CLIENTE:

ECOSAVONA s.r.l.

gruppo GEOTEA

PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO:

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO s.r.l.

ingegneria geotecnica – ingegneria ambientale – ingegneria sismica
geologia applicata

Dott. Ing. Stefano Veggi

Iscrizione Albo degli Ingegneri
Provincia di Alessandria-N. 1054
Dott. Ing. STEFANO VEGGI
STUDIO GEOTECNICO ITALIANO

PROGETTO:

COMUNE DI VADO LIGURE (SV)

DISCARICA PER RNP IN LOCALITA' BOSCACCIO

AMPLIAMENTO – IPOTESI 1
PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO – Title

RELAZIONE GEOTECNICA

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA:

STUDIO PROGEA
Dott. S. AICARDI
via G. Leopardi 35r, 17100 Savona
Tel e Fax 019.825956Q
Studio.Progea@gmail.com

STUDIO CARIERI
Dott. F. CARIERI
Via alla Rocca di Legino 5b, 17100 Savona
Tel 019.801866 Fax: 019.8403931
e-mail: filippo@carieri.com

IMPIANTISTICA BIOGAS:

Enrico Magnano
consulenze tecniche per l'ambiente
Via Rocca Grue, 17 15050 Sarezzano (AL) - Italy
Tel. +39 - 0131 - 88.45.96 Fax. +39 - 0131 - 88.49.21
e-mail: magnano@magnano.it web: www.magnano.it

STUDIO GEOTECNICO ITALIANO

CONTRATTO N. – Contract Nr.

IDENTIFICAZIONE SGI
SGI identification

COMMESSA	CODICE ARCHIVIO	ELABORATO	EMISSIONE
07663	065R04E01		

REV. Rev.	DESCRIZIONE Description	REDAZIONE Edited	VERIFICA Checked	AUTORIZZAZIONE Authorized	DATA Date
01	EMISSIONE	TER	TER	VEG	15.06.2011

NOME FILE – File name

07663–065R04E01

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE DI QUESTO DOCUMENTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE SCRITTA SGI–Reproduction of this document is forbidden without prior written permission by SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

INDICE

1. Introduzione 1

2. Normativa di riferimento 2

3. Metodologia di calcolo 3

3.1 Analisi statiche 3

3.2 Analisi sismiche 4

3.2.1 Determinazione dei parametri sismici 5

4. Caratterizzazione geotecnica dei materiali 9

4.1 Considerazioni generali 9

4.1.1 Sistemi di impermeabilizzazione del fondo e delle pareti 9

4.1.2 Rifiuti 11

4.2 Parametri caratteristici in condizioni statiche 19

4.2.1 Rifiuti 19

4.2.2 Interfacce 20

4.2.3 Terreno naturale 22

4.3 Parametri caratteristici in condizioni sismiche 23

4.4 Parametri fattorizzati 23

5. Stabilità della discarica 25

5.1 Geometria del problema 25

5.2 Stabilità del corpo rifiuti in condizioni statiche 26

5.3 Stabilità del corpo rifiuti in condizioni sismiche 27

6. Stabilità del fondo riprofilato 29

6.1 Stabilità dei fronti interamente in scavo 29

6.2 Stabilità dei fronti interamente in riporto 30

6.2.1 Tipologia di analisi eseguite 30

6.2.2 Risultati delle analisi 31

6.3 Resistenza nominale dei geosintetici 32

7. Stabilità della copertura definitiva 35

7.1 Stratigrafia del pacchetto di copertura 35

7.2 Ipotesi di calcolo 36
7.3 Caratteristiche dei materiali 37
7.4 Analisi di stabilità in condizioni statiche 38
7.5 Analisi di stabilità in condizioni sismiche 38
8. Riferimenti bibliografici 39

Tabelle contenute nel testo:

Tabella 3.1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni 4
Tabella 3.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno 4
Tabella 3.3: Valori dei parametri ag, Fo e T*c 7
Tabella 4.1: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – terreno 11
Tabella 4.2: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – geosintetico 11
Tabella 4.3: Parametri di resistenza dei rifiuti pubblicati in letteratura (adattata da Jones et al., 1997) 18
Tabella 4.4: Sintesi dei risultati delle prove di interfaccia eseguite sui materiali utilizzati per le impermeabilizzazioni di fondo esistenti 21
Tabella 4.5: Sintesi dei parametri caratteristici dei materiali 24
Tabella 4.6: Sintesi dei parametri fattorizzati dei materiali 24
Tabella 5.1: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi per la discarica in condizioni statiche 27
Tabella 5.2: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi per la discarica in condizioni pseudostatiche 27
Tabella 6.1: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi ottenuti per le analisi di stabilità globali 32
Tabella 6.2: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi ottenuti per le analisi di stabilità interne 32
Tabella 6.3: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi ottenuti per le verifiche di scorrimento 32

Figure contenute nel testo:

Figura 3.1: Coordinate geografiche di riferimento dell'area di progetto (da Google Earth™). 5
Figura 3.2: Punti di griglia adiacenti al luogo geografico in oggetto 7

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Figura 4.1: Valori del peso di volume dei rifiuti solidi urbani da prove su grande scala (da Zekkos et al., 2005) 13
Figura 4.2: Profili del peso di volume dei rifiuti solidi urbani da prove su grande scala riscontrati nei singoli impianti (da Zekkos et al., 2005) 14
Figura 4.3: Effetto della profondità (o della tensione di confinamento) sul peso di volume dei rifiuti solidi urbani (da Zekkos et al, 2005) 15
Figura 4.4: valori di riferimento dei parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani in funzione dello stato tensionale (da Manassero et al., 1996) 17
Figura 4.5: Resistenza a taglio dei rifiuti solidi urbani, valori raccomandati ai fini progettuali (da Sanchez-Alciturri et al., 1993) 18
Figura 4.6: Parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani stimata con vari metodi (da Manassero et al., 1996) 19
Figura 5.1: Sezione longitudinale baricentrica della discarica 25
Figura 6.1: Sezioni tipologiche di riprofilatura del fondo 29

Allegati:

Allegato A: Analisi di stabilità della discarica
Allegato B: Analisi di stabilità delle terre rinforzate
Allegato C: Analisi di stabilità della copertura definitiva

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche correlate all'ampliamento dell'impianto di discarica per rifiuti non pericolosi ubicato nel Comune di Vado Ligure (SV), in località Boscaccio.

A seguito della caratterizzazione dei materiali e delle interfacce coinvolti dalle attività di ampliamento, saranno analizzate le condizioni di stabilità dei fronti di riprofilatura, dei rifiuti abbancati e dei sistemi di copertura facendo sempre riferimento a condizioni largamente conservative.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la redazione del presente documento si è fatto riferimento, oltre che alla letteratura riportata in bibliografia, alle indicazioni e alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le costruzioni approvate con D.M. 14 Gennaio 2008 (e di seguito indicate come NTC08).

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

3. METODOLOGIA DI CALCOLO

3.1 Analisi statiche

Le verifiche sono state eseguite con il metodo cosiddetto "dell'equilibrio limite", che consiste nell'individuare diverse possibili superfici di scivolamento coinvolgenti uno o più materiali e nell'analizzare, per ciascuna di esse, l'equilibrio allo scivolamento del cuneo di materiali soprastanti, considerato come se fosse rigido.

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in letteratura (Bishop, 1955; Janbu, 1973; Morgenstern e Price, 1965; Fellenius, 1927; etc.), si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

- il coefficiente di sicurezza è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo la ipotetica superficie di scorrimento;
- il coefficiente di sicurezza (FS), che per la superficie corrispondente alla rottura è unitario, è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza limite.

Le analisi sono condotte in condizioni di deformazione piane; in generale, fra i vari metodi sarà impiegato quello di Morgenstern- Price implementato all'interno di un programma di calcolo specifico per tale tipo di analisi (SLOPE/W, GEOSTUDIO 2007, versione 7.16, sviluppato dalla GEO-SLOPE International, Ltd).

In particolare, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente (D.M. 14.01.2008), le analisi saranno eseguite nei confronti di stati limite ultimi (SLU); per pendii e rilevati artificiali in condizioni statiche, si dovrà verificare che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche dovranno essere effettuate secondo l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2) del D.M. 14.01.2008. Per il quale i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dovranno essere fattorizzati secondo i coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle:

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTI PARZIALI	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0
	Sfavorevole		1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	favorevole		1,3
Variabili	Favorevole	γ_{G3}	0,0
	Sfavorevole		1,3

Tabella 3.1: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA	COEFFICIENTI PARZIALI	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan ϕ'	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Coesione efficacie	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,25
Resistenza non drenate	cu_k	γ_{cu}	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00

Tabella 3.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Il rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato, FS (indicato nelle NTC08 come R_2, coefficiente parziale per la resistenza del sistema geotecnico) deve risultare $\geq$ 1.1.

3.2 Analisi sismiche

Le analisi di stabilità sono state condotte in accordo al metodo pseudo-statico, che consiste nel sostituire alle reali azioni dinamiche indotte dal sisma in ogni elemento di volume di terreno una forza di inerzia costante (F) valutata come segue:

a) componente orizzontale: $F_H = W*k_H$

   ove:

   W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

   k_H = coefficiente sismico orizzontale.

b) componente verticale: $F_V = W*k_v$

   ove:

   W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

   k_v = coefficiente sismico verticale.

A loro volta I coefficienti sismici sono valutati con le espressioni seguenti:

$k_H = \beta_s * a_{max}/g$;

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

$k_V = \pm 0.5 * k_H$;

ove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima al sito;

g = accelerazione di gravità.

3.2.1 Determinazione dei parametri sismici

Inquadramento geografico dell'area

L'impianto è ubicato nel territorio comunale di Vado Ligure (SV) in località Boscaccio. In particolare, l'area è situata in corrispondenza delle seguenti coordinate geografiche (si veda la Figura 3.1):

Latitudine N 44.248° - Longitudine E 8.421°



Figura 3.1: Coordinate geografiche di riferimento dell'area di progetto (da Google Earth™).

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Classificazione stratigrafica

Per quanto riguarda la scelta della categoria del suolo, la Normativa non prende specificamente in conto il caso in cui i materiali siano costituiti da rifiuti; per la caratterizzazione si è fatto quindi riferimento a quanto contenuto nella relazione geologica in cui al rifiuto è stata attribuita la classe D alla luce dei potenti spessori >30 m ed alle sue caratteristiche geotecniche assimilabili ai "*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati, con valori Vs>180 m/seco* $NSPT_{30}$*<15*".

Non sono disponibili dati di Velocità sismica Vs 30, mentre lo sono risultati di prove penetrometriche eseguite nel rifiuto (Vedi valori NSPT30 " Prove penetrometriche dinamiche continue" – nell'Allegato B alla Relazione Geologica). Dalla elaborazione dei dati penetrometrici risultano valori NSPT30 mediamente inferiori a 15, con sporadici picchi di resistenza elevata ma chiaramente da attribuire alla presenza di trovanti di elevata resistenza che però non modificano la risposta sismica dell'accumulo.

