COMUNE DI CHIAVENNA

PROVINCIA DI SONDRIO

RILEVATO IN TERRA RINFORZATA CON VALLO

PIANO DI LOTTIZZAZIONE DI INIZIATIVA PRIVATA

Ambito di trasformazione 1.1. Via per uggia

CHIAVENNA (SO)

E.G.2 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMITTENTE:

Sig.ri Crottogini Rosalda, Geronimi Cesare, Geronimi Nicola,

Patrini Gabriele, Tomera Paola, Balatti Francesca,

Zuccoli Guido, Zuccoli Maria Raffaella, Osteiner Albina,

Geronimi Francesca, Canevari Davide,

Canevari Elena, Sesti Paola Chiara

PROGETTISTA:

Ing. Christian Panzeri

Via Carducci, 6 - Chiavenna (SO)

Chiavenna, marzo 2015

INDICE

- PREMESSA pag.3
- RIFERIMENTI NORMATIVI E CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA pag.3
- CENNI DI STORIA pag.4
- CARATTERISTICHE DEL RINFORZO pag.6
- SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO E TIPOLOGIA DELLE VERIFICHE pag.8
- BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO pag.16

1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta per la progettazione di opere di difesa da caduta massi.
Si propone la realizzazione di un rilevato paramassi in terra rinforzata con geogriglie estruse in HDPE.
I rilevati in terra rinforzata sono accettati dalla maggior parte degli studiosi come strutture che si pongono in una fascia di energia di assorbimento prossima a quella delle barriere metalliche attualmente sul mercato.
Oltre alle ottime performance in termini di efficacia di protezione, tra i vantaggi che un rilevato paramassi può presentare nei confronti di una per quanto moderna barriera metallica ad elevato assorbimento di energia, possiamo ricordare:

- efficienza della protezione anche in caso di "sciame" di frana, ovvero di crolli ripetuti lungo la medesima direttrice;
- manutenzione molto ridotta anche a seguito di estesi fenomeni di crollo;
- durata dell'opera nel tempo senza ammaloramenti o decadimento anche a seguito di fenomeni quali incendi;
- impatto ambientale trascurabile, specie se il manufatto viene mascherato con adeguati interventi di ingegneria naturalistica;
- possibilità di riutilizzo di materiale franato in epoche precedenti e comunque di smaltimento del materiale in conoide di frana.

Un aspetto negativo di un manufatto di questo tipo, normalmente realizzato a sezione trapezia, potrebbe essere la necessità di occupare una vasta fascia di terreno come base per il rilevato, tanto maggiore quanto maggiore è l'altezza del rilevato stesso. Questo problema è stato risolto realizzando manufatti in terra con inclinazioni sull'orizzontale superiori a quelle ammissibili dalla natura dei terreni impiegati proprio grazie all'utilizzo della tecnica delle Terre Rinforzate.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA

Le verifiche di seguito descritte sono state effettuate nel rispetto delle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle Costruzioni italiane (di seguito NTC '08) approvate con D.M. il 14/01/2008 e nelle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
Con riferimento alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, la verifica della sicurezza dell'opera sarà condotta agli stati limite ultimi (SLU). La verifica agli stati limiti di esercizio, considerata la natura dell'opera, la sua flessibilità e deformabilità, non risulta essere critica, in quanto l'opera può sopportare deformazioni che non ne pregiudicano la funzionalità e l'esercizio. Spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto si potrebbero manifestare solo per collasso della struttura, e quindi a seguito di condizioni di carico e di sollecitazione ricoperte nelle verifiche allo SLU, più severo.
Sulla base delle NTC '08 le terre rinforzate vengono classificate come muri di sostegno (par. 6.5 delle NTC '08): "Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile: ... - omissis - ... strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio ... - omissis - ... terra rinforzata, muri cellulari)."
Seguendo tale classificazione, per tutte le opere di sostegno debbono essere effettuate tre tipi di verifiche agli stati limite ultimo:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido:	EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:	STR
- lo stato limite di resistenza del terreno:	GEO

3. CENNI DI TEORIA

Un semplice modello aiuta a spiegare il principio a cui si ispirano le tecniche per la terra rinforzata.
Consideriamo l'elemento di terreno in Fig. 1a, che è parte di una massa indefinita di terreno: l'applicazione di uno sforzo verticale σ_v causa una deformazione nell'elemento e il conseguente sforzo orizzontale σh causato dalla compressione laterale del terreno adiacente che si oppone alla deformazione.
Orizzontalmente il terreno subisce una deformazione ε , che è causa principale di rottura locale.
Quando, come in Fig. 1b, un elemento di rinforzo è messo nel terreno, l'applicazione di uno sforzo verticale è seguito dalla deformazione dell'elemento di terreno e dall'allungamento dell'elemento di rinforzo.
Questo allungamento genera poi una resistenza a trazione T nel rinforzo, che subito dopo produce uno sforzo orizzontale σ_h. Questo sforzo, che fornisce anche l'azione di confinamento sui granuli di terreno, contribuisce a resistere alle forze orizzontali e a ridurre le deformazioni orizzontali. Perciò l'inclusione di una geogriglia nella massa di terreno riduce le deformazioni e gli sforzi applicati al terreno.

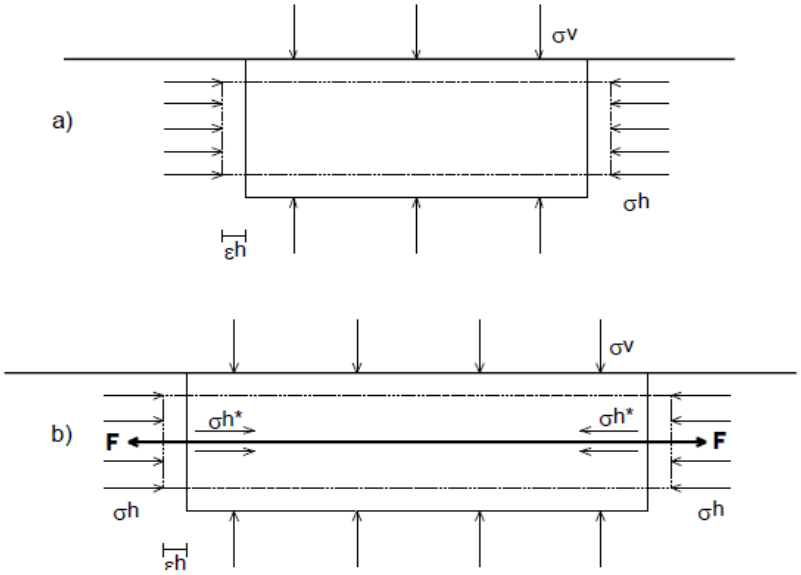


Fig. 1 – Sforzi e deformazioni in un elemento di terreno non rinforzato (a) e rinforzato (b)

