$	1,1		
<i>Fattori di sicurezza per lo sfilamento (A1+M1+R3)</i>			
$\gamma_{G1(A1)}$	1	(carico permanente favorevole)	
$\gamma_{\theta(M1)}$	1		
$\gamma_{c'(M1)}$	1		
$\gamma_{R3}$	1,2	coeff. di sicurezza allo sfilamento	
<i>Azione sismica</i>			
$k_H$	0		
$k_V$	0		

## Calcoli

L	66,7 m	lunghezza della scarpata	
$\delta_{k,ds}$	17,00 °	angolo di resistenza a taglio di interfaccia caratteristico	
$\delta_{k,PO}$	17,00 °	angolo di resistenza al pull-out caratteristico	
W	2533,88 kN/m	peso del terreno sopra il geotessile corrente	
$Q_M$	0,00 kN/m	sovraccarico del mezzo	
$FS_U$	1,06	fattore di sicurezza del pendio indefinito	
Verifica di stabilità	NECESSARIO RINFORZO		

*Geotessili che contribuiscono alla stabilità:*

n	2	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)	
$T_{k,gt}$	80 kN/m	resistenza caratteristica	
$T_{d,gt}$	26,45 kN/m	resistenza di progetto	
$\Sigma T_{d,gt}$	52,89 kN/m	somma delle resistenze di progetto dei geotessili	

*Geogriglie che contribuiscono alla stabilità:*

n	1	numero (solo quelli sopra l'interfaccia più debole)	
$T_{k,gg}$	133 kN/m	resistenza caratteristica	
$T_{d,gg}$	43,97 kN/m	resistenza di progetto	
$\Sigma T_{d,gg}$	43,97 kN/m	somma delle resistenze di progetto delle geogriglie	
$FS_{R,P}$	1,28	fattore di sicurezza con i rinforzi	
	NON SONO NECESSARI ULTERIORI RINFORZI		

*Coefficienti parziali (rif.: ISO/TR 20432; GRI, 2007)*

$RF_{ID}$	1,1	danneggiamento meccanico	
$RF_{CR}$	2,5	creep	
$RF_{CH}$	1,1	danneggiamento chimico e biologico	
$RF_W$	1	weathering	
$f_s$	1	ulteriore fattore di sicurezza	
FS	3,03		

## CALCOLO DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DEL GEOSINTETICO CORRENTE

L <sub>ro</sub>	1,22 m	lunghezza minima di ancoraggio	
-----------------	--------	--------------------------------	--

PENDENZA MEDIA

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β	β [°]
16	18,37	97,55	0,19	10,66
17	18,74	94,67	0,20	11,20
18	19,07	98,34	0,19	10,97
19	18,56	95,99	0,19	10,94
20	18,06	94,26	0,19	10,85
21	17,46	91,24	0,19	10,83
22	17,19	96,99	0,18	10,05
23	15,97	83,15	0,19	10,87
24	15,88	90,53	0,18	9,95
25	15,32	92,58	0,17	9,40
media	17,46	93,53	0,19	10,57
min	15,32	83,15	0,17	9,40
max	19,07	98,34	0,20	11,20

PENDENZA MASSIMA (VALLE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β1	β1 [°]
16	13,56	57,74	0,23	13,22
17	13,03	55,51	0,23	13,21
18	14,12	61,18	0,23	13,00
19	14,54	61,81	0,24	13,24
20	14,99	64,25	0,23	13,13
21	15,33	68,39	0,22	12,63
22	10,52	45,15	0,23	13,12
23	10,6	45,7	0,23	13,06
24	10,71	46,13	0,23	13,07
25	10,99	47,29	0,23	13,08
media	12,84	55,32	0,23	13,08
min	10,52	45,15	0,22	12,63
max	15,33	68,39	0,24	13,24

PENDENZA MINIMA (MONTE)

sezione	dz [m]	dxy [m]	tg β2	β2 [°]
16	4,81	39,81	0,12	6,89
17	5,71	39,16	0,15	8,30
18	4,95	37,16	0,13	7,59
19	4,02	34,18	0,12	6,71
20	3,07	30,01	0,10	5,84
21	2,13	22,85	0,09	5,33
22	6,67	51,84	0,13	7,33
23	5,37	37,45	0,14	8,16
24	5,17	44,4	0,12	6,64
25	4,33	45,29	0,10	5,46
media	4,62	38,22	0,12	6,82
min	2,13	22,85	0,09	5,33
max	6,67	51,84	0,15	8,30