

## OPERE DI SOSTEGNO IN TERRA RINFORZATA



## **Prefazione**

Con il presente manuale, la Geosintex s.r.l. mette a disposizione dei progettisti una guida per la progettazione e la realizzazione di opere di sostegno in terra rinforzata.

Questa tipologia di opere di sostegno viene generalmente utilizzata per il ripristino di pendii instabili, per la realizzazione di rilevati stradali e ferroviari, per la costruzione di argini, muri di controripa e di sottoscarpa, tomi paramassi, e in tutte le situazioni in cui sia necessario realizzare una scarpata che richieda un limitato ingombro orizzontale (ciò consente di avere più spazio libero e ridurre i costi di esproprio) e che abbia un ridotto impatto ambientale. Tali opere sono da preferire anche in zone ad alto rischio sismico in quanto, non essendo strutture rigide, presentano un miglior comportamento nel caso di terremoti.

Con il presente manuale, la Geosintex è certa di fornire un utile strumento a chi, dunque, intende avvicinarsi a tale campo.

Sandrigo, giugno 2009



**INDICE**

1	L'azienda	6
2	Introduzione	8
3	Elementi costitutivi di una terra rinforzata	9
3.1	Particolare del singolo strato	10
3.2	Coefficienti di sicurezza parziali del rinforzo	11
3.3	Vantaggi delle terre rinforzate	12
4	Dimensionamento dell'opera	13
4.1	Aspetti Teorici	13
4.2	Verifiche di stabilità	14
4.3	Normativa di riferimento	15
4.4	Esempi di dimensionamento (stabilità interna)	16
4.5	Diagrammi di Jewell	18
5	Modalità di posa	33
6	Referenze	35
7	Strumenti di calcolo	38

## 1 L'AZIENDA

La GEOSINTEX s.r.l. opera nel mercato dei geosintetici dal 1989 ed ha maturato quindi una pluriennale e significativa esperienza nella commercializzazione e nell'impiego di tali prodotti. Attualmente è importatrice e distributrice in esclusiva per l'Italia dei materiali geosintetici della Propex Fabrics (tedesca), della TELE TEXTILES AS (norvegese) e della INTERMAS (spagnola). Si tratta di una vasta gamma di prodotti geosintetici utilizzabili nelle opere di ingegneria con funzione di separazione, filtrazione, rinforzo e drenaggio.

In particolare la Propex Fabrics produce i geotessili tessuti **ProPex** in polipropilene ad alta resistenza ed ottima permeabilità, utilizzabili sia come separazione e rinforzo nei sottofondi stradali e ferroviari che come filtro nelle trincee drenanti, con resistenze a trazione da 20 kN/m fino a 150 kN/m.

La TELE TEXTILES AS produce i geotessili tessuti **Televev** in poliestere ad alta tenacità, con elevatissime resistenze meccaniche che raggiungono gli 800kN/m; tali prodotti vengono impiegati ampiamente anche in lavori portuali in quanto il poliestere, avendo un peso specifico superiore a quello dell'acqua, permette ai geotessile di essere autozavorrante.

La INTERMAS produce le georeti tridimensionali in polietilene ad alta densità e i geocompositi drenanti **Interdrain** per tutte le applicazioni in cui è richiesto un drenaggio di acque meteoriche e di acque d'infiltrazione (discariche, muri di sostegno, trincee,...) e il **Trinter**, una biostuoia tridimensionale antierosione in polietilene.

Nel campo delle pavimentazioni bituminose la GEOSINTEX s.r.l. è presente sul mercato con tre prodotti molto specifici: la geogriglia **Asphaltgrid** in poliestere ad alto modulo rivestito in bitume polimero, da utilizzare come armatura dei conglomerati bituminosi all'interfaccia fra base e binder o fra binder e strato di usura, il geocomposito **Asphaltgrid/comp**, geogriglia in poliestere ad alto modulo prebitumata accoppiata ad un geotessile nontessuto in polipropilene che ne facilita la stesa e la geogriglia **AsphaGlass** in fibra di vetro.

Per quanto riguarda le opere idrauliche, sono stati messi a punto 3 prodotti molto efficaci: il materasso **ProFix**, in polipropilene e il materasso **Flexitex** in poliammide, entrambi drenanti e autozavorranti e particolarmente adatti per il controllo delle erosioni spondali o dei fondali marini ed infine il saccone tubolare **Sandbag** in poliammide, di varie misure, da utilizzare nella costruzione di barriere soffolte per il ripascimento degli arenili.

Per la realizzazione delle opere in terra rinforzata la Geosintex fornisce geogriglie tessute in poliestere con resistenze a trazione dai 35 kN/m agli 80kN/m (geogriglie **Ibergrid**) e dai 110kN/m ai 600kN/m (geogriglie **Geogrid**); le geogriglie presentano allungamenti inferiori al 12,5% e un eccellente comportamento a lungo termine (creep).

La GEOSINTEX s.r.l. commercializza inoltre vari tipi di **biostuoie in juta o paglia e/o cocco** per la protezione ed il rinvendimento di scarpate, **geotessili nontessuti** in poliestere e polipropilene, casseri in ferro a maglia differenziata per la posa delle terre rinforzate. E' infine in grado di fornire qualsiasi tipo di geocomposito su specifica del cliente.

**Tutti i prodotti dispongono della marcatura CE, in conformità alla direttiva europea 89/106/CE sui prodotti da costruzione e la commercializzazione dei geosintetici avviene secondo in sistema certificato ISO 9001:2000**

Anche dal punto di vista tecnico la GEOSINTEX s.r.l. è sempre disponibile a coadiuvare progettisti o committenti nella scelta dei materiali più idonei per ogni applicazione ed a fornire apporti concreti in fase di progettazione. La GEOSINTEX s.r.l. è inoltre impegnata nello sviluppo della ricerca delle varie applicazioni dei geosintetici: si ricordano a questo proposito le collaborazioni con le Università

di Bologna, di Ferrara e di Padova per importanti progetti di ricerca. L'ufficio tecnico si avvale dei più aggiornati programmi di calcolo e fa riferimento al centro progettazione e sviluppo delle case madri europee.

La vasta gamma di prodotti rappresentati, unitamente alla loro indubbia qualità ed all'esperienza tecnica e commerciale maturata, ha fatto della GEOSINTEX s.r.l. un punto di riferimento sicuro per quanti, in Italia, sono interessati all'uso dei geosintetici nelle opere di ingegneria.



## 2 INTRODUZIONE

I geosintetici assolvono in genere almeno una delle seguenti funzioni: separazione, filtrazione, rinforzo, drenaggio, impermeabilizzazione, controllo dell'erosione.

Questo manuale riguarda principalmente la funzione di **rinforzo**.

La tecnica delle terre rinforzate è conosciuta attraverso la storia. Esempi di terre rinforzate mediante materiali naturali si trovano in Cina (bamboo) ed Egitto (giunco). Lo sviluppo dei materiali polimerici ha introdotto diverse nuove possibilità per l'applicazione della tecnica delle terre rinforzate.

La tecnica delle **terre rinforzate** proposta è una metodologia di costruzione che permette la realizzazione di scarpate o rilevati in terra con pendenza del fronte a vista superiori all'angolo di natural declivio del terreno usato, arrivando a realizzare paramenti anche verticali, nel caso del progetto di cui si tratta il rilevato ha un angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale dai 63° ai 76°. Ad opera terminata i paramenti esterni della scarpata vengono trattati con speciali tecniche di semina e/o idrosemina o piantumazione che ne permettono un completo inverdimento e quindi un buon inserimento in qualsiasi contesto ambientale. Sul fronte, per garantire l'inverdimento, viene inserita una biostuoia antierosione biodegradabile per favorire l'attecchimento delle radici.

Le opere in terra rinforzata sono strutture la cui materia prima di costruzione è il terreno. Mediante l'alternanza di strati ben compattati, di spessore tra i 60 e i 70cm di terreno e di particolari tipologie di armature di rinforzo costituite da geogriglie che ne garantiscono la stabilità, vengono raggiunte altezze anche superiori ai 20m.

La terra rinforzata è una struttura formata da:

- 1) **terreno**, materiale resistente sforzi di compressione e taglio (non resistente a trazione)
- 2) **geogriglie**, materiale resistente a sforzi di trazione (non resiste a compressione e taglio)

L'assemblaggio di terreno e geogriglia costituiscono una struttura che può resistere a sforzi di compressione, trazione e taglio. Si viene a creare una sinergia tra gli elementi che ha come obiettivo finale quello di migliorare le caratteristiche generali del materiale da costruzione.