Gli sforzi verticali σ_v applicati al terreno possono perciò essere incrementati.
Riguardo alla resistenza agli sforzi di taglio, in accordo con la Fig. 2 in un elemento di terreno incoerente abbiamo:

$$(\tau_{yx})_{max} = \sigma_y \cdot \tan \phi_{max} \qquad (1)$$

dove

ϕ_{max} = massimo angolo di resistenza a taglio del terreno;
$(\tau_{yx})_{max}$ = massimo sforzo di resistenza a taglio fornito dal terreno.

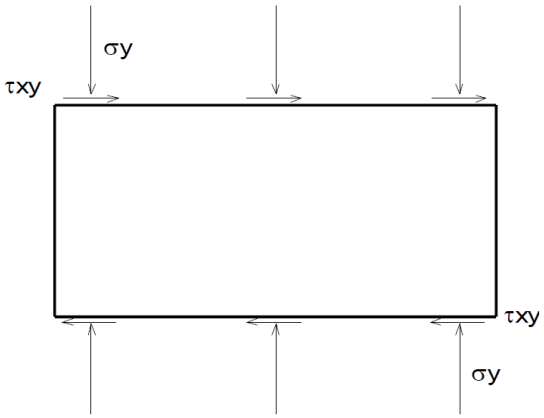


Fig. 2 – Resistenza agli sforzi di taglio in un elemento di terreno non rinforzato

Quando l'elemento di terreno è attraversato da un elemento di rinforzo inclinato di un angolo θ rispetto alla verticale (Fig. 3), lo stato tensionale è modificato perché la sollecitazione T genera uno sforzo di taglio prodotto dalla componente tangenziale $T \cdot \text{sen}\,\theta$, mentre componente normale $T \cdot \cos\theta$ genera un'altra τ_{yx} dovuta all'angolo d'attrito ϕ_{max} del terreno.

$(\tau_{yxr})_{max}$	$= \sigma_{yr} \cdot \tan\phi_{max}$	$+ (T/A_s) \cdot \cos\theta \cdot \tan\phi_{max}$	$+ (T/A_s) \cdot \text{sen}\theta$	(2)
Resistenza a taglio totale	resistenza a taglio del solo terreno	sforzo di taglio generato dalla componente normale di T	sforzo di taglio generato dalla componente tangenziale di T	

dove

$A_s =$ area dell'elemento di rinforzo;

$(\tau_{yxr})_{max} =$ massimo valore di resistenza a taglio del terreno rinforzato.

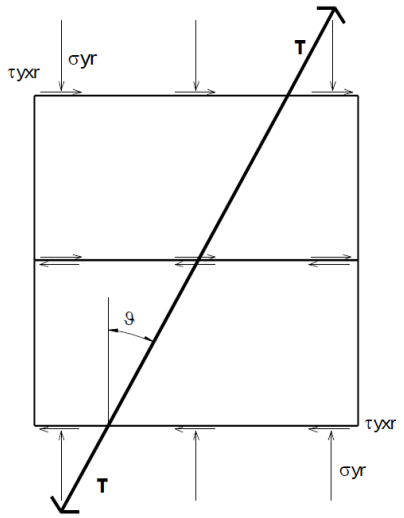


Fig. 3 – Resistenza agli sforzi di taglio in un elemento di terreno rinforzato

I fattori influenzanti la resistenza a taglio del terreno rinforzato sono:

- resistenza e rigidezza del rinforzo relativamente al terreno circostante;
- posizione del rinforzo;
- forma del rinforzo, che deve poter sviluppare un elevato angolo d'attrito apparente all'interfaccia con il terreno;
- caratteristiche di *creep* (allungamento sotto carico di trazione costante) del rinforzo durante la vita di progetto;
- durabilità del rinforzo.

In particolare la struttura geometrica del rinforzo deve garantire un attrito elevato, tale da evitare possibili sfilamenti del rinforzo stesso a causa della forza di trazione T cui è sottoposto. Bisogna rilevare che un rinforzo troppo rigido può rompersi per piccole deformazioni senza mobilitare valori di resistenza elevati; un materiale troppo estensibile non riuscirebbe a fornire un rinforzo sufficiente se prima non si verificano grosse deformazioni, deformazioni solitamente incompatibili con la vita di una struttura.

La stabilità globale del terreno rinforzato è basata sull'interazione tra terreno e rinforzo. E' comunque necessario proteggere la facciata del manufatto dall'erosione.

I principali vantaggi delle opera in terra rinforzata sono i seguenti:

- costo complessivo più basso: la possibilità di costruire pendii più ripidi riduce la quantità di materiale necessaria per un rilevato; è inoltre possibile utilizzare il materiale di scavo;
- miglioramento della stabilità: il rinforzo garantisce un miglioramento nel fattore di sicurezza;
- possibilità di costruire direttamente su terreni a debole capacità portante; un rinforzo posto sulla base permette di costruire direttamente su terreni scadenti, che normalmente richiederebbero una consolidazione preliminare e grande cautela durante la costruzione.

4. CARATTERISTICHE DEL RINFORZO

Le geogriglie di rinforzo indicate sono di tipo mono-orientato (cioè caratterizzate da una resistenza a trazione maggiore in una direzione), prodotte per estrusione in polietilene ad alta densità (HDPE), e successivamente stirate in direzione longitudinale.
Ai fini del calcolo, le resistenze di progetto sono state calcolate come suggerito dalla normativa americana GRI (Geosynthetic Research Institute) GG1, GG2 e GG3. In particolare, secondo la suddetta normativa, la resistenza ammissibile è determinata applicando opportuni Fattori di Sicurezza parziali alla resistenza di progetto a lungo termine (LTDS).

$$P_{amm} = \frac{LTDS}{\left(FS_{giunzione} \cdot FS_{chimico} \cdot FS_{biologico} \cdot FS_{danni\ ambientali}\right)} \qquad (3)$$

La Resistenza di Progetto a Lungo Termine (LTDS) è ricavata in base a prove accelerate di creep di trazione eseguite a 10°, 20° e 40°C mediante estrapolazione dei risultati a 120 anni.
Il fattore di riduzione per creep, o la resistenza di lungo termine del prodotto impiegato deve essere certificata dal produttore mediante prove di trazione di lungo termine (creep) che siano state condotte sulla tipologia di rinforzo previsto per una durata non inferiore alle 100.000 ore.
Nel caso in cui la massima durata delle prove sia inferiore, alla resistenza di lungo termine calcolata, dovrà applicarsi un ulteriore fattore riduttivo secondo quanto previsto dal codice BS 8006.