Definizione della pericolosità sismica

Come disposto dalle NTC08 l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite per le opere in progetto va definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita quest'ultima in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale. Al parametro a_g sono associati i due parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico nel sito:

- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T_c* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In tabella 1 allegata alle NTC08 sono forniti i valori dei suddetti parametri in una griglia di punti di coordinate geografiche prefissate: i valori per luoghi geografici situati in punti intermedi della griglia si ottengono per interpolazione lineare dei valori nei quattro nodi della griglia adiacenti (si veda lo schema in Figura 3.2, ottenuto con il software SPETTRI-NTC v. 1.0.3, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici).

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Seguendo il testo delle Norme Tecniche 2008 (capitolo 2 "Sicurezza e prestazioni attese"), deve essere definita (par. 2.4.1) la vita nominale V_N di uso della struttura, tenendo conto della classificazione di importanza per la struttura.

Assumendo che all'impianto di discarica sia assegnata una vita nominale $V_N \geq 50$ anni e una classe d'uso III (*Industrie con attività pericolose per l'ambiente*), si ottiene che il periodo di riferimento per il calcolo del tempo di ritorno da cui dipende l'azione sismica di progetto, è:

$$V_R = V_N * C_U$$

Per strutture in classe d'uso III, $C_U = 1.5$ e, di conseguenza:

$$V_R = 50 * 1.5 = 75 \text{ anni.}$$

Si ha quindi:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R})$$

Da cui si ricava, per lo studio limite di progetto (SLV, punto 7.1 delle NTC08):

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

Il risultato dell'interpolazione per i parametri a_g, Fo e Tc* riferiti a un periodo di ritorno di 712 anni sono I seguenti:

T_R [anni]	**A_G** [g]	**F_O** [-]	**T_C*** [s]
712	0.072	2.612	0.314

T_R = periodi di ritorno di riferimento dell'azione sismica

*Tabella 3.3: Valori dei parametri ag, Fo e T*c*

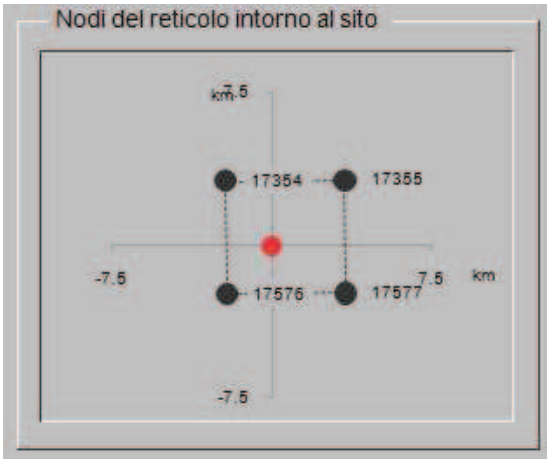


Figura 3.2: Punti di griglia adiacenti al luogo geografico in oggetto

Accelerazione massima attesa

In particolare l'accelerazione massima attesa al sito è calcolata come:

$a_{max} = S*a_g = S_s*S_T*a_g =$ **0.181g**

ove:

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica, pari a **1.8**, calcolato con l'ausilio del software Spettri di Risposta SPETTRI-NTC v. 1.0.3, distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2008 per il valori di a_g e F_0 del sito e dell'opera in esame;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica, pari a **1.4**, per categoria topografica T4, "*Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i≥ 30°*"

Pertanto si è assunto:

k_H = 0.036;

k_V =±0.018.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI

4.1 Considerazioni generali

4.1.1 Sistemi di impermeabilizzazione del fondo e delle pareti

In base a quanto riportato nella documentazione e negli elaborati grafici relativi alla discarica attualmente autorizzata, si sono distinti differenti sistemi di impermeabilizzazione a cui si aggiungeranno quelli previsti per l'ampliamento in oggetto.

La discarica in fase di studio, infatti, è stata oggetto di alcune fasi di ampliamento principali, come di seguito elencato:

- discarica comunale;
- discarica pregressa(prima del 2001)
- primo ampliamento autorizzato (2001), tuttora in fase di esaurimento;
- attuale ampliamento discarica, oggetto della presente progettazione.

Ognuna di queste è caratterizzata da sistemi di impermeabilizzazione, differenti sia per tipologia di materiale utilizzato sia per il diverso ordine di posa delle successioni gli strati minerali accoppiati ed alternati agli strati artificiali. In particolare, si distinguono i seguenti pacchetti impermeabilizzanti:

- fondo e parete della discarica comunale, della discarica pregressa e del primo ampliamento (2001);
- i sistemi creati per la separazione dei rifiuti nelle fasi intermedie ("capping intermedi");
- sistemi di impermeabilizzazioni che verranno realizzati per il fondo e le pareti a seguito dell'ampliamento attuale;

A tali si sistemi si aggiungono quelli dell'ampliamento in oggetto.

A partire dal substrato naturale o dai rifiuti nel caso dagli strati di separazione, il pacchetto di impermeabilizzazione è così costituito:

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Fondo e pareti della vecchia discarica comunale:

- strato di argilla dello spessore di 1 m con permeabilità 10^{-6} cm/s;
- geotessile in polipropilene del peso di 600g/m^2;
- geomembrana in HDPE liscia, di spessore 2,5 mm.

Fondo e pareti della discarica pregressa:

- strato di materiale a bassa permeabilità di spessore 1 m selle superfici pseudo-pianeggianti e di regolarizzazione sulle pareti inclinate;
- geocomposito bentonitico;
- geomembrana in HDPE liscia, di spessore 1,5 mm;

Separazione e capping intermedio tra rifiuti discarica pregressa:

- strato di terreno per la regolarizzazione della superficie;
- geomembrana in HDPE liscia, di spessore 1,5 mm;

Impermeabilizzazione di fondo della riqualificazione tecnologica:

- strato di argilla di spessore 1m
- geomembrana in HDPE ad aderenza migliorata, di spessore 2,0 mm;
- geotessile a protezione della geomembrana;

Impermeabilizzazione pareti della riqualificazione tecnologica:

- geocomposito bentonitico;
- geomembrana in HDPE ad aderenza migliorata, di spessore 2,0 mm;
- geotessile a protezione della geomembrana.

Impermeabilizzazione di fondo ampliamento di progetto discarica

- strato di argilla di spessore 1 m
- geomembrana in HDPE ad aderenza migliorata, di spessore 2,0 mm;
- geotessile a protezione della geomembrana;

Impermeabilizzazione pareti ampliamento di progetto discarica:

- geocomposito bentonitico, GCL (Geosynthetic clay liner);
- geomembrana in HDPE ad aderenza migliorata, di spessore 2,0 mm;

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

- geotessile a protezione della geomembrana.

I sistemi di impermeabilizzazione sono quindi composti da una molteplicità di interfacce, sia geosintetico – terreno sia geosintetico – geosintetico.
La Tabella 4.1 e la Tabella 4.2 riportano il campo di variabilità dei parametri di resistenza a taglio, rispettivamente, per le interfacce geosintetico – terreno e geosintetico – geosintetico, desunti da prove di laboratorio condotte da vari autori e riportate in letteratura (Mitchell e Mitchell, 1991; Martin et al., 1984; Pasqualini et al., 1993; Manassero et al., 1996; Fratalocchi et al., 2003).

Interfaccia	Angolo di attrito (°)			Coesione [kPa]
Geomembrana HDPE-Sabbia	15	÷	28	0
Geomembrana HDPE-Argilla	5	÷	29	0
Geotessile-Sabbia	22	÷	44	0
Gocomposito bentonitico-Sabbia	20	÷	25	0
Gocomposito bentonitico-Argilla	14	÷	16	0
Geomembrana HDPE a.m.-Ghiaia	20	÷	25	0
Geomembrana HDPE a.m.-Sabbia	30	÷	43	0
Geomembrana HDPE a.m.-Argilla compattata	7	÷	35	20÷30
Geotessile-Argilla	15	÷	33	0

Tabella 4.1: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – terreno

Interfaccia	Angolo di attrito (°)			Coesione [kPa]
Georete-Geomembrana HDPE	6	÷	10	0
Geomembrana HDPE-Geotessile	8	÷	18	0
Geotessile-Georete	10	÷	27	0
Gocomposito bentonitico-Geomembrana HDPE a.m.	10	÷	25	0
Gocomposito bentonitico-Geomembrana HDPE	8	÷	16	0
Georete-Geomembrana HDPE a.m.	10	÷	25	0
Geotessile-Geomembrana HDPE a.m.	14	÷	52	0
Geocomposito bentonito (fra i geotessuti non collegati tra di loro e agugliati/cuciti)	8	÷	25	8÷50

Tabella 4.2: Parametri di resistenza a taglio per interfacce geosintetico – geosintetico

4.1.2 Rifiuti

La discarica è classificata come discarica per rifiuti non pericolosi. Essa in particolare sarà principalmente adibita allo smaltimento degli r.s.u. prodotti in provincia di Savona, previo trattamento degli stessi.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

In linea teorica, sulla base del loro comportamento meccanico, i rifiuti possono essere distinti in:

- rifiuti assimilabili ai terreni;
- rifiuti non assimilabili ai terreni.

I rifiuti urbani e i rifiuti trattati appartengono alla seconda categoria, per la quale quindi la caratterizzazione geotecnica è resa complicata da una serie di fattori tra cui:

- l'eterogeneità dei materiali;
- la mancanza di procedure di prova standardizzate per la determinazione dei parametri di resistenza;
- la dipendenza delle proprietà, oltre che dalle tipologie di materiali di provenienza, dalle procedure seguite nella posa in opera e nella compattazione;
- la dipendenza delle proprietà dal tempo, a causa dei processi di degradazione legati sostanzialmente al contenuto organico e alle condizioni locali di temperatura e umidità.

I fattori elencati fanno sì che la caratterizzazione geotecnica dei rifiuti debba basarsi sui dati ricavati dalla letteratura scientifica e dalle conoscenze degli scriventi, e che le ipotesi (pur cautelative) adottate in questa fase progettuale dovranno eventualmente essere verificate durante la coltivazione.

Gli studi più numerosi presenti in letteratura riguardano in particolare i rifiuti solidi urbani, il cui comportamento meccanico è stato inizialmente investigato da Sowers (1973) il quale, nel suo contributo alla VIII ICSMFE, utilizza le convenzioni ed i parametri propri della meccanica dei terreni per descrivere le leggi tenso-deformative dei rifiuti solidi urbani.