La funzione di rinforzo può essere esposta per un elemento di suolo come mostrato in fig. 1. Il terreno tende a sviluppare la deformazione tensionale nella direzione del minor sforzo principale. Questo induce sforzi di taglio tra il rinforzo e il terreno. Il rinforzo viene così deformato e cresce lo sforzo per trazione. Per essere efficiente il rinforzo dovrebbe essere orientato nella direzione della massima deformazione per trazione, e quindi nella direzione dello sforzo minimo principale. E' importante notare che il miglioramento della resistenza non è sinonimo di miglioramento della resistenza a rottura. Il miglioramento della resistenza nell'ambito di deformazioni accettabili dovrebbe essere normalmente la funzione primaria del geosintetico per le applicazioni di rinforzo. L'interazione tra geosintetico e materiale di riempimento è fondamentale per l'effetto di rinforzo. Il rinforzo è effettivo solo quando gli sforzi tensionali, nel rinforzo stesso, possono essere trasferiti al materiale circostante. Il rinforzo è una superficie di scivolamento potenziale, indipendentemente

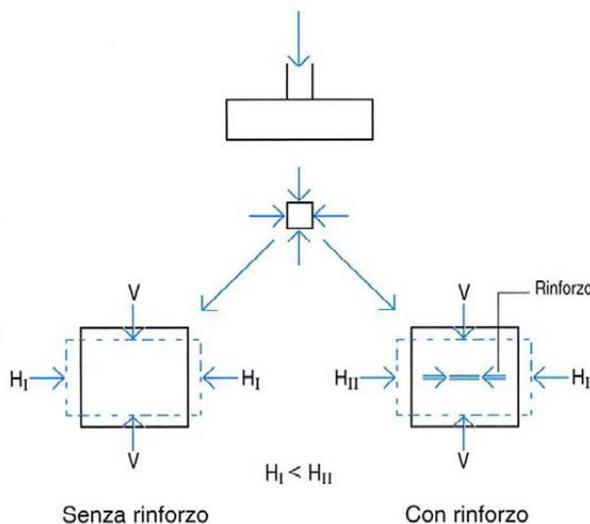


Fig. 1 PRINCIPIO DELLA FUNZIONE DI RINFORZO IN UN ELEMENTO DI TERRENO

dalla sua resistenza, se le caratteristiche di attrito non sono sufficienti. Vanno considerate le proprietà della terra rinforzata nel suo complesso e non le proprietà del suolo o del rinforzo separatamente. Le proprietà dei rinforzi devono soddisfare dal punto di vista delle proprietà fisiche, alcune caratteristiche meccaniche, di durabilità e di degradazione per adempiere alle proprie funzioni. E' importante notare che le proprietà devono essere sufficienti sia durante il periodo di costruzione che nel periodo di servizio della struttura.

Le proprietà dei rinforzi (ad esempio resistenza e caratteristiche di attrito) vengono generalmente ricavate da specifici tests di laboratorio. Il lavoro di standardizzazione dei tests per i geotessili è iniziato da tempo, ma bisogna comunque tenere presente che alcuni tests esistenti non riproducono adeguatamente le condizioni di lavoro in sito dei geosintetici poichè si tratta di tests "indice" e quindi i valori numerici che ne derivano devono essere utilizzati con molta cautela e, soprattutto, con cognizione di causa in fase di progetto.

### 3 ELEMENTI COSTITUTIVI DI UNA TERRA RINFORZATA

In fig. 2 sono stati indicati gli elementi principali che compongono un'opera in terra rinforzata. L'elemento principale, come già sottolineato, è il terreno di riempimento che costituisce il **rilevato strutturale**. Per la realizzazione delle opere in terra rinforzata è possibile impiegare qualunque tipo di terreno di riempimento anche se, migliori sono le caratteristiche del terreno impiegato (terreno di natura non coesiva) più il rilevato strutturale necessiterà di rinforzi con resistenze a trazione e con lunghezze di ancoraggio inferiori in quanto l'inclinazione della scarpata da realizzarsi differisce di meno dall'angolo di natural declivio del terreno utilizzato. Inoltre, se il terreno è di natura non coesiva, risulta migliore l'effetto cerchiante con l'elemento di rinforzo utilizzato, non risulta necessario il drenaggio a tergo del rilevato strutturale (generalmente eseguito

con un geocomposito drenante per evitare l'insorgere di sovraspinte prodotte dalla presenza d'acqua d'infiltrazione) e i cedimenti di assestamento del rilevato in terra

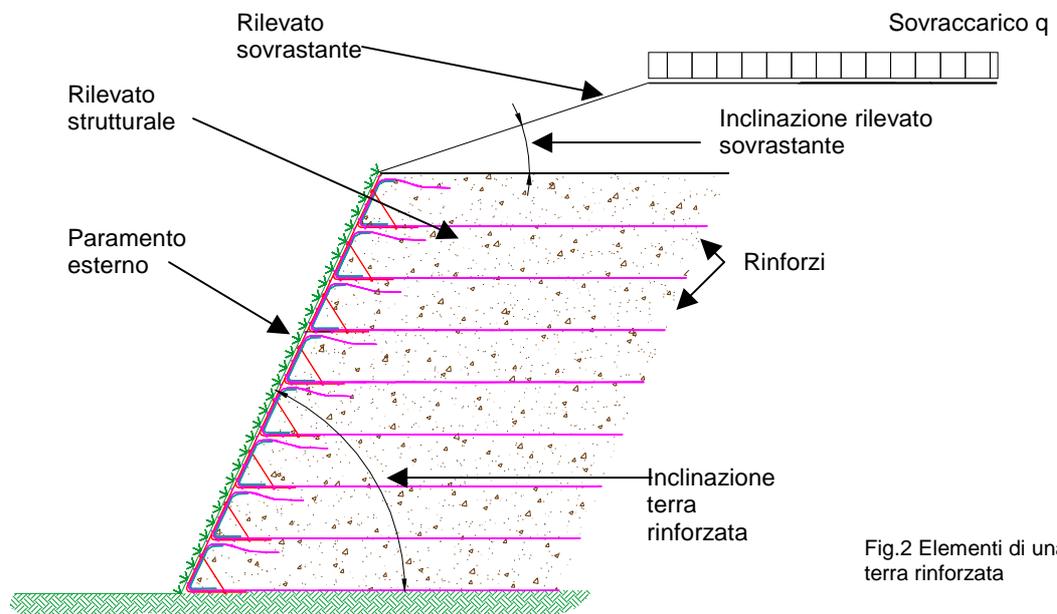


Fig.2 Elementi di una terra rinforzata

rinforzata

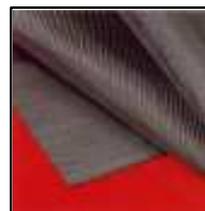
risulteranno praticamente impercettibili. Il terreno di riempimento dovrà essere adeguatamente caratterizzato da test di laboratorio per determinarne le caratteristiche geotecniche in termini di angolo d'attrito e peso di volume. In ogni caso, il materiale di riempimento delle terre rinforzate deve possedere una granulometria tale da permettere un grado di costipamento non inferiore al 95% della prova Proctor Standard e non presentare

trovanti o brecce con spigoli vivi che possono danneggiare le geogriglie durante la stesa del materiale di riempimento.

Il secondo elemento principale, che collabora con il terreno alla stabilità dell'opera di sostegno, è il **rinforzo**. Tale rinforzo, opportunamente dimensionato in termini di resistenza a trazione (tramite verifica di stabilità interna dell'opera) e di lunghezza di ancoraggio (tramite verifica di stabilità interna ed esterna), determina un incremento del carico utile di esercizio dell'opera in terra rinforzata conferendo un effetto coesivo aggiuntivo al pacchetto terreno-rinforzo. Sostanzialmente, il rinforzo è un elemento piano, bidimensionale, resistente a trazione e caratterizzato da bassi allungamenti; nell'ambito dei prodotti geosintetici per la funzione di rinforzo vengono utilizzati geotessili tessuti o geogriglie.

La scelta del rinforzo più idoneo è molto importante per molteplici aspetti:

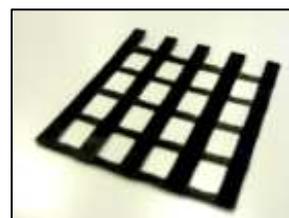
- tipo di polimero con il quale il rinforzo è realizzato in quanto polimeri diversi mantengono la resistenza a trazione richiesta per periodi di tempo più o meno lunghi (si preferiscono ad esempio rinforzi in poliestere rispetto al polipropilene). Tale aspetto è noto come creep del geosintetico e viene considerato tramite un coefficiente di sicurezza parziale.
- tipologia del rinforzo relativamente alla sua perdita di resistenza per danneggiamento meccanico (in relazione al materiale di riempimento utilizzato), specifiche condizioni chimiche (ambiente acido o alcalino) o microbiologiche, temperatura (diversa è una terra rinforzata per un rilevato stradale rispetto a una terra rinforzata come argine di contenimento di una discarica)
- struttura del rinforzo: se viene utilizzato un geotessile la forza di trazione che si sviluppa opponendosi allo sfilamento è dovuta all'attrito all'interfaccia terreno-geotessile, se si utilizza una geogriglia si ha un ulteriore contributo di resistenza dovuto all'effetto cerchiante delle maglie della geogriglia sulle particelle di terreno il quale determina l'insergere di una sorta di coesione interna anche in presenza di materiali non coesivi. L'impiego di una geogriglia richiede, a parità delle altre condizioni e fermo restando il soddisfacimento delle verifiche di stabilità esterna, di impiegare delle lunghezze di ancoraggio del rinforzo inferiori.