$f_{estrapolazione\ dei\ dati} = \log_{10}$ (vita utile dell'opera/ massima durata della prova)

Geosintetici senza prove di creep certificate non saranno presi in considerazione.

I valori delle resistenze a lungo termine per le geogriglie possono essere ricavate applicando un opportuno fattore di sicurezza per il creep pari a 2.44.
I valori previsti nel progetto sono indicati in Tab. 1.

Tab. 1: Resistenza a lungo termine delle geogriglie

Resistenza di picco (kN/m)	Resistenza a lungo Termine (kN/m)
45	18.45

I Fattori di Sicurezza chimico e biologico per le geogriglie sono pari a 1.00, in quanto la tecnologia costruttiva ed i materiali sono tali da garantire contro il rischio di danneggiamento a seguito di aggressione chimica o biologica (le geogriglie in HDPE sono chimicamente e biologicamente inerti). I risultati di prove eseguite dal Laboratorio Geosyntec (1991) in U.S.A., su geogriglie estruse in HDPE, in accordo agli Standard di prova E.P.A. 9090 dall'Environmental Protection Agency con esposizione delle geogriglie estruse Tenax a un percolato sintetico aggressivo mostrano chiaramente come esse non siano soggette ad attacco chimico. Inoltre le geogriglie estruse in HDPE sono risultate essere resistenti all'attacco di micro organismi (batteri aerobi ed anaerobi, funghi ed alghe) e macro organismi (roditori e termiti).
Dal momento che le geogriglie sono progettate sulla base della loro LTDS, esse non saranno mai soggette a forze di trazione maggiori della LTDS stessa. Pertanto la Resistenza delle Giunzioni R_j deve essere uguale perlomeno alla LTDS moltiplicata per un opportuno Fattore di Sicurezza $FS_{GIUNZIONE}$:

$$R_j > LTDS \times FS_{GIUNZIONE} \qquad (4)$$

dove $FS_{GIUNZIONE}$ può essere ragionevolmente assunto pari a 1.50.
Per le geogriglie previste, le resistenze delle giunzioni sono indicate in Tab. 2

Tab. 2: Resistenza delle giunzioni delle geogriglie

Resistenza di picco (kN/m)	Resistenza delle giunzioni (kN/m)
45	36

Le prove di trazione vengono eseguite “attraverso le giunzioni”, ossia inserendo l’intera giunzione nei morsetti del tensiometro; se è verificata l’equazione sopra riportata, il Fattore di Sicurezza per la resistenza delle giunzioni, come prescritto dalla normativa GRI-GG4, può essere assunto uguale a 1.00.

Quando il materiale di riempimento, specialmente se caratterizzato da elementi a spigolo vivo, viene sparso sulle geogriglie e compattato, le geogriglie possono subire danneggiamenti dovuti al punzonamento e all’abrasione da parte dell’aggregato. Ogni tipo di geogriglia subisce un diverso livello di danneggiamento, che può essere valutato per mezzo di prove di trazione eseguite su campioni danneggiati e non danneggiati. Un esteso programma di prove su questo argomento è stato coordinato in UK per valutare la resistenza residua di differenti geosintetici dopo essere stati sottoposti a una procedura di danneggiamento a scala reale. la procedura di danneggiamento è stata eseguita dal TRRL (Transport Road Reseach Laboratory), seguendo le direttive fissate da Watts & Brady (1990); i test di trazione sono poi stati eseguiti al laboratorio BTTG (British Textile Technology Group). In base ai risultati di tale campagna di prove, che dimostrano come le geogriglie in polietilene, sottoposte a prove di danneggiamento con diversi tipi di terreno, ritengano pressoché completamente la resistenza iniziale, il Fattore di Sicurezza contro i danni ambientali può essere assunto come indicato in Tab. 3.

Tab. 3 - Fattore di sicurezza per i danni ambientali per i vari tipi di terreno

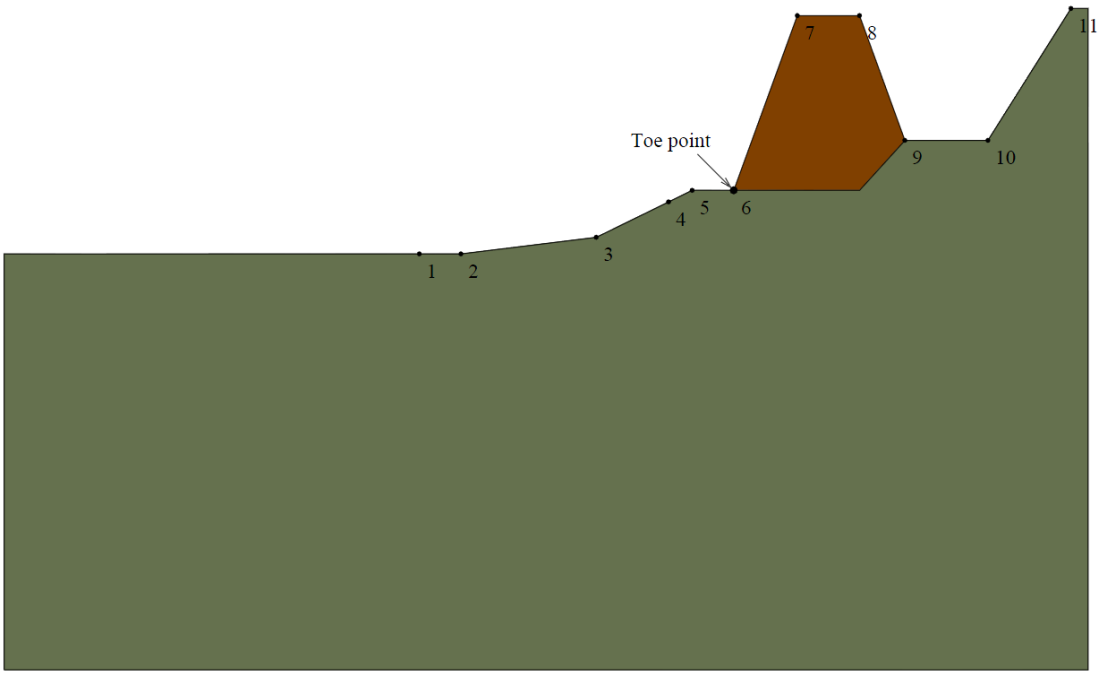
tipo di terreno	Dimensioni granuli	$FS_{\text{danni ambientali}}$
limo ed argilla	< 0.06 mm	1.00
ceneri di combustione	Variabile	1.00
Sabbie fini e medie	0.06 – 0.6 mm	1.00
Sabbie grosse e ghiaietto	0.6 – 6 mm	1.00