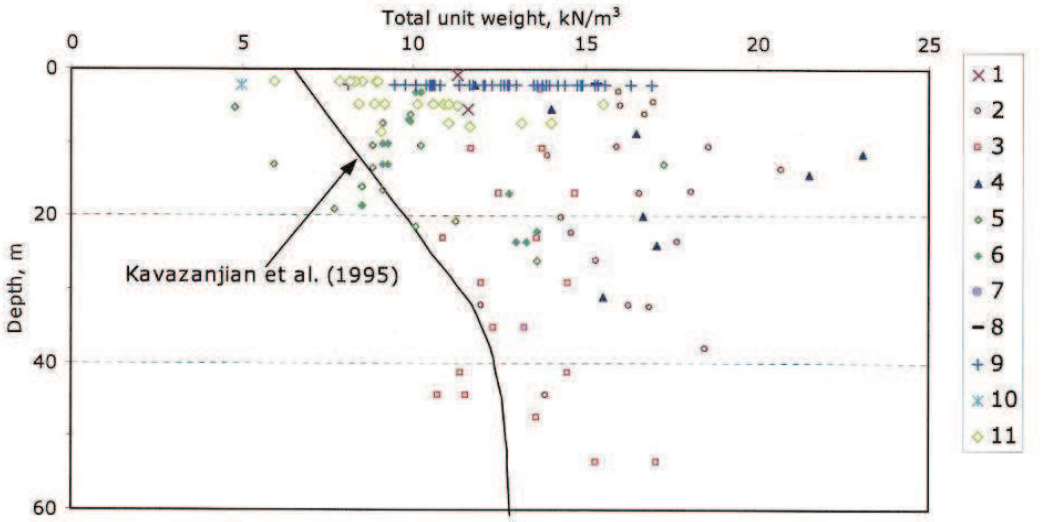
Agli studi di Sowers sono seguiti una serie di lavori di ricerca di altri autori fino ai più recenti di Oweis e Khera (1990), Jessberger e Kockel (1991 e 1993), Del Greco e Oggeri (1993), Fassett et al. (1994), Manassero et al. (1996), Van Impe e Van Impe (1999) e Kavazanjian (2006) dai quali si possono sintetizzare le considerazioni esposte nel seguito, che sono derivate in parte sia campi prova in vera grandezza, sia da prove di laboratorio su campioni di grosse dimensioni.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

4.1.2.1 Peso di volume

In generale, il peso di volume dei rifiuti varia per ciascun impianto di smaltimento in funzione della loro composizione, ed è particolarmente sensibile alle modalità di compattazione; ad esempio, Fassett et al. (1994) riportano valori di γ nell'intervallo da 3 a 9 kN/m^3 per rifiuti poco compattati, nell'intervallo da 5 a 8 kN/m^3 per rifiuti moderatamente compattati e nell'intervallo da 9 a 10 kN/m^3 per rifiuti ben compattati.

Prove in sito su larga scala riportate da diversi autori hanno in effetti evidenziato pesi di volume variabili da 5 fino ad oltre 18 kN/m^3 (Zekkos et al., 2005). In Figura 4.1 si riportano i valori ricavati in 11 impianti ubicati in varie parti del mondo, confrontati con il profilo suggerito da Kavazanjian et al. (1995), che rappresenta quindi, all'incirca, un limite inferiore.



(1) Santo Tirso, Portugal (Gomes et al. 2002); (2) OII, California, USA (Matasovic and Kavazanjian, 1998); (3) Azusa, California, USA (Kavazanjian et al, 1996); (4) Tri-Cities, California, USA (this study); (5) no name older landfill (Oweis and Khera, 1998); (6) no name younger landfill (Oweis and Khera, 1998); (7) Hong Kong, China (Cowland et al. 1993); (8) Central Mayne landfill, USA (Richardson and Reynolds, 1991); (9) 11 Canadian landfills (Landva & Clark, 1986); (10) Valdemingomez, Spain (Pereira et al. 2002); (11) Cherry Island landfill, Delaware, USA (Geosyntec, 2003);

Figura 4.1: Valori del peso di volume dei rifiuti solidi urbani da prove su grande scala (da Zekkos et al., 2005)

Anche se la Figura 4.1 non sembra manifestare una tendenza dell'aumento del peso di volume con la profondità (o, equivalentemente, con la tensione di

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

confinamento), ciò appare più evidente separando le osservazioni riferite a ciascun impianto (Figura 4.2).

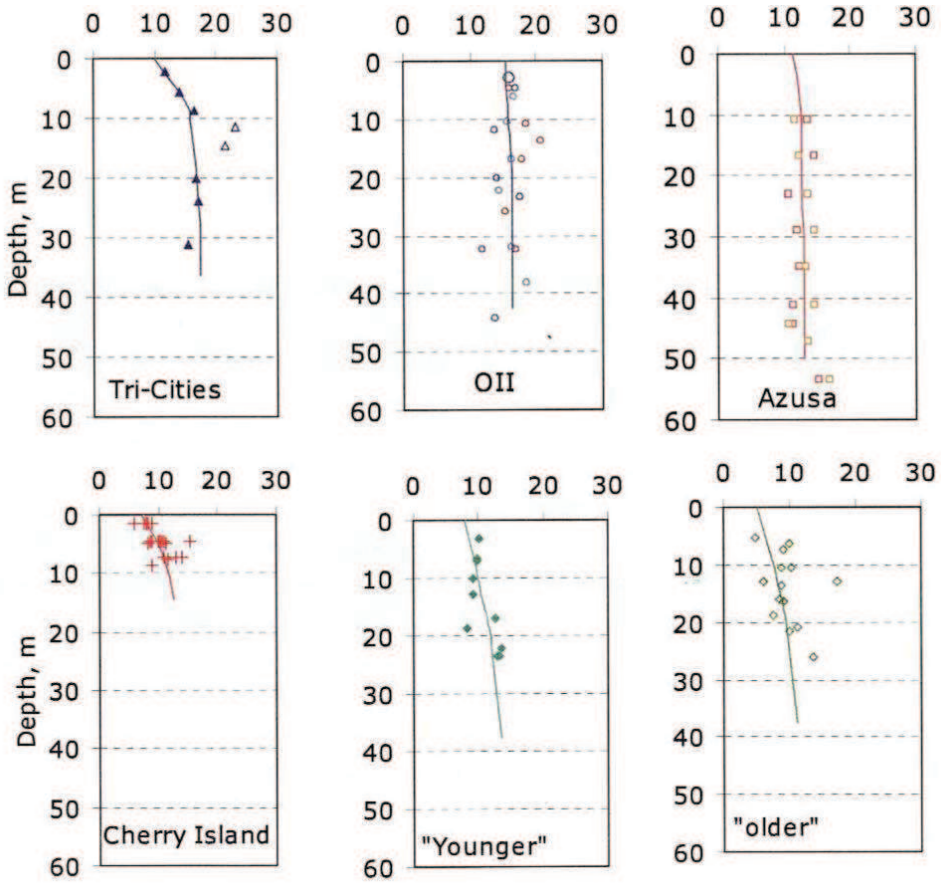


Figura 4.2: Profili del peso di volume dei rifiuti solidi urbani da prove su grande scala riscontrati nei singoli impianti (da Zekkos et al., 2005)

Gli autori suggeriscono quindi l'esistenza di un 'profilo caratteristico del peso di volume' che è sito-specifico, e che si può esprimere con la relazione iperbolica:

$$\gamma = \gamma_i + \frac{z}{a + b \cdot z}.$$

dove γ_i rappresenta il peso di volume in superficie del rifiuto posato e z è la profondità. Vengono quindi proposti dei valori dei parametri γ_i, a e b che dipendono dal livello di compattazione adottato e dalla percentuale di terreno impiegata per gli strati di copertura. Valori tipici possono essere considerati i seguenti: γ_i = 10 kN/m^3, a = 3 m^4/kN e b = 0.2 m^3/kN.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

La Figura 4.3 riassume l'effetto della profondità (ossia della tensione di confinamento) sul peso di volume.

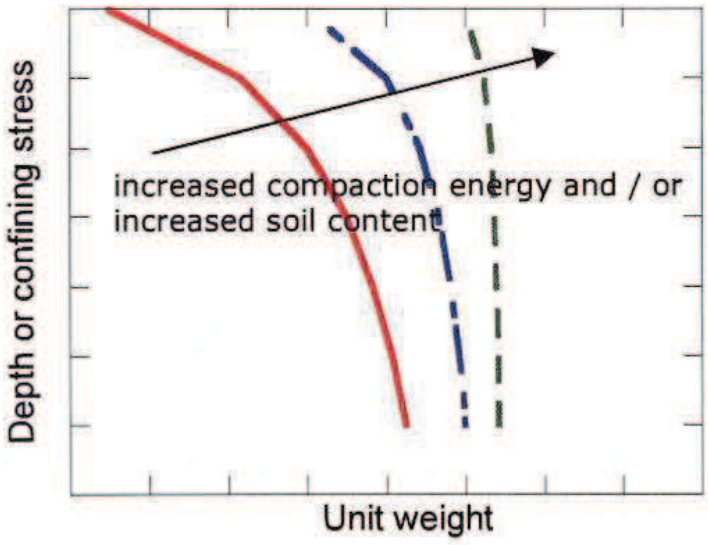


Figura 4.3: Effetto della profondità (o della tensione di confinamento) sul peso di volume dei rifiuti solidi urbani (da Zekkos et al, 2005)

Alcuni autori (si veda ad es. Dixon e Jones, 2005) sottolineano come, se inizialmente il peso di volume unitario sia dipendente principalmente dalla composizione dei rifiuti, dalla presenza (o assenza) della copertura quotidiana e dal grado di compattazione, con il passare del tempo esso dipenda maggiormente dalla profondità, dal grado di decomposizione e dalle condizioni climatiche.

Gli stessi autori sottolineano peraltro come, nonostante il peso di volume possa variare significativamente, anche nell'ambito dello stesso impianto e su brevi distanze, nella maggior parte delle applicazioni progettuali, l'impiego di un valore medio del peso volume, opportunamente valutato sulla base delle considerazioni sopra esposte, sia da ritenersi accettabile.

4.1.2.2 Parametri di resistenza

In generale i tipici rifiuti urbani, se sottoposti a tensioni deviatoriche progressivamente incrementate, non manifestano un valore limite superiore di resistenza al taglio, ma si deformano anche fino al 50÷70% mobilitando resistenze al taglio sempre crescenti; per fissare un valore convenzionale di resistenza al taglio dei rifiuti si fa riferimento a deformazioni tangenziali dell'ordine del 20÷30% (Grisolia et al., 1995).

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

L'esecuzione di prove penetrometriche, sia statiche (CPT) sia dinamiche, può permettere la determinazione qualitativa delle proprietà meccaniche dei rifiuti; i valori di resistenza alla punta (q_c) variano da 200 a 800 2 t/m^2 nel caso di rifiuti compattati, e da 50 a 200 t/m^2 per rifiuti non compattati (Manassero e Pasqualini, 1993); per quanto concerne l'andamento di questi valori in profondità, essi non sembrano mostrare nel primo caso variazioni significative, mentre decrescono per i rifiuti non compattati.