Geotessili tessuti in PET o PP



Geogriglie



Inoltre la scelta tra geotessile e geogriglia è determinante nel caso in cui la terra rinforzata richieda un paramento inerbato in quanto solo con la geogriglia, dotata di maglia aperta, è possibile risvoltare il rinforzo anche sul paramento (tecnica del wrap-around) mentre con il geotessile la continuità del rinforzo non è possibile in quanto essendo il geotessile chiuso esso viene steso solo orizzontalmente e sul paramento viene inserita una geogriglia non solidale con il geotessile stesso.

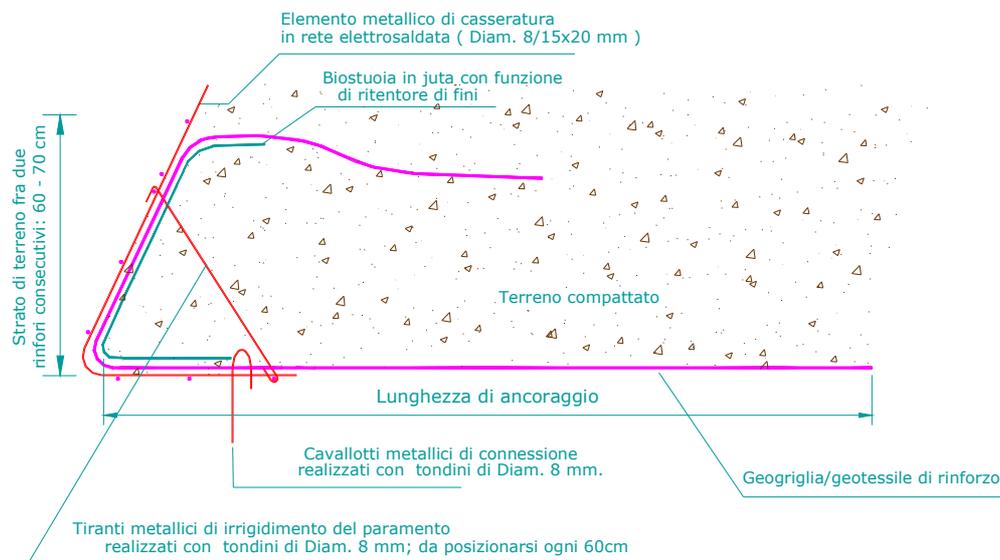
### 3.1 Particolare del singolo strato

In figura n°3 vengono indicati i singoli elementi costituenti un'opera in terra rinforzata realizzata con l'impiego di geogriglie di rinforzo:

**Geogriglie di rinforzo:** geogriglie tessute in poliestere (Ibergrid e/o Sevengrid), ricoperte in PVC, con resistenze a trazione e allungamenti a rottura testati secondo la norma (UNI EN ISO 10319), con maglie di apertura 20 x 20mm;

**Casseri:** pannelli in rete metallica elettrosaldata per paramento rinverdibile, tipo Fe B 44 K, di larghezza 4.20 m e altezza 1.45m, opportunamente piegati e completi di tiranti (7 per cassero) e picchetti (2 per cassero);

**Juta:** biostuoia in juta naturale, del peso di 190gr/mq, fornibile in rotolo di 1.40 x 150ml da porre sul paramento per il trattenimento delle particelle più fini e per evitare il dilavamento fino a che non saranno presenti essenze vegetali



### 3.2 Coefficienti di sicurezza parziali del rinforzo

Lo sforzo di trazione massimo richiesto alla geogriglia/geotessile di rinforzo ad una specifica profondità deve essere confrontato con la trazione garantita dal rinforzo impiegato rispetto ad un coefficiente di sicurezza che tiene conto di fenomeni quali: creep, danneggiamento, condizioni ambientali oltre ad il coefficiente di sicurezza per l'equilibrio limite. I coefficienti assunti sono di seguito elencati:

## Parametri di progetto per geosintetici:

**Reduction factor for installation damage,  $RF_{id}$**

**Reduction factor for durability,  $RF_d$**

**Reduction factor for creep,  $RF_c$**

### Typical range for preliminary values (Demo 82, Elias and Christopher 1997)

Polymer Type	$RF_{id}$	$RF_d$	$RF_c$
Polyester	1.05 to 3.0	1.1 to 2.0	2.0 to 2.5
Polypropylene	1.05 to 3.0	1.1 to 2.0	4.0 to 5.0
Polyethylene	1.05 to 3.0	1.1 to 2.0	2.5 to 5.0

da cui si ottiene un coefficiente di sicurezza globale

$$FS = \prod_{i=1}^n RF_i$$

La scelta dei rinforzi da utilizzare alle varie profondità è tale per cui il coefficiente di sicurezza che si ottiene dalla relazione:

$$FS = \frac{T_{imp}}{T_{eff}}$$

dove: -  $T_{imp}$  = resistenza a trazione ultima a rottura del rinforzo;  
-  $T_{eff}$  = resistenza a trazione di esercizio richiesta al rinforzo;

deve risultare superiore a FS.

I coefficienti di sicurezza sono determinati in accordo con le norme UNI EN ISO in vigore.

### 3.3 Vantaggi delle terre rinforzate

L'utilizzo di queste moderne tecniche, come soluzione ai problemi di stabilità dei versanti, offre vantaggi sia dal punto di vista tecnico che economico. Infatti, dal connubio tra geosintetici e materiali naturali, si riescono ad ottenere strutture di notevole inclinazione (60°-80°), e dall'impatto ambientale praticamente nullo.

In particolare, questo tipo di intervento, risolve in maniera disinvolta il problema dei consolidamenti in zona sismica. Infatti le terre rinforzate riescono ad assorbire deformandosi e sollecitazioni sismiche anche di

notevole entità, senza peraltro pregiudicare la funzionalità dell'opera. Al contrario, le comuni strutture rigide a gravità, nelle stesse condizioni rischiano di crollare.

Dal punto di vista economico, due sono gli aspetti da considerare:

- il terreno da utilizzare per la costruzione dei rilevati può essere lo stesso che deriva dagli sbancamenti per cui si trova già in posto, quindi esente da costi di prelievo e trasporto;
- notevole velocità di messa in opera delle strutture stesse (circa 40 mq/giorno di facciata a vista con una squadra di tre uomini).

## 4 DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

### 4.1 Aspetti teorici

Il concetto di base delle terre rinforzate sta nel comportamento di un rinforzo, con capacità di resistere a trazione, inserito all'interno del terreno. Per valutarne il beneficio deve essere confrontato il comportamento sotto carico di un terreno in assenza e in presenza di rinforzo.

In un terreno non rinforzato, le sollecitazioni indotte, dovute a forze normali e di taglio, determinano nel terreno uno stato tensionale pari a

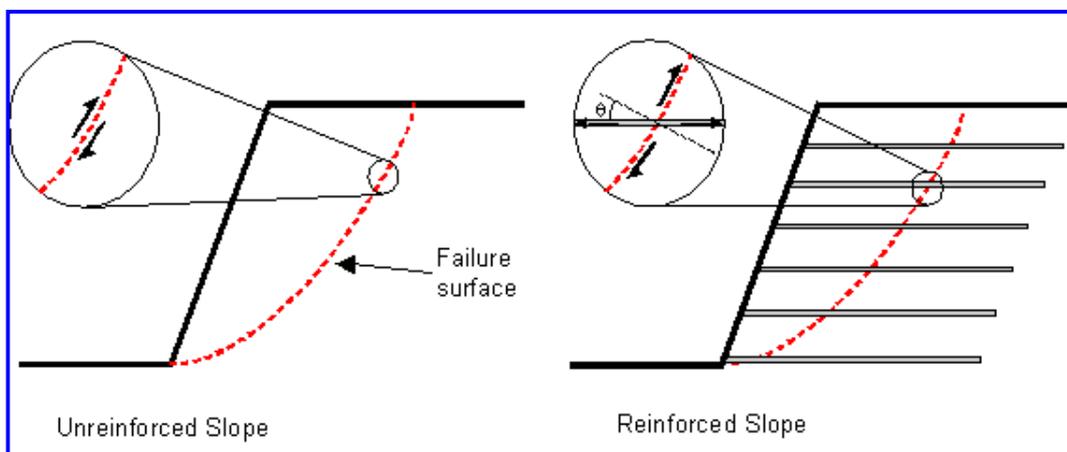
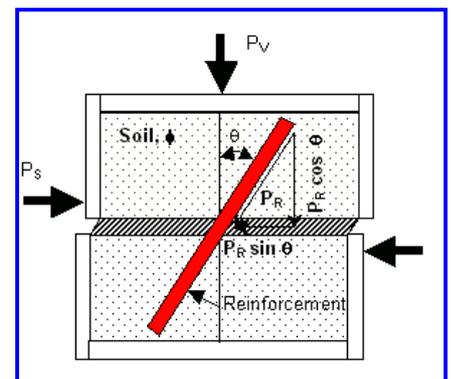
$$P_{res} = P_v \tan\phi'$$

dove  $P_v$  è il carico verticale e  $\phi'$  l'angolo d'attrito interno del terreno. Nel caso in cui venga inserito in rinforzo, si generano nel terreno delle forze stabilizzanti che aumentano la soglia di resistenza a rottura del provino stesso. Supposto di inserire un rinforzo inclinato di un angolo  $\theta$  rispetto all'asse della cella di carico, a seguito del carico  $P_v$  si sviluppa una forza resistente  $P_R$  che da origine a due componenti:

- $P_{r,o} = P_r \sin\theta$ , componente orizzontale che si oppone alla forza che porta il provino a rottura
- $P_{r,v} = P_r \cos\theta$ , componente verticale che incrementa la capacità resistente del terreno

In un terreno rinforzato la resistenza a trazione viene aumentata:

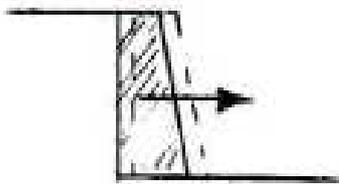
$$P_{res} = P_v \tan\phi' + P_r (\sin\theta + \cos\theta \tan\phi')$$



## 4.2 Verifiche di stabilità

Dal punto di vista progettuale, la terra rinforzata viene dimensionata valutando:

- la stabilità globale della scarpata nella quale l'opera viene inserita; per tale verifica si fa riferimento ai comuni metodi di calcolo quali Bishop, Fellenius, Jambu
  
- la stabilità esterna (verifica allo scorrimento, al ribaltamento, alla capacità portante della fondazione) tipiche di un'opera a gravità;



**Scorrimento**

$$\mu_s = T_s / T_i \geq 1,3$$



**Ribaltamento**

$$\mu_m = M_s / M_r \geq 1,5$$



**Capacità portante**

$$\mu_q = Q_{lim} / Q \geq 2$$

- stabilità interna (per la determinazione della resistenza a trazione e della lunghezza di ancoraggio dei rinforzi). Tali verifiche sono quelle che caratterizzano la terra rinforzata rispetto al dimensionamento di una terra armata o di altre strutture di sostegno a gravità. La stabilità interna richiede che vengano soddisfatte:

1) la verifica di resistenza dei rinforzi

La verifica consiste nel controllare che le sollecitazioni massime che insorgono nel rinforzo ( $T_{max}$ ) in fase di esercizio (corrispondenti alla spinta del terreno a tergo del manufatto:  $1/2k_a\gamma H^2$ ) siano inferiori alla resistenza ultima ammissibile ( $T_{amm}$ ) del rinforzo che è pari alla resistenza nominale a rottura divisa per il coefficiente di sicurezza globale del rinforzo (ottenuto dai coeff. di sicurezza parziali)

$$\frac{T_{max}}{N_{tot}} \leq T_{amm} \quad \rightarrow \quad T_{amm} = \frac{T_{nom}}{FS}$$

dove con  $N_{tot}$  viene indicato il n° totale degli strati di rinforzo. Il coefficiente di spinta attiva viene calcolato in base alla teoria dell'equilibrio limite di Coulomb e Muller - Breslau modificato da Bathurst e all'ordinanza 3274/2003.

2) la verifica allo sfilamento (pull-out)

Eseguita la verifica di resistenza massima del rinforzo, bisogna valutare che ogni rinforzo sia sufficientemente ancorato per sopportare il carico applicato. Il carico viene valutato secondo la seguente formula:  $T_a = 2 (1 \cdot L_e \cdot f_b \cdot \tan \varphi') \cdot \sigma_v'$

dove  $L_e$  lunghezza di ancoraggio mentre  $f_b$  è il coefficiente di interazione terreno-rinforzo. La verifica viene eseguita su ogni singolo strato e viene verificata la relazione:

$$\frac{T_{a,j}}{T_j} \geq FS_{pull-out} \quad T_j = \frac{T_{nom}}{FS}$$

dove  $T_j$  è il carico di cui il rinforzo risente

### 3) la verifica allo scorrimento (sliding)

La verifica consente di controllare che le sollecitazioni indotte dal terreno sovrastante il rinforzo non determinino lo scorrimento del singolo concio lungo il piano di discontinuità terreno-rinforzo. La forza di trazione che si oppone allo scorrimento è pari a:

$$T_{ds,j} = L \cdot B \cdot \tau_{ds,j} \rightarrow \tau_{ds,j} = \sigma_n' \cdot \zeta \cdot \tan \varphi' \quad (\text{dove } \zeta = 1 - \alpha_s (1 - \tan \delta' / \tan \varphi'))$$

$\tau_{ds}$  = sforzo di taglio

$\delta'$  = angolo d'attrito terreno-geogriglia

$\varphi'$  = angolo d'attrito terreno

$\alpha$  = coeff. di resistenza allo scorrimento

$\zeta$  = coeff. di resistenza allo scorrimento

### 4) la verifica del risvolto

Viene determinata la lunghezza del risvolto,  $L_r$ , nel caso la terra rinforzata venga eseguita con la tecnica wrap-around. Si impone che la spinta del terreno sul singolo strato non possa sfilare la geogriglia risvoltata; il coefficiente di sicurezza per il risvolto è compreso tra 1.20 e 1.40

## 4.3 Normativa di riferimento

Ad oggi, nessuna normativa italiana, indica chiaramente i coefficienti di sicurezza da utilizzare nelle verifiche di stabilità interna delle opere in terra rinforzata mentre per la stabilità esterna e globale si fa riferimento a quanto viene indicato per le opere di sostegno a gravità.

Normativa di riferimento:

- D.M. 11/03/88 n° 47 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Al pt.E " (...) le opere costituite da terra mista ad altri materiali si dovranno eseguire anche le verifiche alla traslazione, al ribaltamento, al carico limite, come indicato ai punti D.4.2 – D.4.3 – D.4.4. Il progetto dovrà essere integrato con le verifiche strutturali delle eventuali armature di rinforzo del rilevato (...)” e si ribadisce anche che “nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare anche l’influenza che la realizzazione dei manufatti può avere sulle condizioni di stabilità generali del pendio (...)”

- Circolare del Ministero LL.PP. del 24/09/1988 – n° 30483
- D.M. 24/01/86 "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche"
- Ordinanza n°3274 del 20/03/2003 del Consiglio dei Ministri.

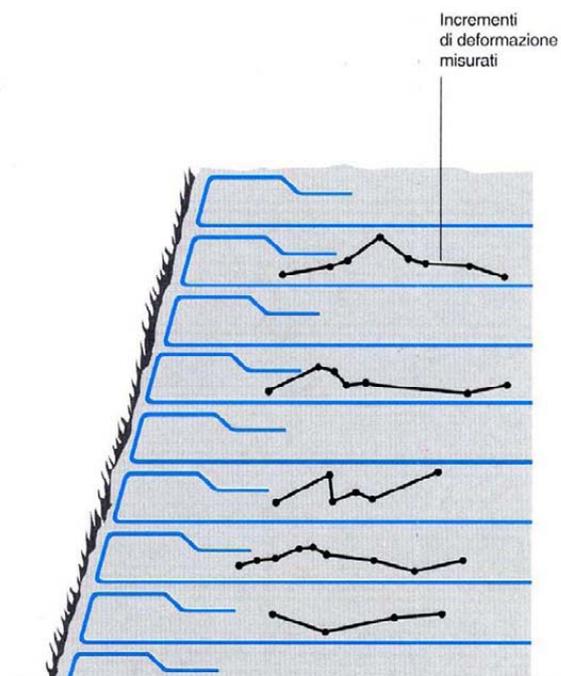
Indicazioni utili sono reperibili nel BS8006:1995, *Code of practice for Strengthened/reinforced soils and other fills*, nell'Eurocodice 7 e nei vari studi di letteratura che confrontano il comportamento reale delle strutture in terra rinforzata con dei precisi modelli numerici per estrapolarne il comportamento al variare delle condizioni al contorno.

Esistono in letteratura ormai molti esperimenti effettuati su terre rinforzate appositamente monitorate per determinare il comportamento in termini di deformazioni e di tensioni in gioco. Tali esperimenti a grandezza naturale sono poi stati affiancati da analisi numeriche non lineari agli elementi finiti. Da questi sofisticati modelli è risultato evidente quanto segue:

- i rilevati costruiti con tale tecnica, in condizioni di rottura incipiente, sono suddivisibili in una zona attiva in cui le tensioni di taglio sono dirette verso il paramento esterno del muro, e una zona reattiva in cui le tensioni di taglio sono dirette dalla parte opposta;
- in realtà, la zona delle massime tensioni non è una linea ma è una "fascia di plasticizzazione", rappresentabile analiticamente da una linea a spirale logaritmica.

In figura è riportata la distribuzione delle tensioni in corrispondenza dei diversi livelli di rinforzo.

Nella pratica professionale si utilizzano tuttavia dei metodi di dimensionamento all'equilibrio limite che semplificano il problema considerando la superficie di rottura come una retta (o come una spezzata nel caso vengano presi in considerazione meccanismi a più blocchi). Tali metodi non consentono di quantificare le deformazioni, poiché misurano in pratica la "distanza" di una determinata struttura dalle condizioni di equilibrio limite. Prendendo comunque in considerazione tutte le caratteristiche di resistenza a trazione dei materiali di rinforzo, le caratteristiche di resistenza al taglio dei terreni di riporto e le caratteristiche di attrito all'interfaccia terreno – geosintetico, si giunge ad una soluzione affidabile e, senza dubbio, a favore della stabilità dell'opera.