In base a queste considerazioni, considerata la natura del terreno che si prevede di impiegare, è possibile assumere come unitari tutti i fattori di sicurezza parziali, ed ammettere come tensione ammissibile di progetto la resistenza a lungo termine delle geogriglie stesse.

In sede di calcolo pertanto si sono assunte come tensioni di progetto i seguenti valori geogriglia con resistenza massima a trazione 45 kN/m: resistenza di progetto 18.45 kN/m

4.1 Caratteristiche geometriche del rilevato

Il tomo critico ha altezza fuori terra di 3.00m lato monte e variabile da 3m a 4,5m lato valle, inclinazione delle facciate di monte e di valle pari a 72°, larghezza in sommità 1.50 m. La base del tomo presenta una larghezza variabile da 3.50m a 3.85m.



5. SCELTA DEI PARAMETRI DI PROGETTO E TIPOLOGIA DELLE VERIFICHE

5.1 Coefficienti parziali

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni sono i seguenti (Norme Tecniche).

Tabella 4 (NTC '08, Tab. 6.2.I)

AZIONE	EFFETTO	SIMBOLO (γ_f)	COEFFICIENTE PARZIALE		
			EQU	A1	A2
Permanente	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
Permanente	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanente non strutturale	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
Permanente non strutturale	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabile	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
Variabile	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici dei terreni che partecipano all'azione stabilizzante (resistente) ed instabilizzante (spingente) sono i seguenti (Norme Tecniche).

Tabella 5 (NTC '08, tab. 6.2.II)

PARAMETRO		Coefficiente parziale (γ_m)	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Per quanto attiene, invece, ai coefficienti parziali per le resistenze geotecniche, essi sono i seguenti.

Tabella 6 (NTC '08, tab. 6.5.I)

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R1)	Coefficiente parziale γ_R (R2)	Coefficiente parziale γ_R (R3)
Capacità portante della fondazione	1.0	1.0	1.4
Scorrimento	1.0	1.0	1.1
Resistenza del terreno a valle	1.0	1.0	1.4

Tabella 7 (NTC '08, tab. 6.8.I)

VERIFICA	Coefficiente parziale γ_R (R2)
Stabilità globale	1.1

5.2 Dati terreno

Un'opera in terra rinforzata con geogriglie estruse in HDPE può essere realizzata con qualunque tipo di terreno, purché questo abbia minime proprietà frizionali e, soprattutto, possa essere steso e compattato.
Per la realizzazione del rilevato si prevede l'impiego di materiale dotato di buone capacità autodrenanti; per tale terreno, compattato al 95% dello standard Proctor, si ipotizzano le seguenti proprietà meccaniche minime:

peso di volume: 19.00 kN/m³
angolo di attrito: 35
Coesione: 0.00 kPa

Per il terreno in sito possono essere adottati i seguenti parametri:

peso di volume: 19.0 kN/m³
angolo di attrito: 30
Coesione: 0.00 kPa

Tabella 9: Azioni corrette con coefficienti M

PARAMETRO		VALORE	VALORI CORRETTI M2
Terreno di riempimento			
Angolo di attrito interno	°	35	29.26
Coesione efficace	kPa	0	0
Peso dell'unità di volume	kN/m^3	19	19
Terreno in sito			
Angolo di attrito interno	°	30	24.79
Coesione efficace	kPa	0	0
Peso dell'unità di volume	kN/m^3	19	19

5.3 Stati limite ultimi (SLU)

In tutte le verifiche, dovrà risultare soddisfatta la condizione:

$E_d \leq R_d$

in cui E_d rappresenta il valore di progetto delle azioni, mentre R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Nel caso in oggetto vengono sviluppate le verfiche relative alla tipologia di rinforzo impiegato, cioè quella di stabilità interna (STR) , nonché quelle specifiche alla funzione di protezione dalla caduta massi e relative all'impatto (GEO e EQU).

5.4 Verifiche di stabilità interna

Per qualunque materiale esiste un angolo di inclinazione limite del pendio β_{lim} a cui un pendio non rinforzato può essere costruito con sicurezza. Per il caso di materiale incoerente e secco, l'angolo di inclinazione limite è uguale all'angolo di attrito interno del terreno: $\beta_{lim} = \varphi$

Un pendio con inclinazione maggiore di quella limite si definisce pendio ripido.
Come illustrato nei precedenti paragrafi, per realizzare un rilevato con pendio ripido è necessario aggiungere alcune forze addizionali per mantenere l'equilibrio ed il metodo più facile consiste nella posa di alcuni strati di rinforzo. Le forze che devono essere applicate al terreno per mantenere l'equilibrio possono essere sommate in una forza globale che agisce nella direzione orizzontale che è poi la direzione dei rinforzi.

Le forze addizionali richieste per l'equilibrio di un pendio ripido, con un adeguato margine di sicurezza rispetto ad ogni potenziale meccanismo di rottura, possono essere determinate con un'analisi di equilibrio limite. Essa consiste nel considerare le possibili superfici di rottura e nel confrontare, per ognuna di esse, le

forze attive con le forze di attrito. Il fattore di sicurezza è calcolato come rapporto tra la massima forza di taglio fornita dal terreno prima della rottura e la forza di taglio sviluppata sulla superficie considerata. Per determinare la spinta è necessario, come detto, conoscere la forma della superficie di rottura.
Per ciascuna superficie uscente da un prefissato punto, viene determinato il rapporto tra il momento instabilizzante, provocato dal peso proprio del terreno, dai sovraccarichi, dalle azioni sismiche (applicate nel baricentro della massa identificata dalla spirale logaritmica) e dalla pressione interstiziale, ed il momento resistente, dato dalla resistenza a taglio del terreno e dalla reazione delle geogriglie. Secondo la teoria dell'equilibrio limite, tale rapporto deve assumere il valore unitario quando siano stati applicati gli opportuni fattori di sicurezza alle forze resistenti.