Dall'analisi di alcune prove di resistenza al taglio diretto su campioni di grandi dimensioni di rifiuti scarsamente compattati, aventi un peso di volume di 0.4÷0.6 t/m^3, simulando le reali condizioni di carico esistenti in una discarica (pressioni verticali 3÷10 t/m^2), sono stati ricavati parametri medi di resistenza pari a:

c' = 2 t/m^2 (coesione drenata)

ϕ' = 21÷22° (angolo di resistenza a taglio)

Per quanto riguarda i parametri di rifiuti non compattati in sito (dopo la fase di raccolta con compattatore mobile) si può fare riferimento ai seguenti valori (Landva e Clark, 1990):

c' = 2.3 t/m^2 (coesione drenata)

ϕ' = 24° (angolo di resistenza a taglio)

Manassero et al. (1996), avendo osservato come i parametri di resistenza dei rifiuti dipendano, tra gli altri fattori, dalla pressione di confinamento, hanno suggerito di attribuire i valori dell'angolo di resistenza al taglio, ϕ, e della coesione, c, sulla base della curva mostrata in Figura 4.4, in cui il piano (σ,τ) viene diviso in tre zone:

- una zona A, corrispondente a bassi stati tensionali (0 kPa $\leq \sigma_V <$ 20 kPa), in cui la resistenza dei rifiuti è governata dalla coesione (ϕ = 0°, c $\cong$ 20 kPa);
- una zona B, corrispondente a valori moderati dello stato tensionale (20 kPa $\leq \sigma_V <$ 60 kPa), in cui il comportamento dei rifiuti è sostanzialmente attritivo ($\phi \cong$ 38°, c = 0 kPa);
- una zona C, corrispondente a valori di tensione più elevati ($\sigma_V \geq$ 60 kPa), in cui entrambi i parametri di resistenza al taglio vengono mobilitati (ϕ=30°, c $\geq$ 20 kPa).

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

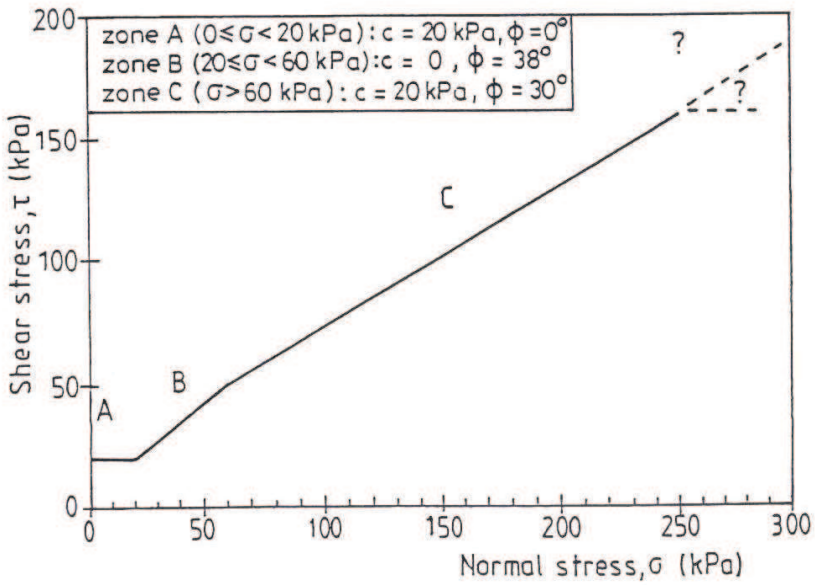


Figura 4.4: valori di riferimento dei parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani in funzione dello stato tensionale (da Manassero et al., 1996)

Con un simile approccio, basato su dati riferiti a studi compiuti in Nord America, Kavazanjian (2001) propone di adottare i valori c' = 24 kPa e $\phi \cong 0°$ per livelli tensionali ridotti ($\sigma_N \leq 30$ kPa) e i valori c' = 0 kPa e $\phi \cong 33°$ per livelli tensionali più elevati.

A titolo indicativo, la Tabella 4.3 presenta alcuni valori di resistenza a taglio dei rifiuti pubblicati in letteratura; appare evidente la grande dispersione di tali valori.

Ai fini progettuali, si può ritenere che i parametri da assumere siano compresi negli intervalli individuati nel piano (c',ϕ') in Figura 4.5 e in Figura 4.6.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Fonte	Parametri di resistenza a taglio		Note
	c' (kPa)	ϕ' (°)	
Jessberger (1994)	7	38	Ripreso da Gay et al. (1978)
Jessberger (1994)	10	15	Da back analysis
Jessberger (1994)	10	17	Da back analysis
Jessberger (1994)	0	30	Da osservazioni in sito
Jessberger (1994)	0	40	Da osservazioni in sito
Jessberger (1994)	7	42	Da prove di taglio semplice
Jessberger (1994)	28	26.5	Da prove di taglio semplice
Fassett et al. (1994)	10	23	Valori suggeriti dagli autori
Kolsh (1995)	15	15	Valori suggeriti dagli autori
Kolsh (1995)	18	22	Valori suggeriti dagli autori
Cowland et al. (1993)	10	25	Da back analysis
Del Greco e Oggeri (1993)	15.7	21	Da prove di taglio diretto
Del Greco e Oggeri (1993)	23.5	22	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	19	42	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	16	38	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	16	33	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	23	24	Da prove di taglio diretto
Landva e Clark (1986)	10	33.6	Da prove di taglio diretto
Golder Associates (1993)	0	41	Da prove di taglio diretto

Tabella 4.3: Parametri di resistenza dei rifiuti pubblicati in letteratura (adattata da Jones et al., 1997)

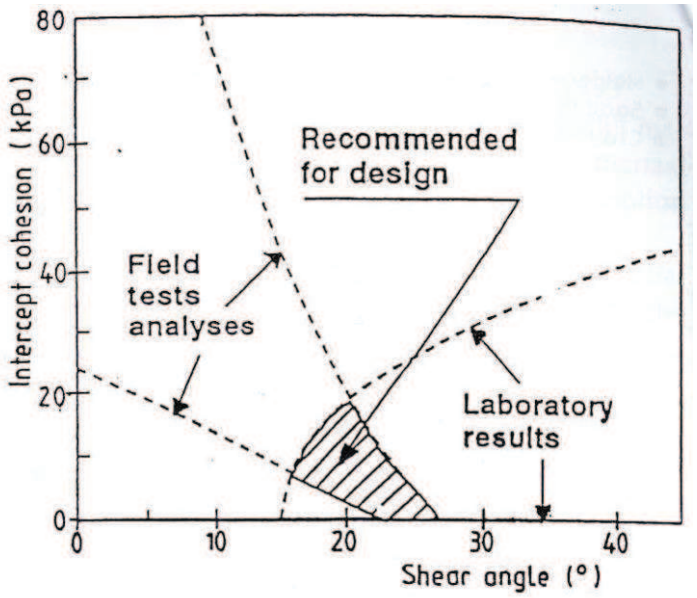


Figura 4.5: Resistenza a taglio dei rifiuti solidi urbani, valori raccomandati ai fini progettuali (da Sanchez-Alciturri et al., 1993)

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

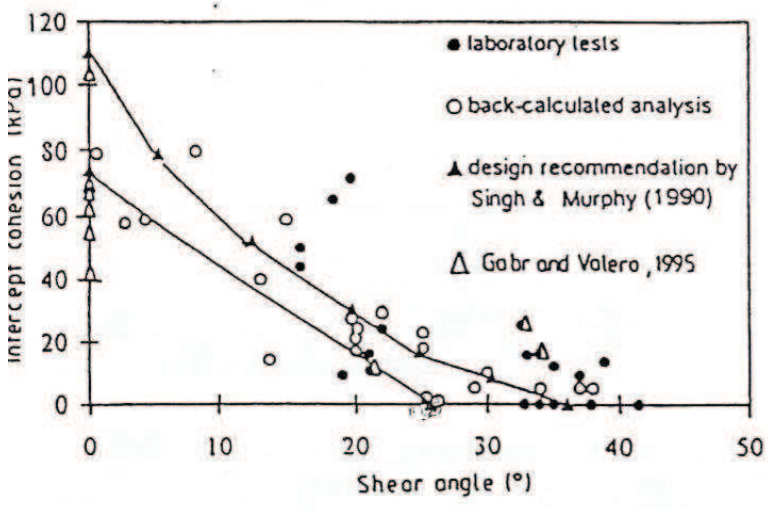


Figura 4.6: Parametri di resistenza dei rifiuti solidi urbani stimata con vari metodi (da Manassero et al., 1996)

4.2 Parametri caratteristici in condizioni statiche

I materiali coinvolti nelle analisi di stabilità presentate nei capitoli seguenti sono:

- rifiuti, già a abbancati e di futura coltivazione;
- strati di impermeabilizzazione sul fondo e sulle pareti della discarica (interfacce);
- capping intermedi
- substrato naturale.

Nei paragrafi seguenti saranno brevemente descritti i valori "caratteristici" dei parametri geotecnici, ovvero quei valori dei parametri che scaturiscono direttamente dalle considerazioni svolte in precedenza e dalle prove eseguite sui materiali, disponibili alla data di stesura della presente relazione; tali parametri, prima di essere utilizzati nelle verifiche, saranno parzializzati ai sensi della normativa vigente (NTC08) (v. par. 4.4).

4.2.1 Rifiuti

In estrema sintesi, la scelta delle caratteristiche meccaniche da assegnare ai rifiuti si è basata su quanto discusso nella parte di caratterizzazione

(paragrafo 4.1.2) e su considerazioni effettuate dagli scriventi basate su esperienze direttamente acquisite tramite indagini e prove in casi riconducibili alla presente progettazione.

I valori sono i seguenti:

- γ = 11 kN/m^3 (peso di volume naturale)
- c' = 5 kPa (coesione drenata)
- ϕ' = 27 ° (angolo di resistenza a taglio)

Come si può vedere facendo riferimento alla Figura 4.5 e alla Figura 4.6, i valori dei parametri di resistenza sono da considerarsi del tutto cautelativi, e tengono già conto del decadimento a lungo termine delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso dei rifiuti.

4.2.2 Interfacce

Convenzionalmente, ai fini delle verifiche di stabilità, i sistemi di impermeabilizzazione compositi, formati da alternanze di strati minerali e di geosintetici differenti, vengono ricondotti ad un unico materiale, uno per ogni tipologia di pacchetto impermeabilizzante, caratterizzato con proprietà geotecniche 'equivalenti'.