#### 4.4 Esempio di dimensionamento (stabilità interna)

Si suppone di dover realizzare una scarpata in terra rinforzata secondo le caratteristiche geometriche e geotecniche di seguito riportate:

-	altezza totale della scarpata da rinforzare	4.00 m
-	inclinazione rispetto alla verticale del paramento	$\beta = 26^\circ$
-	angolo di attrito terreno di riempimento	$\varphi = 35^\circ$
-	angolo di inclinazione eventuale rilevato sovrastante	$i = 34^\circ$
-	angolo di attrito tra un eventuale paramento ed il terreno	$\psi = 0^\circ$
-	coesione drenata	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$
-	spaziatura verticale tra i rinforzi	$s_v = 0,65 \text{ m}$
-	peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
-	sovraccarico occasionale omogeneamente distribuito	$q = 10 \text{ kPa}$
-	sismicit�	2° categoria

Il coefficiente di spinta attiva, in base alla teoria dell'equilibrio limite di Coulomb e Muller - Breslau modificato da Bathurst e all'ordinanza 3274/2003

risulta:  $K_a = 0,39$  (1)

Lo sforzo di trazione totale che il sistema di geogriglie dovr  assorbire   pari a:

$$T = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 + q H K_a = 100 \text{ kN/m} \quad (2)$$

Lo sforzo di trazione richiesto alla griglia per ogni strato di 65 cm dipende dalla profondit  secondo la seguente formula:

$$T_i = (\gamma z_i + q) s_v K_a \quad (3)$$

Lo sforzo di trazione massimo si avr  alla massima profondit , a partire dalla sommit  della terra rinforzata (dove si   considerato un sovraccarico di 10 kPa) e sar  pari a:  $T_{4,00} = 25.50 \text{ kN/m}$

Gli sforzi relativi alle altre profondit  si ottengono utilizzando la (3) al variare della profondit   $z_i$ . Lo sforzo di trazione massimo deve essere confrontato con la trazione garantita dalla geogriglia impiegata rispetto ad un coefficiente di sicurezza che tiene conto di fenomeni quali: creep, danneggiamento, condizioni ambientali oltre ad il coefficiente di sicurezza per l'equilibrio limite. I coefficienti assunti sono di seguito elencati:

- $f_i$ : fattore che tiene conto della distanza che si vuole tenere dalle condizioni di equilibrio limite = 1.3
- $f_{\text{creep}}$ : fattore che tiene conto dei fenomeni di creep della geogriglia = 1.8
- $f_d$ : fattore di sicurezza per il danneggiamento derivante dalla posa in opera o agenti esterni = 1.3
- $f_{\text{env}}$ : fattore di sicurezza relativo all'ambiente, lisciviazione dei polimeri, presenza di roditori o simili = 1.05

da cui  $FS = f_i f_{\text{creep}} f_d f_{\text{env}} = 3,19$ .

La scelta dei rinforzi da utilizzare alle varie profondit    tale per cui il coefficiente di sicurezza che si ottiene dalla relazione:

$$FS = \frac{T_{\text{imp}}}{T_{\text{eff}}} \quad (4)$$

- dove:
- $T_{\text{imp}}$  = resistenza a trazione specifica del rinforzo;
  - $T_{\text{eff}}$  = resistenza a trazione effettivamente agente sul rinforzo

deve risultare superiore a 3.19.

Le geogriglie da impiegare alle diverse profondit  (a partire dal piano di posa) sono di seguito elencate:

profondità	geogriglia prevista	tensione massima effettiva (3)	Fattore di Sicurezza FS (4)
4.00–2.70 m (primi 3 strati)	Ibergrid 80/30 Resist.Traz. = 80 kN/m	25.50 kN/m	<b>3.14</b>
2.05–0 m (strati rimanenti)	Ibergrid 55/30 Resist.Traz. = 55 kN/m	16.14 kN/m	<b>3.41</b>

Poiché il fattore minimo di sicurezza consigliato da studi di letteratura per la stabilità del paramento è  $FS = 3$ , si può evincere che le geogriglie utilizzate per quest'opera soddisfano ampiamente i requisiti per la verifica della resistenza a trazione.

Per quanto riguarda le lunghezze di ancoraggio si ottiene una lunghezza:

$$L_A = \frac{\gamma \cdot z \cdot k}{2\gamma \cdot 0.8 \cdot \tan \phi} FS = 1.68 \text{ m}$$

relativa alla lunghezza di ancoraggio necessaria contro lo sfilamento al di fuori del cuneo di rottura (dove si è considerato un coefficiente di sicurezza pari a 1.5) e una lunghezza:

$$L_R = 2.21 \text{ m}$$

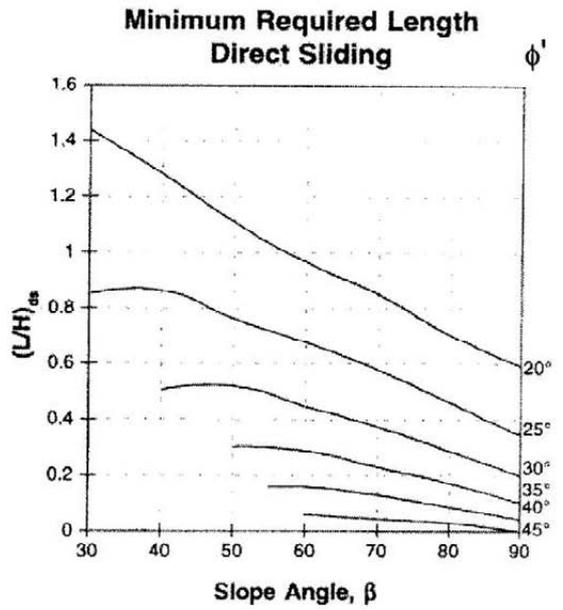
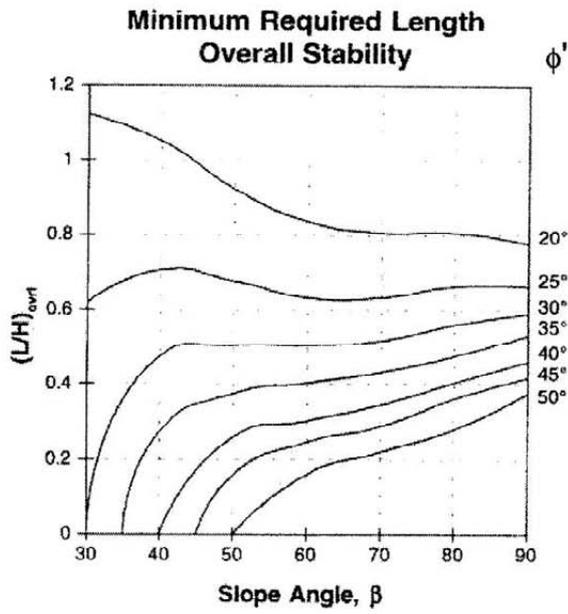
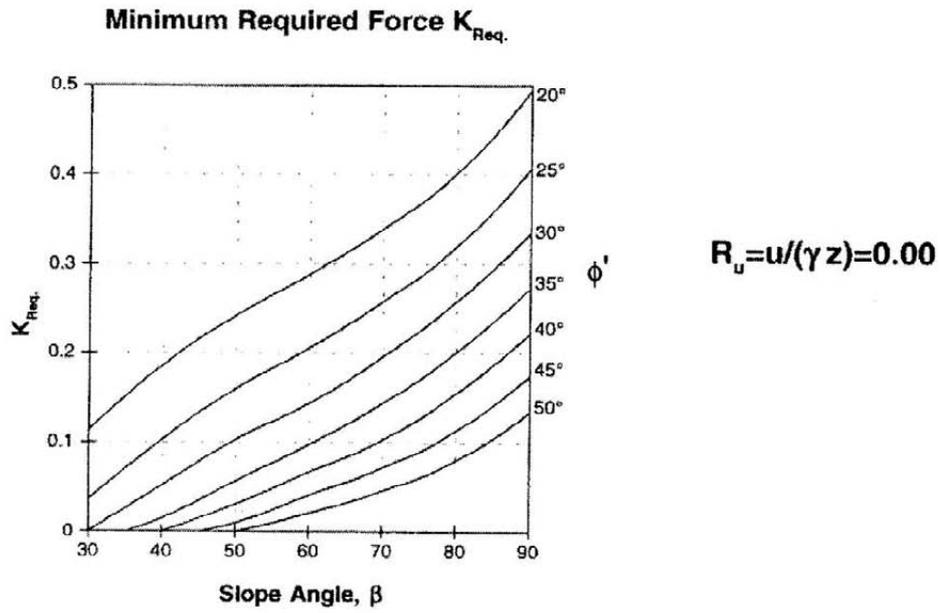
relativa alla lunghezza all'interno del cuneo di spinta attiva. Si assume una lunghezza di ancoraggio complessiva di **4.00m**. Per quanto riguarda la lunghezza del risvolto esso dovrà essere pari a 1.30m.