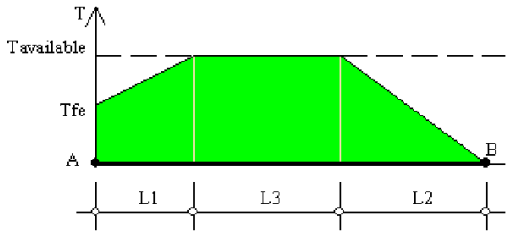
La prima superficie di rottura viene calcolata a partire dall'estremità esterna dalla geogriglia superiore. La resistenza a trazione delle geogriglie necessaria per garantire un prefissato fattore di sicurezza all'opera viene determinata per ciascuna superficie di rottura passante per l'estremità esterna della geogriglia stessa. La superficie di rottura che richiede la resistenza a trazione maggiore è identificata come critica.
La verifica viene ripetuta all'estremità della geogriglia immediatamente al di sotto, considerando come forza resistente anche l'azione del rinforzo superiore.
La superficie di rottura passante per il piede del pendio individua la cosiddetta zona "attiva" del pendio stesso, cioè la parte del pendio che potenzialmente può essere soggetta a scivolamento. Tale linea identifica in pratica il confine tra la zona "stabile", a tergo della linea, e quella "instabile".

Ovviamente affinché i rinforzi possano garantire la resistenza a trazione calcolata in precedenza essi devono essere sufficientemente ancorati nel terreno stabile; in pratica la "coda" del rinforzo deve penetrare all'interno del terreno "stabile" di un tratto tale da assicurarne l'ancoraggio con un opportuno fattore di sicurezza.

E' importante sottolineare come la resistenza a trazione calcolata con la verifica di stabilità interna è solitamente molto minore rispetto a quella effettivamente disponibile $t_{available}$; nota la sommatoria delle resistenze necessarie, ottenute dall'analisi di stabilità interna, si impone che tale forza sia garantita dalle sole geogriglie al piede. In pratica, detta T la sommatoria delle resistenze tj calcolate, si ipotizza che le prime *m* geogriglie al piede assorbano tutta la forza T (cioè, si impone che la sommatoria delle prime *m* $t_{available}$ resistenze sia maggiore o uguale a T). Si calcola quindi la lunghezza di ancoraggio per queste prime *m* geogriglie, che si ipotizzano sollecitate al massimo delle loro risorse, e si ammette per le restanti geogriglie che esse debbano soddisfare la sola stabilità interna.

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità interna relative alla resistenza delle geogriglie lungo ogni strato di rinforzo e alla traslazione del terreno di riempimento.

DISTRIBUTION OF AVAILABLE STRENGTH ALONG EACH REINFORCEMENT LAYER



A = Front-end of reinforcement (at face of slope)
B = Rear-end of reinforcement
AB = L1 + L2 + L3 = Embedded length of reinforcement

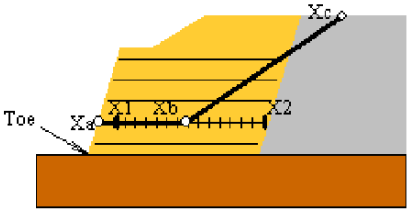
Tavailable = Long-term strength of reinforcement
Tfe = Available front-end strength (e.g., connection to facing)

L1 = Front-end 'pullout' length
L2 = Rear-end pullout length
Tavailable prevails along L3

Factor of safety on resistance to pullout on either end of reinforcement, Fs-po = 1.00

Reinforcement Layer #	Designated Name	Height Relative to Toe [m]	L [m]	L1 [m]	L2 [m]	L3 [m]	Tfe [kN/m]	Tavailable [kN/m]
1	TT045 GS	0.01	3.00	0.00	0.22	2.78	18.44	18.44
2	TT045 GS	0.60	3.00	0.00	0.27	2.73	18.44	18.44
3	TT045 GS	1.20	3.60	0.00	0.73	2.87	18.44	18.44
4	TT045 GS	1.80	3.20	0.00	0.77	2.43	18.44	18.44
5	TT045 GS	2.40	2.75	0.00	0.77	1.98	18.44	18.44
6	TT045 GS	3.00	2.30	0.00	0.91	1.39	18.44	18.44
7	TT045 GS	3.60	1.90	0.00	1.59	0.31	18.44	18.44

RESULTS OF TRANSLATIONAL ANALYSIS



Results in the table below represent critical two-part wedges identified between specified starting (X1) and ending (X2) search points. Wedges along all reinforcement layers and at elevation zero are reported. The critical two-part wedge, one for each predetermined elevation, is defined by Xa, Xb and Xc where Xa is the front end of the passive wedge (slope face), Xb is where the passive wedge ends and the active one starts, and Xc is the X-ordinate at which the active wedge starts.