Ai fini dell'esecuzione delle analisi di stabilità, per l'assegnazione del valore caratteristico a ciascun pacchetto di copertura, si è operato nel seguente modo:

1. in funzione della successione dei materiali all'interno dei pacchetti è stato identificato il contatto ritenuto maggiormente critico in termini di caratteristiche meccaniche, sia alla luce delle informazioni generali già riportate in Tabella 4.1 ed in Tabella 4.2, sia alla luce delle prove di taglio diretto eseguite su campioni dei materiali utilizzati in sito e ivi prelevati (v. prosieguo del paragrafo);
2. ciascun sistema di impermeabilizzazione è stato caratterizzato con i valori dei parametri geotecnici corrispondenti all'interfaccia più scadente.

Per il caso in esame sono state eseguite le seguenti prove di taglio diretto per i contatti fra i materiali coinvolti nelle impermeabilizzazioni esistenti qui di seguito sintetizzati:

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

CONTATTO	PARAMETRI CARATTERISTICI ϕ' [°]	c' [kPa]
Argilla – HDPE liscio	15.15	45.70
HDPE liscio – TNT	14.82	10.35
HDPE liscio – GCL bianco	13.10	13.94
HDPE liscio – GCL nero	13.52	13.76

Tabella 4.4: Sintesi dei risultati delle prove di interfaccia eseguite sui materiali utilizzati per le impermeabilizzazioni di fondo esistenti

In base alla successione dei materiali di impermeabilizzazione in progetto e ai valori ottenuti dalle prove geotecniche si assumerà quindi:

Fondo e pareti della vecchia discarica comunale:

Interfaccia geomembrana HDPE/geotessile

- c' = 13.76 kPa (coesione drenata)
- ϕ' = 13.52 ° (angolo di resistenza a taglio)

Fondo e pareti discarica pregressa e riqualificazione tecnologica:

Interfaccia geomembrana HDPE/GCL

- c' = 13.76 kPa (coesione drenata)
- ϕ' = 13.52 ° (angolo di resistenza a taglio)

Capping intermedi all'interno dei rifiuti della discarica pregressa e della riqualificazione tecnologica:

Interfaccia geomembrana HDPE/argilla

- c' = 45.70 kPa (coesione drenata)
- ϕ' = 15.15 ° (angolo di resistenza a taglio)

Mentre per ciò che concerne l'impermeabilizzazione di fondo e di parete dell'ampliamento in progetto, a partire dai dati di letteratura già riportati in Tabella 4.1, si sono assegnati i seguenti valori (i.e. valore medio del range di variabilità):

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Impermeabilizzazione di fondo ampliamento in progetto:

Interfaccia geomembrana HDPE a.m./argilla

- c' = 20 kPa (coesione drenata)
- ϕ' = 7 ° (angolo di resistenza a taglio)

Impermeabilizzazione di parete ampliamento in progetto:

Interfaccia geomembrana HDPE a.m./argilla

- c' = 20 kPa (coesione drenata)
- ϕ' = 7 ° (angolo di resistenza a taglio)

4.2.3 Terreno naturale

Il substrato naturale è costituito principalmente da dolomie e da calcari dolomitici della formazione dei calcari di San Pietro dei Monti, come descritto nella Relazione geologica (rif. SGI: 07663-065R03aE01). Tale formazione risulta prevalere sia nella area della discarica autorizzata sia nelle aree degli interventi, ad eccezione della zona dell'impluvio. L'impluvio, infatti, localizzato lungo la sponda orografica sinistra del rio Mulini, è caratterizzato da coltri sciolte plurimetriche (fino a 10÷15m) costituite da frammenti di roccia immersi in una matrice limoso argillosa molto ossidata (Terre Rosse) di bassa permeabilità.
In accordo con quanto riportato nella Relazione geologica suddetta e con la caratterizzazione precedente, rispettando il principio di cautelatività, i parametri caratteristici di resistenza al taglio di progetto delle due tipologie di materiale incontrato sono:

Substrato roccioso (Dolomie)

γ = 25 kN/m3 (peso di volume)
ϕ = 25.35 ° (anglo di attrito interno)
c' = 208.90 kPa (coesione efficace)

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Coltre sciolta

γ =	18	kN/m3	(peso di volume)
ϕ =	25	°	(anglo di attrito interno)
c' =	70	kPa	(coesione efficace)

4.3 Parametri caratteristici in condizioni sismiche

La scelta dei parametri di resistenza al taglio dei rifiuti e delle interfacce da utilizzare nelle analisi sismiche è stata fatta sulla base di numerosi studi presenti in letteratura sull'argomento [Siegel et al. (1990); Bray et al. (1995); Augello et al. (1995); Singh and Murphy (1990); Orr and Finch (1990)].

Tra questi, di particolare interesse sono le analisi a ritroso eseguite da Augello et al. (1995) sul comportamento di 10 discariche di rifiuti solidi urbani in occasione del terremoto di magnitudo M=6.7 che ha colpito l'area di Northridge (USA) nel 1994.

Le analisi suddette hanno evidenziato che i parametri di resistenza al taglio dei rifiuti e della interfaccia ricavati in condizioni statiche possono essere affidabilmente utilizzati anche nelle analisi di stabilità in condizioni sismiche.

Per quanto riguarda gli altri materiali presenti (terreno di appoggio naturale, rivestimento di protezione al piede della discarica), trattandosi di materiali granulari sopra falda o comunque insaturi, non si è ritenuto opportuno tenere conto di una eventuale perdita di resistenza dovuta allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali causate dal sisma. Pertanto, anche per questi materiali, i parametri di resistenza al taglio nelle analisi sismiche sono stati assunti coincidenti con quelli adoperati in condizioni statiche.

4.4 Parametri fattorizzati

In accordo con la vigente normativa NTC08, le resistenze caratteristiche dei materiali sono state fattorizzate secondo la Tabella 3.2 delle norme.

In Tabella 4.5 sono sintetizzati i parametri caratteristici, mentre in Tabella 4.6 sono riportati i valori dei medesimi parametri parzializzati, o valori di 'progetto', che rappresentano quelli effettivamente implementati nei codici di calcolo utilizzati per le verifiche di stabilità.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

MATERIALE	γ [kN/m³]	ϕ' [°]	C' [kPa]
Substrato roccioso	25	25.35	208.90
Coltri	18	25	70
Rifiuti	11	27	5
Impermeabilizzazione discarica comunale		13.52	13.76
Impermeabilizzazione discarica pregressa e primo ampliamento		13.52	13.76
Capping intermedi		15.15	45.70
Impermeabilizzazione fondo ampliamento		7	20
Impermeabilizzazione parete ampliamento		20	14

Tabella 4.5: Sintesi dei parametri caratteristici dei materiali

MATERIALE	γ [kN/m³]	ϕ' [°]	C' [kPa]
Substrato roccioso	25	20.76	167.12
Coltri	18	20.46	56
Rifiuti	11	22.2	4
Impermeabilizzazione discarica comunale		10.92	11
Impermeabilizzazione discarica pregressa e primo ampliamento		10.92	11
Capping intermedi		12.22	36.56
Impermeabilizzazione fondo ampliamento		56	16
Impermeabilizzazione parete ampliamento		16.23	11

Tabella 4.6: Sintesi dei parametri fattorizzati dei materiali

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

5. STABILITÀ DELLA DISCARICA

Le verifiche di stabilità della discarica sono condotte in accordo ai contenuti delle Norme Tecniche per le costruzioni, prendendo in conto quindi gli scenari previsti ed adottando ipotesi e metodologie di calcolo conformi.

5.1 Geometria del problema

L'analisi è stata condotta lungo la sezione longitudinale baricentrica della discarica ritenuta "morfologicamente critica", riportata in Figura 5.1. Sono state quindi verificate

- la stabilità globale del corpo di rifiuti che si andranno ad abbancare a seguito dell'ampliamento;
- la stabilità globale del corpo di rifiuti nel suo complesso ovverosia comprendendo anche la discarica esistente;
- la stabilità lungo le interfacce tra sistema di impermeabilizzazione e corpo rifiuti.

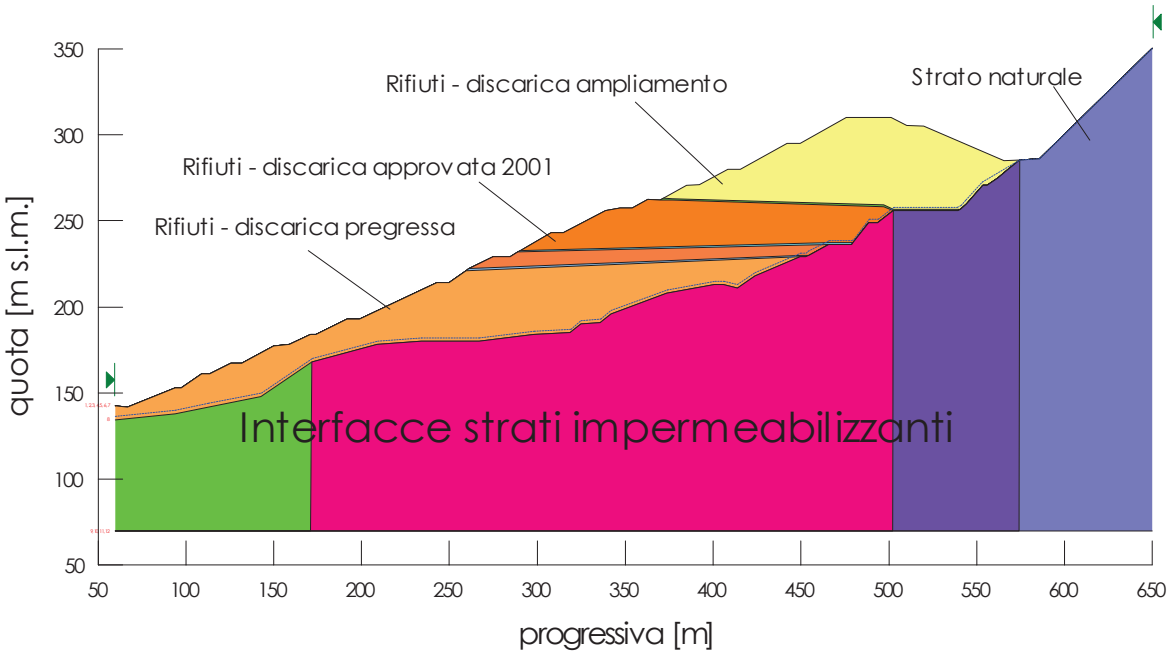


Figura 5.1: Sezione longitudinale baricentrica della discarica

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

5.2 Stabilità del corpo rifiuti in condizioni statiche

Nonostante le rotture che interessano solo l'ammasso dei rifiuti non costituiscono in genere l'aspetto più critico per la stabilità delle discariche e i fenomeni di instabilità sembrano svilupparsi soprattutto attraverso il terreno di fondazione o lungo i sistemi di rivestimento (Fratalocchi et al., 2003), la stabilità del corpo rifiuti è stata analizzata con riferimento a tre possibili meccanismi di rottura:

- rottura interna al fronte di abbancamento dei rifiuti;
- rottura più profonda, che coinvolga il corpo della discarica esistente, il sistema di impermeabilizzazione ed eventualmente il substrato naturale;
- rottura per scorrimento del corpo rifiuti lungo le interfacce del sistema di impermeabilizzazione.