#### 4.5 Diagrammi di Jewell

La determinazione della spinta attiva che deve essere assorbita dalle geogriglie e la lunghezza minima di ancoraggio perché non si verifichi lo scorrimento del blocco in terra rinforzata può essere determinata, in primo approccio, attraverso degli abachi reperibili in bibliografia (Jewell, 1991). Tali abachi possono essere utilizzati solo se sono soddisfatte le seguenti ipotesi:

- fondazione in piano e adeguata capacità portante del piano di posa
- sovraccarico uniformemente distribuito
- pendio uniforme con cresta orizzontale e inclinazione compresa tra 30° e 90°
- terreno omogeneo, puramente frizionale, parametri geotecnici espressi in termini di pressioni efficaci
- pressione dei pori espressa come:  $r_u = u/(\gamma_w z)$
- geosintetici orizzontali e continui (geogriglie o geotessili) e non strisce o barre metalliche

Si fornisce di seguito un esempio degli abachi di Jewell nel caso di assenza di pressione dei pori



**APPROFONDIMENTO:****LA STABILITA' DEI PENDII**

Fenomeni di instabilità dei pendii possono essere indotti da forze gravitazionali, da precipitazioni meteoriche, da azioni sismiche e da erosione, in combinazione con processi di decadimento della resistenza al taglio. Movimenti possono prodursi negli strati più superficiali per l'alternarsi di fenomeni di rigonfiamento ed essiccamento stagionali, e lenti movimenti nel tempo sono imputabili al comportamento viscoso delle terre. Tutte le menzionate cause possono essere ovviamente concomitanti, ma anche quando l'instabilità sia (apparentemente) prodotta da una sola causa, l'analisi di un pendio richiede molte informazioni, di natura geomorfologia, idrogeologica e geotecnica, tramite indagini che riguardano diverse scale di osservazione.

**Possibili cinematismi**

La forma della superficie di scivolamento è controllata da molti fattori, quali discontinuità, stratificazioni e profondità del substrato.

In formazioni relativamente omogenee, quali argille tenere e argille consistenti intatte e fessurate, possono instaurarsi cinematismi di rotazione. In argille consistenti e argilliti, il fenomeno può presentare superfici multiple e avere carattere progressivo.

Cinematismi di traslazione sono in genere caratterizzati dalla presenza di un substrato, le cui caratteristiche meccaniche sono migliori rispetto a quelle della massa soggetta a instabilità, o da livelli in corrispondenza dei quali si localizza il processo di decadimento della resistenza al taglio.

Materiali di modeste caratteristiche di resistenza o materiali di qualsiasi consistenza soggetti a elevati valori di pressione interstiziale (generate nella fase di rottura o immediatamente dopo) possono dare origine a fenomeni di rapido trasporto di masse (colate), con velocità così elevate da rendere il moto simile a quello di un liquido viscoso (D'Elia, 1975,1979; Cancelli, 1980). In Italia assumono particolare rilevanza le colate che coinvolgono coltri piroclastiche, prodotte dall'attività vulcanica, nel napoletano, nella penisola sorrentina e nell'agro sarnese-nocerino.

**Metodi per l'analisi di stabilità**

In tutte le analisi convenzionali attualmente in uso, riconducibili al **metodo dell'equilibrio limite globale**, il comportamento del terreno è assimilabile a quello di un mezzo rigido-plastico. L'analisi considera pertanto solo le condizioni presenti all'istante di rottura e risulta indipendente da ogni processo deformativo che precede tale fase.

Occorre anche osservare che variazioni delle condizioni al contorno possono causare scivolamenti lungo preesistenti superfici di scivolamento, dando quindi luogo a fenomeni di **riattivazione** di precedenti eventi.

Correttamente, occorrerebbe analizzare quindi le seguenti fasi:

- pre-rottura;
- rottura;
- post-rottura;
- riattivazione;

ma la complessità del problema è tale che un'analisi quantitativa viene limitata solamente alle fasi di rottura e riattivazione, alle quali possono applicarsi, con le dovute accortezze e differenze (soprattutto per ciò che concerne la scelta dei parametri di resistenza al taglio) i procedimenti usuali.

Tutti i metodi basati sull'equilibrio limite globale hanno in comune le seguenti assunzioni:

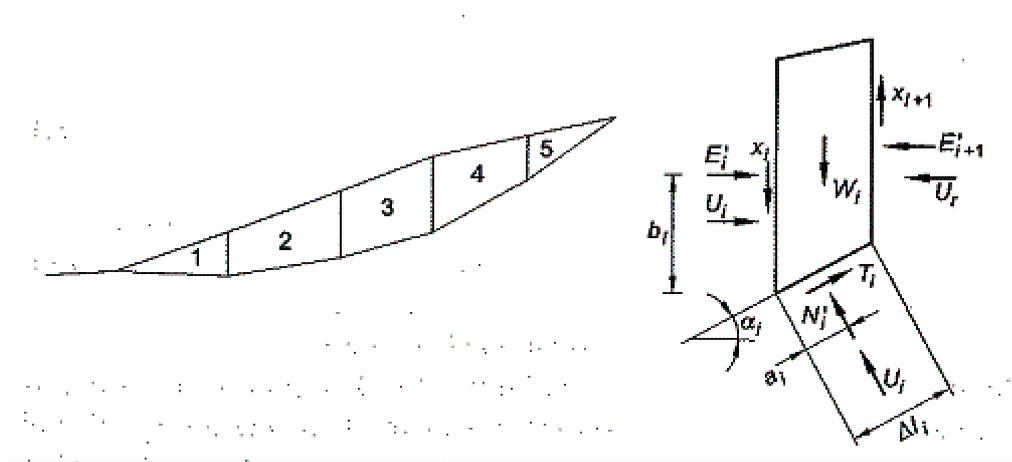
- si ipotizza che lo scivolamento avvenga lungo una superficie di geometria nota;
- si assumono condizioni di deformazione piana;
- la resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento è confrontata con il valore necessario a garantire l'equilibrio e questo rapporto è assunto come misura della sicurezza.

Pertanto:

*il coefficiente di sicurezza è inteso come il coefficiente per il quale può essere divisa la resistenza al taglio per garantire al pendio le condizioni di equilibrio limite ed è assunto costante lungo l'intera superficie di scivolamento.*

### **Metodi dell'equilibrio limite globale**

Nelle analisi di stabilità più complicate, in cui la superficie di scivolamento si presenti composta, il cinematisma coinvolga formazioni tra loro differenti e il regime delle pressioni neutre risulti di non semplice schematizzazione, è necessario ricorrere ad una procedura nota in letteratura come **metodo dei conci** (o *delle strisce*).



Con riferimento alla figura riportata sopra, la massa di terreno instabile viene suddivisa in un conveniente numero di conci e si analizza quindi l'equilibrio di ciascuno di essi.

Se  $n$  è il numero di conci, il problema presenta le seguenti incognite:

- $n$  forze  $N'_i$  normali alla base di ciascun concio;
- $(n-1)$  componenti normali  $E'_i$  e  $(n-1)$  componenti tangenziali  $X_i$ , agenti all'interfaccia tra i conci;

- $N$  coordinate a necessarie a definire il punto di applicazione delle  $N_i'$ ;
- $(n-1)$  coordinate b necessarie a definire il punto di applicazione delle  $E_i'$ .

Se alle suddette incognite si aggiunge il coefficiente di sicurezza che, per definizione, consente di esprimere le azioni di taglio in termini di  $N_i'$ , si hanno in totale  $(5n-2)$  incognite, da confrontare con le equazioni di equilibrio disponibili, pari a  $3n$ .

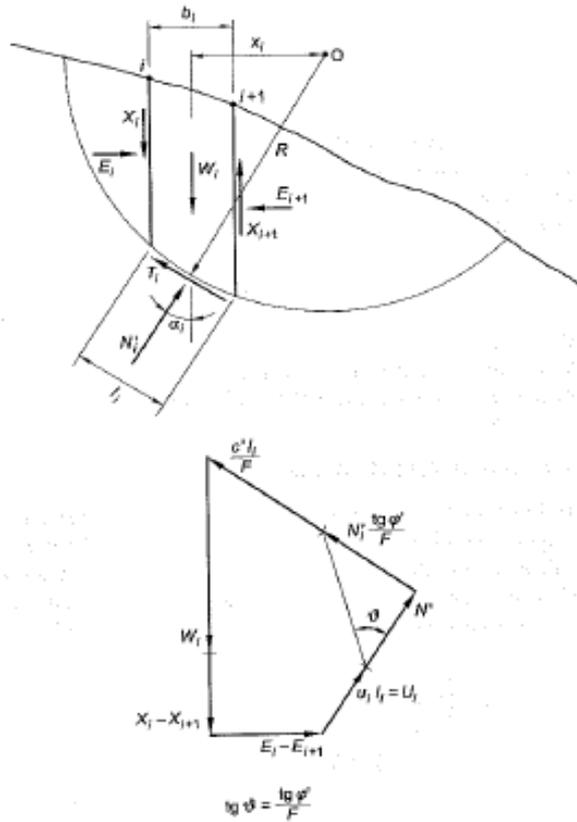
Se i conici sono sufficientemente piccoli da poter assumere che le  $N_i'$  siano applicate nel baricentro della base, il numero delle incognite si riduce a  $(4n-2)$ . In ogni caso il problema risulta staticamente indeterminato e occorre pertanto introdurre ulteriori condizioni per renderlo determinato. Queste condizioni supplementari si traducono solitamente in assunzioni riguardanti le azioni all'interfaccia e le principali differenze tra i vari metodi di analisi sono riconducibili a queste ipotesi.