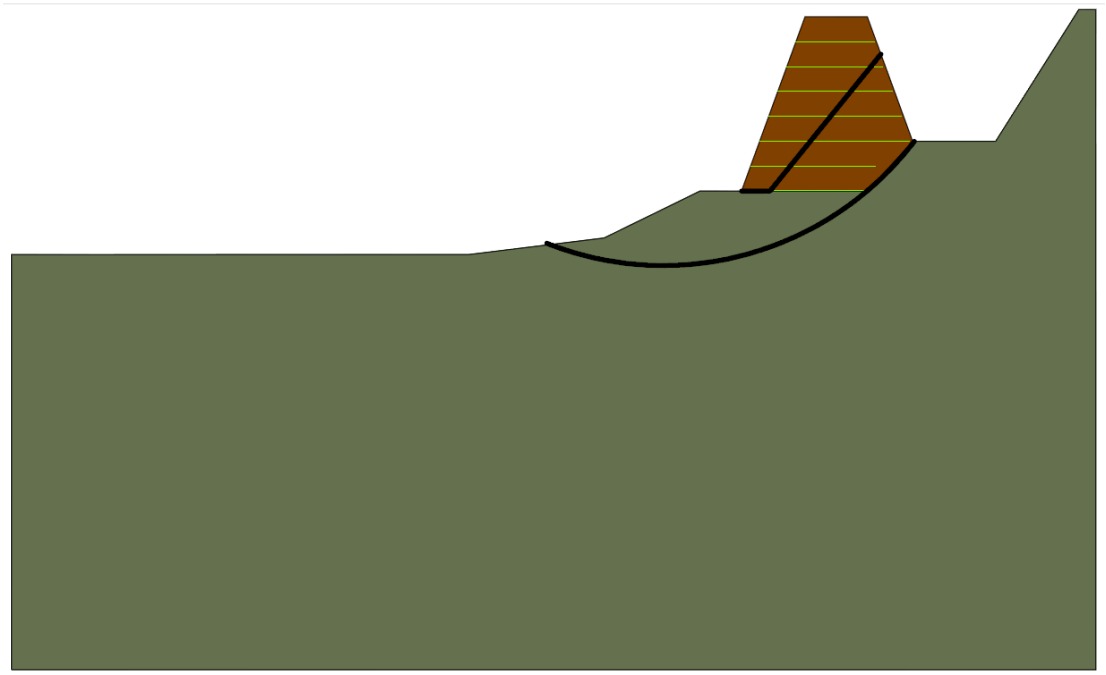
Critical two-part wedge along each interface:

Interface	Height Relative to Toe [m]	(Xa, Ya) [m]		(Xb, Yb) [m]		(Xc, Yc) [m]		Fs	STATUS
At toe elevation	0.00	106.57	101.53	107.25	101.53	109.93	104.83	1.56	OK
Reinf. Layer #1	0.01	106.57	101.54	107.28	101.54	110.17	104.15	1.60	OK
Reinf. Layer #2	0.60	106.79	102.13	107.33	102.13	109.98	104.69	1.72	OK
Reinf. Layer #3	1.20	107.01	102.73	107.62	102.73	109.91	104.87	1.88	OK
Reinf. Layer #4	1.80	107.23	103.33	107.76	103.33	109.82	105.12	2.15	OK
Reinf. Layer #5	2.40	107.44	103.93	107.90	103.93	109.72	105.40	2.53	OK
Reinf. Layer #6	3.00	107.66	104.53	108.02	104.53	109.14	105.73	3.30	OK
Reinf. Layer #7	3.60	107.88	105.13	108.81	105.13	109.29	105.73	5.18	OK

5.5 Verifiche di stabilità globale

La verifica consiste nel analizzare le superfici di rottura circolari utilizzando il metodo di Bishop modificato, i cui punti di inizio e di fine sono specificati dall'utente. Il software di calcolo individua la superficie dove risulta minimo il coefficiente di sicurezza globale tra le superfici di rotture individuate. Per ognuna di queste superfici il programma calcola il momento resistente (dato dalla reazione del rinforzo nel punto dove la geogriglia interseca la superficie moltiplicata per la distanza della reazione dal centro del cerchio considerato). Il controllo è ripetuto per ogni superficie di potenziale rottura fino a quando viene trovata la meno stabile.
La reazione della geogriglia considerata è la resistenza a trazione a lungo termine, in quanto la deformazione della geogriglia deve essere compatibile con l'opera realizzata anche a lungo termine.
I parametri geomeccanici considerati per i terreni sono quelli già descritti in precedenza.

Di seguito si riportano le verifiche di stabilità globale alla rotazione secondo il metodo di Bishop.



Critical circles for each entry point (considering all specified exit points)

Entry Point #	Entry Point (X, Y) [m]		Exit Point (X, Y) [m]		Critical Circle (Xc, Yc, R) [m]			Fs	STATUS
1	108.20	105.73	97.97	100.00	101.45	105.78	6.75	10.59	
2	108.33	105.73	97.85	100.08	101.56	105.74	6.77	5.22	
3	108.45	105.73	97.67	100.00	101.54	105.73	6.92	3.79	
4	108.58	105.73	97.86	100.08	101.72	105.76	6.86	3.24	
5	108.71	105.73	97.55	100.09	101.69	105.75	7.01	2.80	
6	108.83	105.73	98.85	100.03	102.21	105.74	6.62	2.46	
7	108.96	105.73	99.18	100.02	102.39	105.75	6.57	2.23	
8	109.09	105.73	99.51	100.00	102.57	105.75	6.52	2.05	
9	109.21	105.73	99.73	100.05	102.75	105.76	6.46	1.90	
10	109.34	105.73	100.10	100.03	102.93	105.77	6.41	1.79	
11	109.47	105.73	100.06	100.05	103.04	105.74	6.42	1.67	
12	109.59	105.73	100.69	100.11	103.37	105.73	6.22	1.58	
13	109.72	105.40	101.62	100.22	103.99	105.44	5.73	1.44	
14	109.85	105.05	101.94	100.25	104.43	105.07	5.42	1.35	
15	109.97	104.71	102.27	100.28	104.84	104.72	5.13	1.31	
16	110.10	104.36	102.26	100.29	104.84	104.91	5.29	1.31	
17	110.23	104.01	102.87	100.37	105.64	104.01	4.58	1.21	
18	110.35	103.66	102.87	100.37	105.66	104.17	4.72	1.18	
19	110.48	103.31	102.50	100.37	105.39	104.81	5.30	1.14	
20	110.60	102.96	102.50	100.36	105.23	105.76	6.05	1.12	
21	110.73	102.73	101.88	100.27	104.69	107.33	7.60	1.11	OK
22	110.86	102.73	101.89	100.27	104.54	108.17	8.33	1.13	
23	110.98	102.73	101.66	100.20	104.23	109.18	9.34	1.15	
24	111.11	102.73	101.57	100.23	104.10	110.00	10.10	1.18	
25	111.24	102.73	101.34	100.17	103.84	110.93	11.04	1.21	
26	111.36	102.73	101.03	100.13	103.56	111.94	12.07	1.24	
27	111.49	102.73	101.04	100.13	103.60	112.14	12.28	1.27	
28	111.62	102.73	100.63	100.11	103.43	112.74	12.93	1.30	
29	111.74	102.73	100.64	100.11	103.47	112.95	13.15	1.33	
30	111.87	102.73	100.35	100.07	103.43	113.03	13.32	1.36	
31	112.00	102.73	100.67	100.11	103.80	112.36	12.65	1.39	
32	112.12	102.73	100.37	100.07	103.85	111.98	12.41	1.43	
33	112.25	102.73	100.09	100.03	103.89	111.61	12.20	1.46	
34	112.38	102.73	100.40	100.06	104.23	111.09	11.67	1.50	
35	112.50	102.73	100.42	100.06	104.45	110.51	11.20	1.55	
36	112.63	102.73	100.01	100.07	104.46	110.22	11.08	1.59	
37	112.66	102.73	100.43	100.05	104.66	110.01	10.82	1.60	
38	112.61	102.73	100.43	100.06	104.56	110.28	11.03	1.58	
39	112.56	102.73	100.00	100.07	104.35	110.48	11.29	1.57	
40	112.51	102.73	100.42	100.06	104.45	110.52	11.21	1.55	
41	112.45	102.73	100.41	100.06	104.34	110.80	11.44	1.53	
42	112.40	102.73	100.71	100.10	104.44	110.83	11.36	1.51	
43	112.34	102.73	100.70	100.10	104.33	111.13	11.61	1.49	
44	112.30	102.73	100.39	100.07	104.11	111.38	11.91	1.48	
45	112.25	102.73	100.69	100.11	104.20	111.41	11.84	1.46	
46	112.17	102.73	101.31	100.18	104.39	111.48	11.72	1.45	
47	112.13	102.73	100.99	100.14	104.16	111.76	12.05	1.43	
48	112.09	102.73	100.68	100.11	103.94	112.05	12.38	1.42	
49	112.05	102.73	100.37	100.07	103.72	112.33	12.71	1.41	
50	112.01	102.73	100.67	100.11	103.80	112.38	12.67	1.39	