In merito alla prima delle problematiche evidenziate, è stata valutata la stabilità nei confronti di superfici di rottura interne al corpo rifiuti, considerando pendenze dei fronti di abbancamento dell'ordine di quelle massime praticamente ottenibili, e che la coltivazione avverrà per settori. Per questo tipo di rotture, il minimo valore del fattore di sicurezza ottenuto è pari a FS=1.112 (Figura 2 in Allegato A1).

La presenza di uno strato di fondazione di buone caratteristiche meccaniche (dolomie) fa sì che le analisi di stabilità relative al secondo tipo di rottura (ovvero superfici di scorrimento profonde) non riguardino il suddetto strato, bensì si sviluppino esclusivamente all'interno dell'ammasso di rifiuti (vecchi e nuovi). Il fattore di sicurezza per questa analisi assume valore pari a 1.117 (Figura 3 dell'Allegato A).

Infine, in merito alla terza tipologia di rottura, ovverosia lo scorrimento del corpo rifiuti lungo le interfacce del sistema di impermeabilizzazione, è stata valutata la stabilità nei confronti di superfici di rottura che coinvolgessero sia l'impermeabilizzazione della vecchia discarica, sia l'impermeabilizzazione di fondo e di parete dell'ampliamento (considerando volumi di rifiuti di diverse dimensioni); le analisi hanno fornito valori del fattore di sicurezza pari a 1.120 (Figura 4 dell'Allegato A).

ANALISI DI RIFERIMENTO	FSMIN
Rottura nel corpo rifiuti	1.112
Rottura profonda	1.117
Scorrimento lungo le interfacce di impermeabilizzazione	1.120

Tabella 5.1: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi per la discarica in condizioni statiche

In base alle analisi svolte, pertanto, si conclude che la stabilità del corpo rifiuti è sempre soddisfatta con fattori di sicurezza superiori al minimo previsto dalla normativa per il caso statico (pari ad 1.1).

5.3 Stabilità del corpo rifiuti in condizioni sismiche

In accordo con la normative vigente le superfici critiche emerse in campo statico sono state analizzate anche in condizioni pseudo-statiche.

Le verifiche, condotte con il programma SLOPE/W utilizzando i parametri sismici già discussi nel par. 3.2, hanno evidenziato fattori di sicurezza minimi riportati in Tabella 5.2; si veda a tal proposito l'Allegato A.

ANALISI DI RIFERIMENTO	FSMIN
Rottura nel corpo rifiuti	1.012
Scorrimento lungo le interfacce di impermeabilizzazione	1.015
Rottura profonda	1.006

Tabella 5.2: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi per la discarica in condizioni pseudostatiche

Per una corretta valutazione dei valori dei fattori di sicurezza ottenuti, occorre sottolineare alcuni aspetti importanti.

È noto che l'applicazione del metodo pseudo- statico per la valutazione della stabilità sismica dei pendii in terra porta a risultati largamente cautelativi. È opinione diffusa che un modo per superare questa situazione sia di ridurre i valori dei coefficienti di sicurezza da utilizzare nelle verifiche sismiche nei confronti di quelli adoperati in campo statico.

Questo fatto è coerente con l'attuale orientamento delle normative tecniche; in particolare, riguardo alle analisi di stabilità dei pendii con metodi pseudostatici, introduce nel calcolo di (k_H), un fattore chiamato 'coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito', β_s, che assume valori compresi tra 0,18 e 0,31 in funzione della categoria di suolo di fondazione e del valore a_g. Nel caso

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

specifico si dovrebbe assumere $\beta_s = 0,2$ da cui, in accordo alle NTC08, si otterrebbe una notevole riduzione rispetto al valore impiegato per le analisi.
Inoltre, il codice utilizzato per le analisi svolge il calcolo in condizioni piane, ovvero ipotizzando che la sezione sia constante lungo la direzione perpendicolare al piano della sezione stessa; ciò evidentemente è molto cautelativo rispetto al caso tridimensionale in cui si può contare su effetti "bordo" favorevoli ai fini della stabilità.

In virtù delle considerazioni sopra esposte si ritengono del tutto accettabili i valori ottenuti e si considera verificata la stabilità del corpo rifiuti.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

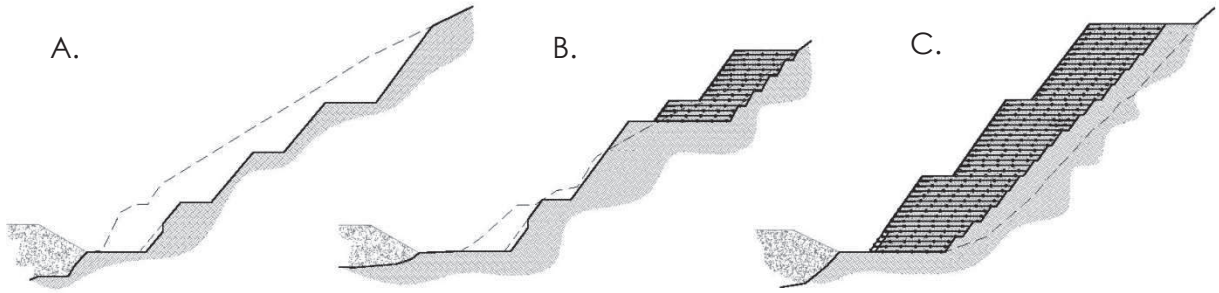
è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

6. STABILITÀ DEL FONDO RIPROFILATO

Le riprofilature di fondo, che saranno realizzate per fasi corrispondenti ai lotti di coltivazione, consisteranno nella realizzazione di un fronte costituito dall'alternanza di pareti inclinate a 55° e di altezza massima 15 m alternate a berme di 6 m di larghezza.

Il profilo finale realizzato progressivamente per banche di altezza 15 m, a seconda della morfologia del terreno naturale, potrà essere ottenuto attraverso sia scavi che riporti. Nel caso dei riporti, poiché le pendenze finali sono molto maggiori rispetto a quelle ottenibili con un materiale naturale sciolto, sarà utilizzata la tecnica delle terre rinforzate.

Sulla base delle ipotesi suddette, le sezioni di riprofilatura potranno essere interamente in scavo, interamente in riporto o miste (Figura 6.1).



A. Sezione tipologica interamente in scavo
B. Sezione tipologica mista
C. Sezione tipologica interamente in riporto

Figura 6.1: Sezioni tipologiche di riprofilatura del fondo

Nel seguito vengono proposte le considerazioni effettuate per i due casi estremi, ovverosia solo scavo e solo riporto.

6.1 Stabilità dei fronti interamente in scavo

La stabilità del fronte interamente in scavo non comporta particolari problemi date le discrete proprietà meccaniche del litotipo dolomitico. In generale, la stabilità è rimandata al rilievo geomeccanico contenuto nella Relazione geologica.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

6.2 Stabilità dei fronti interamente in riporto

La stabilità dei fronti interamente in riporto rappresenta la condizione più critica per le riprofilature di versante in quanto si tratta di rilevati interamente artificiali realizzati con materiale sciolto rinforzato con geogriglie.

Come detto, le riprofilature saranno realizzate per fasi, ciascuna delle quali consiste nell'apprestamento della scarpata compresa tra due berme.

È pertanto prevista la realizzazione di n. 1 blocco di altezza massima 9 m e larghezza di 8 m (necessario su un tratto della pista di coronamento attuale per la regolarizzazione delle pendenze di fondo ai fini della regimazione delle acque di percolato) e n. 3 blocchi in terra rinforzata di altezza 15 m e di profondità 15 m, ciascuno dei quali sarà rinforzato con geogriglie con carico di rottura nominale pari a 150 kN/m poste ad interasse regolare di 1.0 m e risvoltate per una lunghezza di 2 m. Unica eccezione sono gli ultimi due metri in sommità al terzo blocco, poiché saranno rinforzati con geogriglie di lunghezza 22 m e carico di rottura nominale pari a 350 kN/m, poste ad interasse regolare di 0.5 m e risvoltate per una lunghezza di 2 m.

Va sottolineato che, data la complessità degli interventi, le sezioni in cui effettivamente sarà verificata la presenza di tutti e quattro i blocchi verificati sono solo una percentuale del totale. Tale configurazione è ritenuta la più critica e pertanto tutte le altre possibili configurazioni sono ad essa riconducibili.

6.2.1 Tipologia di analisi eseguite

Oltre alle verifiche di stabilità globale, che considerano le terre rinforzate come un unico blocco caratterizzato esclusivamente con un peso di volume, un angolo di resistenza al taglio e una coesione, sono state eseguite delle verifiche di stabilità interna e allo scorrimento, che introducono quindi il contributo effettivo degli elementi di rinforzo strutturali nei confronti di superfici di rottura passanti nel corpo delle terre rinforzate.

Tali verifiche sono state eseguite con lo scopo di dimensionare i rinforzi in modo che, con le geometrie e i carichi di progetto, siano garantiti i valori dei fattori di sicurezza richiesti dalla normativa vigente in tema di stabilità.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

Le analisi sono state eseguite tramite l'ausilio del programma di calcolo MAC.ST.A.R.S W, versione 3.0, realizzato dalle Officine Maccaferri S.p.A. e specifico per le verifiche di stabilità delle terre rinforzate.
In particolare, tenendo in considerazione le stratigrafia dell'area oggetto di studio, le terre rinforzate sono state verificate a favore di sicurezza con l'ipotesi che poggino e siano fondate sulla coltre sciolta. Si è assunto quindi di dimensionare i rinforzi e di verificare la stabilità del opera nell'ipotesi più cautelativa non avendo una completa informazione in merito agli spessori dei depositi al di sopra del substrato roccioso naturale. Per quanto riguarda invece il materiale di riempimento dei blocchi di muro e a tergo dell'opera, si è utilizzato un materiale granulare di buone caratteristiche meccaniche con angolo di attrito interno pari 30°, corrispondente ad una sabbia ghiaiosa di grana medio-grossa ben compattata.