In particolare, i metodi proposti in letteratura possono essere convenientemente suddivisi in metodi cosiddetti esatti e metodi approssimati.

- Nel primo caso si ricercano  $(n-2)$  condizioni supplementari riguardanti le azioni all'interfaccia (es. Morgenstern e Price, 1965; Janbu (1973); Sarma (1973).
- Metodi semplificati :si introducono in questo caso ipotesi alquanto restrittive sulle azioni di interfaccia, rendendo addirittura sovradeterminato il problema.

### ***Metodo semplificato di Bishop (1955)***

In questo metodo si assume che la superficie di scivolamento sia una superficie cilindrica a direttrice circolare, con il significato dei simboli illustrato in figura:



Considerando l'equilibrio alla rotazione intorno al centro O, il momento della forza peso del terreno interno alla superficie di scivolamento deve essere uguale al momento delle azioni agenti sulla superficie stessa, per cui:

$$F = \frac{R \cdot \sum [c' l_i + (N_i - U_i) \text{tg} \varphi']}{\sum W_i x_i} \dots\dots\dots 1)$$

nella quale si è tenuto conto che la resistenza al taglio è espressa da:

$$T_i = \frac{c' l_i + (N_i - U_i) \text{tg} \varphi'}{F} \dots\dots\dots 2)$$

L'equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio consente di scrivere:

$$W_i - T_i \text{sen} \alpha_i - N_i \text{cos} \alpha_i - (X_{i+1} - X_i) = 0 \dots\dots\dots 3)$$

Per cui, sostituendo il valore di  $N_i$  ricavato dalla 3) nella 1), si ottiene:

$$F = \frac{\sum \left[ (c' b_i + W_i (1 - r_u) \operatorname{tg} \varphi' + (X_i - X_{i+1}) \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{M_\alpha} \right]}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \dots\dots 4)$$

nella quale si è posto

$$M_\alpha = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \operatorname{tg} \alpha_i}{F} \right) \dots\dots\dots 5)$$

e con  $r_u$  il rapporto

$$r_u = \frac{u_i b_i}{W_i} \dots\dots 6)$$

Se si assume che le forze  $X_i$  siano nulle, il coefficiente di sicurezza (prescindendo dalla condizione di equilibrio alla traslazione orizzontale del concio) può essere valutato con l'espressione approssimata:

$$F = \frac{\sum \left[ (c' b_i + W_i (1 - r_u) \operatorname{tg} \varphi') \frac{1}{M_\alpha} \right]}{\sum W_i \operatorname{sen} \alpha_i} \dots\dots\dots 7)$$

con  $M_\alpha$  dato sempre dalla 5).

Si noti che, poiché il coefficiente di sicurezza compare nella 7) sia al primo membro, sia al secondo (per la presenza di  $M_\alpha$ ), è necessaria una procedura iterativa: si introduce un valore di tentativo di F nella 5) e se ne calcola un nuovo valore con la 7), continuando fino alla convergenza desiderata.

### **Coefficiente di sicurezza per pendii rinforzati**

Nel caso in cui il pendio sia rinforzato con geosintetici, occorre considerare il contributo alla stabilità fornito da tali elementi.

I metodi più accreditati per tener conto di tale forza attiva sono due: AASHTO e Comprehensive Bishop (Leshchinsky).

### **Coefficiente di sicurezza per pendii rinforzati: AASHTO**

La forza fornita (T-available) da ogni strato di rinforzo che interseca la potenziale superficie di scorrimento è introdotta nell'equazione di equilibrio limite nel seguente semplice modo.

La normativa AASHTO determina il coefficiente di sicurezza modificando il metodo di Bishop nel seguente modo:

$$F_s \text{ (rinforzato)} = F_s \text{ (non rinforzato)} + \frac{M_r}{M_d} \dots\dots\dots 8)$$

dove:

$F_s$  (non rinforzato)=fattore di sicurezza calcolato con la 4)

$M_d$ =momento instabilizzante calcolato rispetto al centro del cerchio di scorrimento (denominatore della 4) moltiplicato per r)

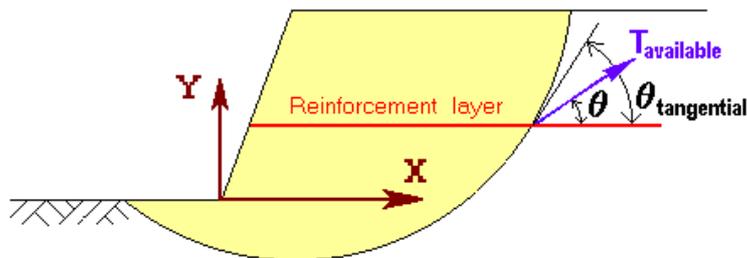
$M_r$ =momento resistente generato dalla forza del rinforzo che interseca la superficie di scorrimento.

Il momento  $M_r$  dipende dal parametro ror (Reinforcement Orientation Ratio) nel seguente modo:

$$\theta = \text{ror} * \theta_{\text{tangential}}$$

$$\theta = 0 \dots\dots\dots \text{horizontal } T_{\text{available}} : \text{ror} = 0.0$$

$$\theta = \theta_{\text{tangential}} \dots\dots\dots \text{tangential } T_{\text{available}} : \text{ror} = 1.0$$



Quando ror = 0 la forza è orizzontale, mentre quando ror=1 la forza (T-available) è tangente alla superficie di rottura.

NOTA: T-allowable=T-available/ $F_s$ . T-available è la resistenza a lungo termine del rinforzo mentre T-allowable è la resistenza mobilitata (richiesta) al rinforzo.

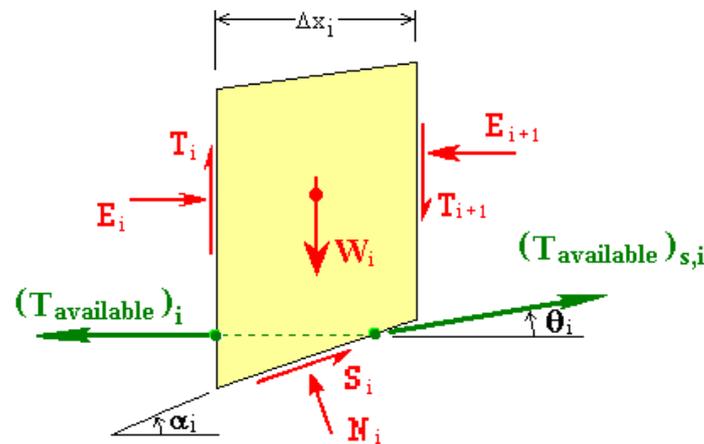
Risulta pertanto:

$$M_r = T_{available} \times R \times \cos[(1-ror) \times \theta_{tangential}]$$

Il coefficiente di sicurezza così determinato rappresenta il margine di sicurezza sia per la resistenza del terreno che per la forza del rinforzo.

**Coefficiente di sicurezza per pendii rinforzati: Comprehensive**

Il metodo di Bishop soddisfa sia l'equilibrio dei momenti che l'equilibrio delle forze verticali (anche se per soddisfare la traslazione verticale occorre fare alcune semplificazioni).



$(T_{available})_{s,i}$  = available long-term strength of reinforcement layer at the slip surface intersecting slice i.

Considerando che il contributo del rinforzo sia orizzontale, con la notazione indicata in figura si può esprimere l'equilibrio verticale per il singolo concio i. L'equilibrio verticale permette di determinare Ni, espressa come funzione di Fs.

Successivamente, con l'equilibrio alla rotazione scritto per tutti i conci, si ottiene una equazione con (n+1) incognite, Fs e n termini Ni. Sostituendo i valori di Ni ottenuti dall'equilibrio verticale (semplificato) si ottiene l'equazione di Bishop che tiene conto del rinforzo:

$$F_S = \frac{\sum [c_i \Delta x_i + (W_i - t_i \sin \theta_i) \tan \phi_i] / m_{\alpha_i}}{\sum [W_i \sin \alpha_i - t_i \cos(\alpha_i - \theta_i)]}$$

dove va specificato l'angolo  $\theta_i$  attraverso il parametro ror e deve intendersi

$t_i = (T_{available})_{s,i}$ .

**Esempio**

Esaminiamo ora un caso molto interessante dal punto di vista geotecnica.

Si tratta di un rilevato rinforzato di notevole altezze (circa  $h=27$  m) realizzato a ridosso di una parete rocciosa.