5.6 Verifiche di stabilità esterna

Azioni di progetto:

lato-dimensione caratteristica media	l	1.44	m
volume	V_{masso}	3.00	m³
peso specifico del masso	γ_{masso}	27.0	kN/m³
peso	W_{masso}	81	kN
massa	m	8260	kg
velocità impatto	v_i	26.95	m/sec
Energia	E	3000	kJ

In base alla certificazione ottenuta da TENAX su prove di impatto con blocchi di calcestruzzo con energie prossime a quella di progetto si è misurato un tempo di smorzamento Δt pari a 0.35 s.

Caratteristiche dell'impatto:

volume	3.00 m³
energia ,E [kJ]	3000
velocità impatto, v_i [m/s]	26.95

La velocità d'impatto è stata stimata a partire da un semplice bilancio energetico, ipotizzando che l'arresto del blocco sia istantaneo, e trascurando tutti i fenomeni dissipativi. Il tempo di smorzamento è stato stimato a partire dalle misure effettuate durante prove in scala reale. La forza di impatto si può calcolare mediante il teorema dell'impulso (impulso uguale alla variazione della quantità di moto).

$F \Delta t = m \Delta v$

Forza d'impatto F = 636.87 kN

Si ipotizza che il masso all'impatto abbia un'inclinazione di 55° sull'orizzontale e che colpisca il vallo paramassi a 1.00m dalla sommità.
Si trascura infatti a favore di sicurezza che gli scendimenti simulati nella relazione geologica raggiungono il rilevato in condizioni di rotolamento, colpendo il vallo paramassi alla base e interessando l'opera in corrispondenza di una porzione caratterizzata da uno spessore e da un volume coinvolto maggiori di quelli considerati nel calcolo.
La forza da esso esercitata si può scomporre nelle due direzioni, orizzontale e verticale.

Forza orizzontale F_h = 365.30 kN

Forza verticale F_v = 521.70 kN

Di seguito vengono riassunti i valori delle azioni e dei parametri geotecnici corretti con i relativi coefficienti precedentemente proposti (azione variabile sfavorevole).

CARICHI	EFFETTO	F_h REALE	VALORI CORRETTI
			A2 = 1.30
		kN	kN
Impatto 3.00m^3	Sfavorevole	365.30	474.89

In tutte le verifiche, dovrà risultare soddisfatta la condizione:

$E_d \leq R_d$

in cui E_d rappresenta il valore di progetto delle azioni, mentre R_d rappresenta il valore di progetto della resistenza. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo.

5.6.1 Azioni sul rilevato in terra rinforzata

Quando un corpo impatta sul terreno, si instaura una pressione di contatto all'interfaccia corpo-terra; se il corpo ha caratteristiche di resistenza superiori a detta pressione (com'è sicuramente nel caso in analisi), penetra nel terreno rompendolo localmente; il corpo si arresta quando l'energia cinetica posseduta all'istante iniziale dell'impatto viene completamente spesa per vincere la resistenza alla penetrazione nel terreno e nella deformazione della massa di terreno adiacente alla zona d'impatto. L'impatto del masso sul rilevato genera dunque un forte effetto di punzonamento localizzato; l'impronta lasciata dal corpo impattante sarà prevalentemente associata a deformazioni permanenti, con una trascurabile componente elastica. Il ruolo del rilevato è quello di arrestare i carichi grazie alla dissipazione di energia cinetica, conseguente al lavoro di spostamento del terreno.

La valutazione degli effetti locali su rilevati sottoposti ad elevati carichi impulsivi è assai complessa perché ad oggi non sono stati bene definiti i fenomeni di dissipazione dell'energia all'interno del rilevato e quelli di collasso strutturale.
Di seguito vengono descritte le verifiche effettuate nelle condizioni più critiche. In particolare, le verifiche a taglio lungo il piano di scorrimento, al ribaltamento e a sfondamento.

5.6.2 Verifica a taglio lungo il piano di scorrimento

Muovendo dalle considerazioni testé presentate circa la porzione di rilevato che reagisce all'impatto, si procede alle verifiche di stabilità a seguito dell'impatto del masso di progetto.

Masso da 3.0 m³, impattante a 1.00 m circa dalla sommità.

Profondità dalla sommità del piano di scivolamento	2.40 m
Larghezza del piano di scivolamento	3.10 m

Il peso della porzione di rilevato che si oppone allo scivolamento vale pertanto:

peso del volume collaborante	$W_{efficace}$	450.98 kN

La forza orizzontale dovuta all'impatto del masso, introdotta nel paragrafo relativo ai dati di progetto, dovrà essere contrastata, con un adeguato fattore di sicurezza, dalla forza d'attrito mobilitata lungo il piano di scivolamento. Dal momento che il metodo non tiene conto dei meccanismi dissipativi legati alle deformazioni che il vallo subisce ed al comportamento del materiale composito terreno-geogriglie, la verifica che segue è da ritenere estremamente conservativa.