6.2.2 Risultati delle analisi

Le verifiche sono state condotte per ciascuno dei n.4 blocchi che formano l'opera, sia in condizioni statiche, sia in condizioni pseudo-statiche in accordo con quanto previsto dal DM 14 gennaio 2008.
L'approccio utilizzato per il dimensionamento è stato quello di attribuire i coefficienti di sicurezza parziali ai parametri caratteristici del terreno (γ e ϕ'), ipotizzare l'utilizzo di un particolare tipo di geogriglie (in termini di resistenza di progetto) e di verificare che le resistenze globali offerte fossero comunque maggiori delle sollecitazioni, con un coefficiente conforme alla norma stessa.
La scelta dei coefficienti di sicurezza parziali delle resistenze del terreno è stata effettuata sulla base della normativa italiana; per ciò che concerne invece l'utilizzo di coefficienti di sicurezza per i rinforzi si rimanda al paragrafo seguente.

Le analisi sono state eseguite nei confronti di stati limite ultimi (SLU) secondo l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2) del D.M. 14.01.2008, per il quale i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dovranno essere fattorizzati secondo i coefficienti parziali riportati in Tabella 3.1 e in Tabella 3.2.

In condizioni statiche, dovrà essere quindi che il rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato sia $\geq$ 1.1 (R2, coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opera di materiali sciolti e di fronti di scavo).
In condizioni pseudostatiche, invece, si è utilizzato lo stesso metodo di calcolo pseudo-statico presentato nel paragrafo 3.2 fattorizzando le resistenze caratteristiche dei materiali ancora secondo la Tabella 3.2 e verificando che il rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato sia $\geq$ 1.0.

I risultati completi delle analisi eseguite per le verifiche globali, per le verifiche interne dei blocchi di terra rinforzata e per le verifiche di scorrimento sono riassunti nelle tabelle seguenti e sono interamente riportati in Allegato B.

ANALISI GLOBALI	FS STATICHE	FS PSEUDO-STATICHE
Blocco 1	1.393	1.267
Blocco 2	1.117	1.045
Blocco 3	1.165	1.021
Blocco 4	1.170	1.090

Tabella 6.1: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi ottenuti per le analisi di stabilità globali

ANALISI INTERNE	FS STATICHE	FS PSEUDO-STATICHE
Blocco 1	1.249	1.152
Blocco 2	1.238	1.147
Blocco 3	1.357	1.229
Blocco 4	1.383	1.267

Tabella 6.2: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi ottenuti per le analisi di stabilità interne

ANALISI DI SCORRIMENTO	FS STATICHE	FS PSEUDO-STATICHE
Blocco 1	1.308	1.127
Blocco 2	1.513	1.277
Blocco 3	4.707	3.064
Blocco 4	3.489	2.679

Tabella 6.3: Sintesi dei fattori di sicurezza minimi ottenuti per le verifiche di scorrimento

6.3 Resistenza nominale dei geosintetici

La normativa italiana non fa nessun riferimento a fattori parziali da applicare alle resistenze dei rinforzi; tuttavia cautelativamente, si è deciso di

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

assumere i fattori di sicurezza per i rilevati rinforzati previsti dalla BS8006:1995 con le seguenti considerazioni.

La norma, ai fini della determinazione dell'effettiva resistenza di esercizio di un geosintetico, prevede di utilizzare i seguenti fattori di sicurezza:

- **F_{creep}** coefficiente che tiene globalmente in conto della resistenza a lungo termine della geogriglia; nel caso in esame è stato assunto uguale all'unità poiché le terre rinforzate saranno soggette agli sforzi ipotizzati nelle verifiche solo per un intervallo di tempo molto ridotto che esclude fenomeni di creep; infatti, l'opera rappresenta la spalla di appoggio di un banco di rifiuti e i blocchi saranno realizzati in avanzamento con la coltivazione dei rifiuti stessi (ovvero poco prima del loro abbancamento), motivi per cui il paramento rimarrà "a vista" solo per un breve periodo;
- f_{m1} coefficiente che tiene in conto delle caratteristiche intrinseche del materiale e che si suddivide in due ulteriori coefficienti:
    - coefficiente per le imperfezioni del processo produttivo;
    - coefficiente per i fenomeni di creep.

  Nel caso in esame si è posto uguale ad 1.1 avendo tenuto in conto solo delle imperfezioni dovute al processo produttivo ed escludendo, per le medesime considerazioni esplicate nel punto precedente, i fenomeni di creep;
- f_{m2} coefficiente che tiene in conto dei fattori esterni e che si suddivide in due ulteriori coefficienti:
    - coefficiente per il danneggiamento della griglia in fase di installazione;
    - coefficiente per i fenomeni di aggressione chimica e degrado ambientale.

  Nel caso in esame si è posto uguale ad 1.1 avendo tenuto in conto solo danneggiamento della griglia in fase di esecuzione ed escludendo la possibilità di un significativo attacco chimico, posto che i blocchi saranno separati dai rifiuti tramite il pacchetto di impermeabilizzazione dell'ampliamento.

La resistenza nominale della geogriglia sarà dunque determinata tramite la seguente espressione:

$$T_{nominale} = \frac{T_{progetto} \cdot f_{m1} \cdot f_{m2}}{F_{creep}}$$

dove la $T_{progetto}$ rappresenta la resistenza utilizzata nel codice di calcolo pari a 125 kN/m (300 kN/m per la parte terminale del terzo blocco).

Sostituendo i valori citati si ottiene che, per garantire i coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche di stabilità riportate in Allegato B, la resistenza nominale delle geogriglie dovrà essere:

$$T_{nominale} = \frac{125 \cdot 1.1 \cdot 1.1}{1.0} \approx = \mathbf{150} \text{ kN/m}$$

$$T_{nominale} = \frac{300 \cdot 1.1 \cdot 1.1}{1.0} \approx = \mathbf{350} \text{ kN/m}$$

ovvero le resistenze nominali già citate nel paragrafo 6.2.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

7. STABILITÀ DELLA COPERTURA DEFINITIVA

7.1 Stratigrafia del pacchetto di copertura

Il pacchetto di copertura definitiva proposto è stato progettato in modo tale da garantire la stabilità dello stesso rispetto a fenomeni di scivolamento lungo le interfacce tra i geosintetici e tra i geosintetici e il materiale minerale.

In particolare sulla sommità è prevista la seguente sequenza di materiali:

- strato di terreno vegetale, di spessore pari a 1,00 m;
- geotessuto di protezione del dreno da eventuali intasamenti da 125 g/m2;
- strato di drenaggio dello spessore di almeno 50 cm;
- telo impermeabile in polietilene a bassa densità LDPE dello spessore di 0,7 mm;
- strato di argilla compattata ($k \leq 10^{-6}$ cm/s) avente lo spessore di 50 cm;
- telo di tessuto non tessuto da 125 g/m2;
- dreno dello spessore di circa 50 cm;

Lo spessore complessivo della copertura è pertanto di 2,50 m.

Per le superfici inclinate, date le difficoltà di posa dovute alla pendenza, si propone la sostituzione dei materiali minerali con materiali artificiali a dare la seguente sequenza:

- strato di terreno vegetale, di spessore pari a 1,50 m, suddiviso in strati di spessore massimo 0.5 m separati da geogriglie;
- geocomposito drenante;
- geocomposito bentonitico con permeabilità $k \leq 10^{-6}$ cm/s;
- geocomposito drenante.

Lo spessore complessivo della copertura è pertanto di 1,50 m.

Per le berme interposte tra le superfici inclinate, la sequenza di materiali è la seguente:

- strato di terreno vegetale, di spessore pari a 1,00 m con una percentuale organica in grado di accogliere la vegetazione finale;
- geotessuto di protezione del dreno da eventuali intasamenti;

- strato di drenaggio delle acque di infiltrazione dello spessore di almeno 50 cm all'interno del quale sarà alloggiata una tubazione in PVC DN 200 mm per il recapito delle acque raccolte al sistema di regimazione superficiale;
- prolungamento e ancoraggio del geocomposito drenante di parete;
- geocomposito bentonitico coesionato meccanicamente di spessore minimo pari a 0,55 cm con permeabilità $k \leq 5 \times 10^{-11}$ m/s;
- strato di drenaggio del biogas dello spessore di circa 50 cm all'interno del quale sarà alloggiata una tubazione in HDPE macrofessurata di captazione. Il biogas biogas sarà estratto attraverso dei pozzetti posti a distanze regolari lungo la linea;
- prolungamento e ancoraggio del geocomposito drenante di parete;

Lo spessore complessivo della copertura è pertanto di 2,00 m.

7.2 Ipotesi di calcolo

Le problematiche relative alla stabilità delle coperture sono legate ai possibili scivolamenti lungo le interfacce dei geosintetici a causa delle sollecitazioni indotte dal peso del terreno vegetale sovrastante.

I possibili scivolamenti sono localizzati lungo le scarpate e riguardano soltanto l'interazione tra il terreno vegetale e le geogriglie di rinforzo.

Tale considerazione è frutto delle assunzioni fatte per il calcolo, ovverosia che:

- l'attrito interno del terreno di copertura e l'attrito all'interfaccia tra il terreno di copertura e le geogriglie siano tali da garantire il trasferimento di tutta la sollecitazione di taglio alle geogriglie (e non ai geosintetici sottostanti);
- le geogriglie abbiano caratteristiche di resistenza tali da sopportare la sollecitazione.

L'approccio utilizzato sia per i dimensionamenti in condizioni statiche che per quelli in condizioni sismiche, in conformità a quanto previsto dalle norme tecniche per le costruzioni, è stato quello attribuire dei coefficienti di sicurezza parziali ai parametri caratteristici del terreno (γ e ϕ'), di resistenza delle interfacce e a trazione dei materiali e di verificare che le resistenze offerte fossero comunque maggiori delle sollecitazioni.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

La scelta dei coefficienti di sicurezza parziali, per quanto concerne la fattorizzazione delle resistenze del terreno, è stata effettuata sulla base della normativa italiana (NTC08) mentre, per la riduzione delle resistenze delle geogriglie, poiché le NTC08 non danno specifiche indicazioni su coefficienti parziali da adottare su queste tipologie di materiali, è stata fatta in accordo con la normativa inglese (BS 8006).

7.3 Caratteristiche dei materiali

Le valutazioni circa la stabilità delle coperture sono, come detto, legate all'interazione tra il terreno vegetale e le geogriglie di rinforzo.

Terreno vegetale

Il terreno vegetale che verrà utilizzato a completamento della copertura definitiva ed in grado di accogliere la vegetazione finale è dovrà avere i seguenti parametri caratteristici minimi:

- γ = 18 kN/m^3 (peso di volume)
- φ' = 39° (angolo di attrito)

Si precisa che sarà realizzato uno strato più superficiale di terreno di coltivo vero e proprio dello spessore di 30 cm, più idoneo ad ospitare il rinverdimento e tenuto in posto dalla biostuoia picchettata superficiale.
Il materiale sottostante sarà invece costituita da un'idonea miscela di terreno con materiale inerte. Ciò avrà il duplice scopo di garantire il raggiungimento dell'angolo d'attrito interno di progetto grazie alla struttura interna fornita dallo scheletro lapideo al materiale vegetale e di favorire il convogliamento delle acque di infiltrazione al sottostante strato di captazione (geocomposito drenante).
Si sottolinea inoltre che il materiale utilizzato ad oggi per le coperture, posato su superfici del tutto analoghe a quelle di progetto sia in termini di lunghezza che di inclinazione della scarpata, si è dimostrato stabile anche nel lungo periodo.

Geogriglie di rinforzo

La determinazione delle caratteristiche del geosintetico di contatto con il terreno vegetale riportata all'Allegato C è stata effettuata, come detto, in modo tale che le

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

sollecitazioni non si trasferiscano ai geocompositi sottostanti per i quali quindi non saranno necessari particolari requisiti di resistenza.
Sulla base delle considerazioni appena esposte, si può affermare che il le geogriglie di rinforzo del terreno vegetale dovranno avere le seguenti caratteristiche:

- garantire un angolo di interazione con il terreno vegetale minimo di 39°;
- garantire una resistenza a trazione di 240 kN/m.

7.4 Analisi di stabilità in condizioni statiche

La verifica è stata eseguita tramite l'approssimazione a pendio indefinito. Sulla base dei calcoli effettuati, il cui dettaglio è riportato in Allegato C1, è stato stabilito che, affinché sia rispettato l'equilibrio della copertura, il terreno vegetale deve avere un angolo di attrito interno di 39° e che il geosintetico/geogriglia a contatto con il terreno suddetto debba avere un angolo di interfaccia di almeno 36° ed una resistenza caratteristica a rottura di almeno 240 kN/m. Tale valore di resistenza tiene già in conto del coefficiente di sicurezza sui rinforzi così come definito nel par. 6.3, tenendo in conto questa volta anche dei fenomeni dovuti al creep, alla luce della vita nominale del pacchetto di copertura.

7.5 Analisi di stabilità in condizioni sismiche

Analogamente al caso statico, la stabilità della copertura può essere verificata con la soluzione valida per il pendio indefinito. Come presentato in dettaglio nell'Allegato C2, i coefficienti parziali per le resistenze al taglio dei materiali sono i medesimi delle condizioni statiche in accordo alle NTC08, solo il coefficiente parziale di resistenza a trazione delle geogriglie è variato in accordo con la normativa inglese (BS 8006) per tenere conto del fatto che gli eventi sismici hanno breve durata e pertanto la rottura non dipende da fenomeni di creep.
Con i valori di progetto dei vari parametri di resistenza dei materiali interessati si ottengono valori del fattore di sicurezza maggiori dell'unità.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

8. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. AUGELLO, A.J., MATASOVIC, N., BRAY, J.D., KAVAZANJIAN, E. and SEED, R.B. (1995), *Evaluation of Solid Waste Landfill Performance During the Northridge Earthquake*. ASCE Geotechnical Special Publication N.54: Earthquake design and performance of solid waste landfills. Proceedings ASCE Annual Convention. San Diego, USA.
2. BRAY, J.D., AUGELLO, A.J., LEONARDS, G.A., REPETTO, P.C. AND BYRNE, R.J. (1993), *Seismic Stability Procedure for Solid Waste Landfills*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 121 N. 2.
3. COWLAND, J.W., TANG, K.Y. e GABAY, J. (1993), *Density and Strenght Properties of Hong Kong Refuse*. Proc. 4th International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, pp. 1433-1446.
4. DEL GRECO, O. e OGGERI, C. (1993), *Geotechnical Parameters of Sanitary Wastes*. Proc. 4th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, Vol. II pp. 1434-1446.
5. DIXON, N. e JONES, D.R.V. (2004), *Engineering Properties of Municipal Solid Waste*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 23, June 2005, pp. 205-233.
6. DIXON, N., ZHANG, B. e EL-HAMALAWI, A. (2005), *Constitutive Modelling of MSW*. Proc. 10th International Waste Management, and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 2005, 3-7 Ottobre.
7. EDIL, T.B., RANGUETTE, V.J. e WUELLNER, W.W. (1990), *Settlement of Municipal Refuse*. Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice, ASTM STP 1070, Philadelphia, 225-239.
8. FASSETT, J., LEONARDS, G.A. e REPETTO, P.C. (1994), *Geotechnical Properties of Municipal Solid Waste and Their Use in Landfill Design*. Proc. Waste Tech '94, Solid Waste Association of North America, Silver Springs, Maryland, pp. 1-31.
9. FRATALOCCHI, E., PASQUALINI, E., PATACCHINI, C., STELLA, M. e VEGGI, S. (2003), *Stabilità delle discariche controllate per rifiuti solidi urbani*. Conferenze di Geotecnica di Torino, XIX ciclo.
10. GOLDER ASSOCIATES (1993), Unpublished internal report.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

11. GRISOLIA, M., NAPOLEONI, Q. and TANCREDI, G. (1995), *The use of triaxial tests for characterization of MSW*. Proc. 5th International Waste Management, and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 1995, II, 761-768.
12. JESSBERGER, H.L. and KOCKEL, R. (1991), *Mechanical Properties of Waste Materials*. Atti del XV ciclo di Conferenze di Geotecnica del Politecnico di Torino (Italy).
13. JESSBERGER, H.L. and KOCKEL, R. (1993), *Determination and Assessment of the Mechanical Properties of Waste Materials*. Proc. 4th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, CISA. 167-177.
14. JESSBERGER, H.L. (1994), *Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction, Part. 2: Materials Parameters and Test Methods*. Institution of Civil Engineers Geotechnical Engineering Journal, 107, 105-113.
15. JONES, D.R.V., TAYLOR, D.P. e DIXON, N. (1997), *Shear Strenght of Waste and Its Use in Landfill Stability Analysis*. Proceedings Geonvironmental Engineering Conference, Yong, R.N., Thomas, H.R. (Eds.), Thomas Telford, 343-350.
16. KAVAZANJIAN, E. JR., MATASOVIC, N., BONAPARTE, R. e SCHMERTMANN, G.R. (1995), *Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis*. Geonvironment 2000, ASCE Geotechnical Special Publication #46, V. 2, pp. 126-141.
17. KAVAZANJIAN, E. JR. (2001 *Mechanical Properties of Municipal Solid Waste*. Keynote Lecture, Proc Proc. 8th International Waste Management, and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 415-424
18. KAVAZANJIAN, E. JR. (2006), *Waste mechanics. Recent Findings and Unanswered Question*. Keynote Lecture, Proc. Geoshanghai International Conference, Shanghai, China, June 6-8, 2006.
19. KOLSH, F. (1995), *Material Values for Some Mechanical Properties of Domestic Waste*. Proc. 5th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, Vol. 2, pp. 20.
20. LANDVA, A.O. e CLARK, J.I. (1986), *Geotechnical Testing of Waste Fill*. Proceedings of Canadian Geotechnical Conference, Ottawa, Ontario, pp. 371-385.
21. LANDVA, A.O. e CLARK, J.I. (1990), *Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice*. A Landva and G.D. Knowles, eds, ASTM STP 1070, Philadelphia, Pa, USA, pp. 86-105.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

22. LINGH, H.I., LESHCHINSKY, D., MOHRI, Y. e KAWABATA, I. (1998), *Estimation of Municipal Solid Waste Landfill Settlement*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(**1**), 21-28.
23. MACHADO, S.L., CARVALHO, M.F. e VILAR, O.M., (2002), *Constitutive Model for Municipal Solid Waste*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 128(**11**), pp. 940-951.
24. MANASSERO, M., e PASQUALINI, E. (1993), *Design and Construction of Barricalla Hazardous Waste Landfill*. Geotechnical News, BiTech Publishers, Richmond, B.C., 11(**4**).
25. MANASSERO, M., PASQUALINI, E. e VEGGI, S. (1994), *Stability of Compacted Clay Liners at Landfill Sidewalls*. Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, India, 1994, pp. 1587-1590.
26. MANASSERO, M., VAN IMPE, W.F. e BOUAZZA, A. (1996), *Waste disposal and containment*. State of the Art Report, Proc. 2nd ICEG, Osaka, A.A. Balkema, Rotterdam.
27. 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.
28. 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.
29. MESRI, G., e ABDEL-GHAFFAR, M.E.M. (1993), *Cohesion Intercept in Effective Stress-Stability Analysis*. Journal of Geotechnical Engineering, 119(**8**), pp. 1229-1249.
30. MITCHELL, J.K., e MITCHELL, R.A. (1991), *Stability of Landfills*. Atti del XV ciclo di Conferenze di Geotecnica del Politecnico di Torino (Italy).
31. ORR, W.R. and FINCH, M.O. (1990), *Solid waste landfill performance during the Loma Prieta earthquake*. ASTM Special Technical Publication N. 1070: Geotechnics of wastefills. Theory and practice.
32. OWEIS, I.S. e KHERA, R. (1990), *Geotechnology of Waste Management*. Butterworths, Boston.

è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

33. 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.
34. SANCHEZ-ALCITURRI, J.M., PALMA, J., SAGASETA, C. e CANIZAL, J. (1993), *Mechanical Properties of Wastes in a Sanitary Landfill*. Proc. International Conference *Green* '93, Bolton University, Bolton, A.A. Balkema, Rotterdam.
35. SIEGEL, R.A., ROBERTSON, R.J. and ANDERSON, D.G. (1990), *Slope stability investigations at a landfill in Southern California*. ASTM Special Technical Publication N. 1070: Geotechnics of wastefills. Theory and practice.
36. SINGH, S. AND MURPHY, B.J. (1990), *Evaluation of the stability of sanitary landfills*. ASTM Special Technical Publication N. 1070: Geotechnics of wastefills. Theory and practice.
37. SOWERS, G.F. (1973), *Settlement of Waste Disposal Fills*. VIII Proc. Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Moscow, Vol. 2, pp. 207-212.
38. VAN IMPE, W.F. and VAN IMPE, P. (1999), *Mechanical properties of MSW and considerations on consolidation of dredged material*. Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino XVII ciclo, "Controllo e gestione degli inquinanti nel sottosuolo", 23-24-25 Novembre.
39. VEGGI, S. (1994), *Progettazione geotecnica di una discarica*. Atti "Caratterizzazione dei terreni e delle rocce per la realizzazione di infrastrutture: teorie, tecnologie ed esempi". Firenze. Ordine dei Geologi della Toscana.
40. 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.
41. YEN, B.C. e SCANLON, B. (1975), *Sanitary Landfill Settlement Rates*. Journal of Geotechnical Engineering, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 105(**5**), 475-487.
42. ZEKKOS, D.P., BRAY, J.D., KAVAZANJIAN, E. JR., MATASOVIC, N., RATHJE, E., RIEMER, M. e STOCKOE II, K.H. (2005), *Framework for the Estimation of MSW Unit Weight Profile*. Proc. 10th International Waste Management and Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 3-7 October 2005.