Angolo d'attrito all'interfaccia corretto	ϕ	29.26°
Forza d'attrito	$T = (W_{efficace} + F_v)\cdot\tan\phi$	544.95 kN
Fattore di sicurezza	*R2 = T / Fh*	*1.15*

Poiché la verifica fornisce un Fattore R_2 > 1.00, è soddisfatta.

5.6.3 Verifica al ribaltamento

Il calcolo dei momenti viene effettuato rispetto al piede del rilevato in terra rinforzata, trascurando, a favore di sicurezza, il momento stabilizzante offerto dalla componente verticale F_v.

Momento ribaltante	$Mr = F_h \cdot H$	949.78 kN m
Momento stabilizzante	$M_s = W_{tot} \cdot B/2$	1371.56 kN m
Fattore di sicurezza	*R_2 = Ms/Mr*	*1.44*

Poichè la verifica fornisce un Fattore R_2 > 1.10, è soddisfatta.

5.6.4 Verifica al superamento per sfondamento

L'impatto del masso sul rilevato genera un effetto di punzonamento localizzato; l'impronta lasciata dal corpo impattante sarà prevalentemente associata a deformazioni permanenti, con una trascurabile componente elastica. Il ruolo del rilevato è quello di arrestare i carichi grazie alla dissipazione di energia cinetica, conseguente al lavoro di spostamento del terreno. Durante l'impatto si deve quindi poter garantire un sufficiente volume di terreno da deformare senza che vi sia lo sfondamento dello stesso. Per una stima iniziale, il problema fondamentale è ricondotto alla determinazione della forza impulsiva e della profondità di penetrazione del masso durante la fase d'interazione con la barriera. La profondità *d* dell'impronta di un masso, di cui siano noti massa e velocità all'impatto può essere calcolata applicando la formula di Kar (1978), risultato di studi effettuati per valutare la penetrazione dei proiettili e successivamente adottato, apportando le modifiche empiriche del caso, ad altri ambiti.

$$z = \frac{27183}{\sqrt{Y}} \cdot N \cdot \left(\frac{E}{Es}\right)^{1.25} \cdot \frac{m}{d^{2.31}} \cdot \left(\frac{V}{1000}\right)^{1.25}$$

Volume	v	[m³]	3.0
Dimensione caratteristica	L	[m]	1.44
Peso di volume	γ	[kN/m³]	27.00
Peso	W	[kN]	81
Massa	m	[Kg]	8260
Modulo elastico blocco	E	[kN/m^2]	5.0E+07
Velocità	V	[m/sec]	26.95
Energia cinetica	**Et**	**[kJ]**	3000.0
Dimensione impronta	d	[cm]	144
Fattore di forma	N	=	1.0

La resistenza a compressione semplice del terreno è un parametro di difficile determinazione. Assimilando il valore ad una resistenza a compressione ad espansione laterale libera, ed utilizzando i criteri di omogeneizzazione suggeriti da Kawamura e al. (2000), si può considerare l'inviluppo a rottura di un terreno rinforzato come definito dal seguente legame:

$$\tau = c + \frac{P_\gamma}{A} \cdot (\sin\vartheta \cdot tg\varphi + \cos\vartheta) + (1+\beta) \cdot \sigma_n \cdot tg\varphi$$

in cui:

c, coesione intrinseca del terreno di riempimento (kN/mq)
P_r, resistenza a trazione nel rinforzo (kN)
A, area dell'elemento di rinforzo (mq)
φ, angolo di attrito interno del terreno di riempimento
θ, angolo di inclinazione del piano di rottura sull'orizzontale (si può assumere 45°+ φ/2)
β, coefficiente che consente di tenere conto della resistenza contro la dilatanza (0.2÷0.4)

Per il terreno previsto in progetto si ipotizzano i seguenti parametri meccanici:
c' = 0.0 kPa
φ= 35°
φ'= 29.26° parametro ridotto per A2

Le caratteristiche della geogriglia suggerita sono le seguenti:
R_{picco} = 45.00 kN/m
FS_{creep} = 2.44
LTDS = 18.45 kN/m (per una vita utile di 120 anni)
s = 0.60 m (spaziatura massima)

P/A = 30.75 kPa
θ = 59.63°
β = 0.3

si ottiene pertanto la relazione:

τ = 29 kPa + σ_n · tan 35°

cui corrisponde un valore di resistenza a compressione ad espansione laterale libera di:

Y = 2 · c · tan (45 + φ /2) Y = 114.1 kPa

ed una penetrazione nel terreno pari a:

z [cm] = 2 · d · $Z^{1/2}$= 182.53 cm

La determinazione di z, secondo Kar, è valida per:

1.26 = z / d ≤ 2 (dunque nel caso in oggetto)

Poiché nel punto stimato dell'impatto la larghezza del tomo è pari ad almeno 3.00 metri, la verifica è soddisfatta. La penetrazione stimata risulta quindi inferiore al corrispondente spessore del rilevato; inoltre, per i rilevati paramassi la relazione semi-empirica di Kar si è dimostrata molto conservativa rispetto ad i test dal vero, soprattutto perché il comportamento delle terre rinforzate è migliore in condizioni dinamiche, piuttosto che in quelle statiche.

6. BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Kar A.K. (1978) – Projectile penetration into buried structures – Journal of Structural Division, ASCE 104;

Kawamura T., Umezaki T., Ochiai H., Yasufuku, N. Hirai T., (2000) “Confining Effect Of GeogridReinforced Soil: Introduction Into Design” – Atti conferenza Eurogeo 2000, Bologna;

Watts, G.R.A., and Brady, K.C. (1990), “Site Damage Trials on Geotextiles”, Proc. 4th International Conference on Geotextiles, Geomembrane;

GeoSyntec Consultants Material Testing Laboratory (1991), “Chemical Compatibility testing of drainage net and geogrid”;

Peila, D.; Oggeri, C; Castiglia, C (2001) “Comportamento di rilevati paramassi rinforzati con geogriglie soggetti ad impatto controllato ad elevata energia d’urto di massi standardizzati – Rapporto finale”;

Recalcati, P.; Oggeri, C; Castiglia, C. (2002), “Linee progettuali per rilevati paramassi”, Convegno Internazionale “Interventi di difesa contro la caduta di massi”, Siusi (BZ).