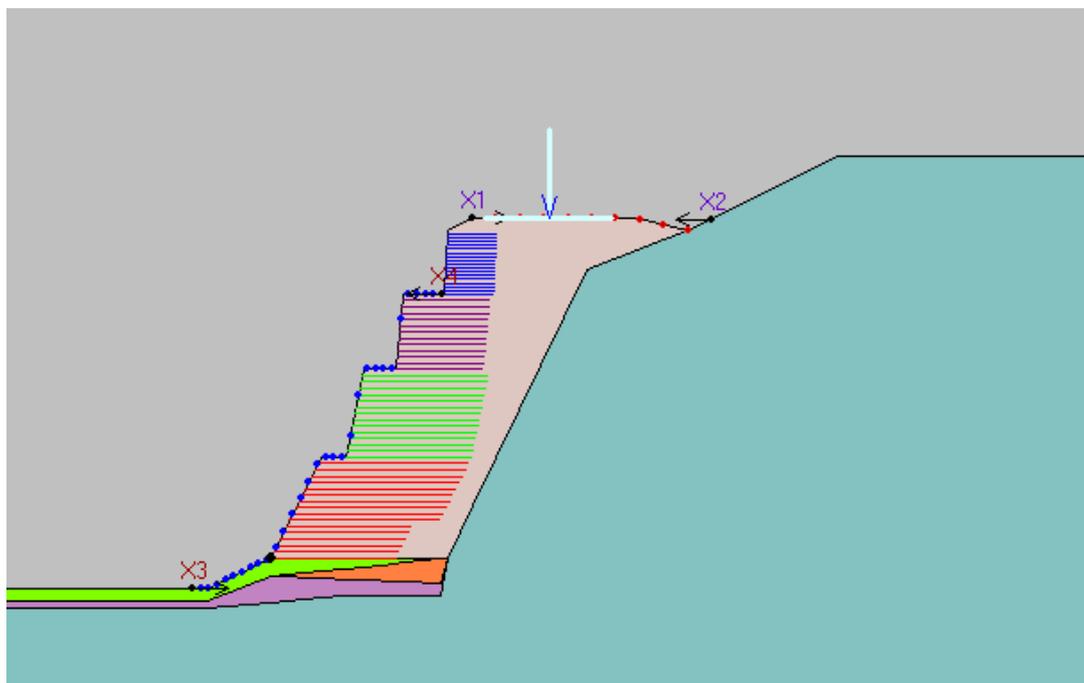
La stratigrafia risulta molto complessa e la falda in questo caso è assente.

La sezione dell'opera è la seguente:

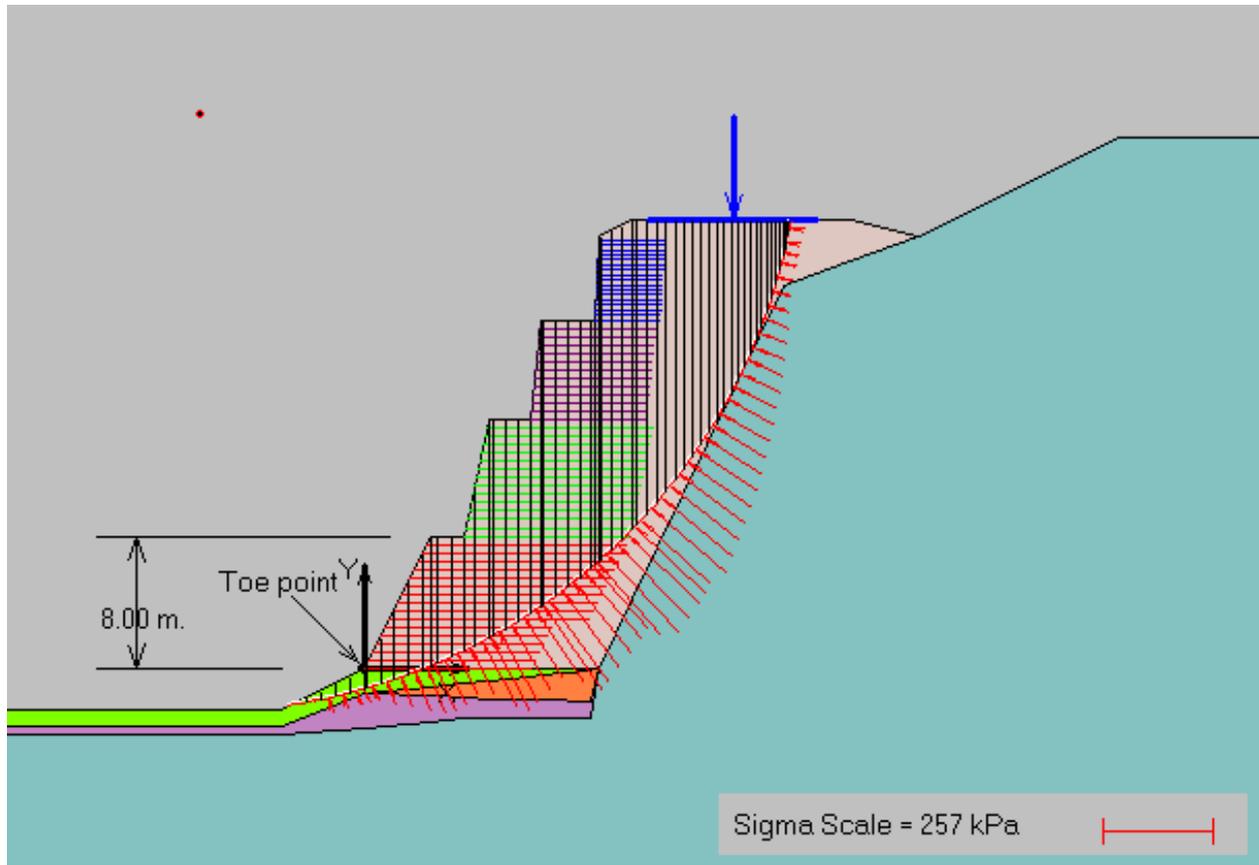


Il materiale che costituisce il corpo rinforzato è rappresentato da terreno granulare non a spigolo vivo, poi si hanno strati di argilla alternati fino alla roccia sottostante.

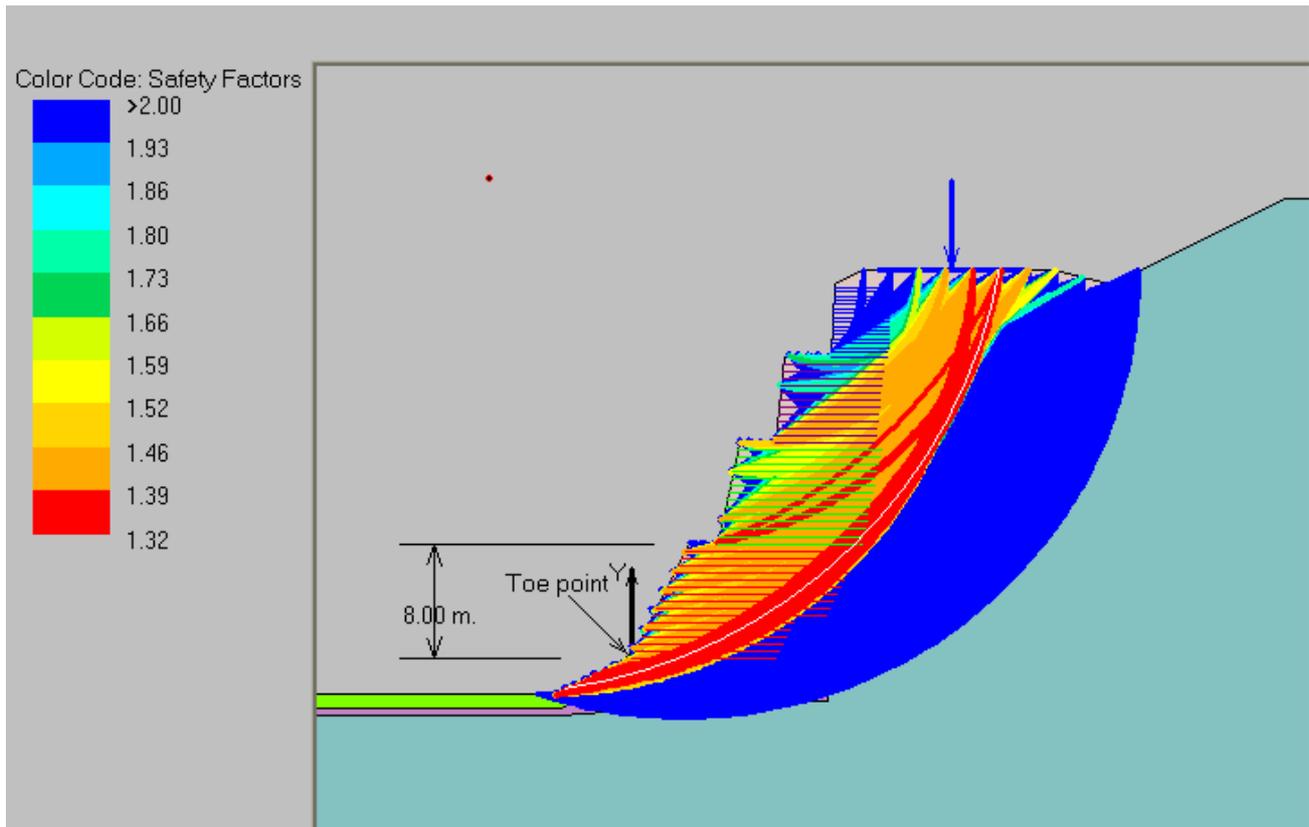
Nella figura seguente si vedono i rinforzi utilizzati:



Effettuando una analisi di stabilità globale alla rotazione si ottiene la superficie di scorrimento con  $F_s$  minore, la suddivisione in conci e le forze alla base di ciascun concio:



Inoltre è utile visualizzare la "safety map" che permette di capire come varia il fattore di sicurezza per tutti i cerchi analizzati :

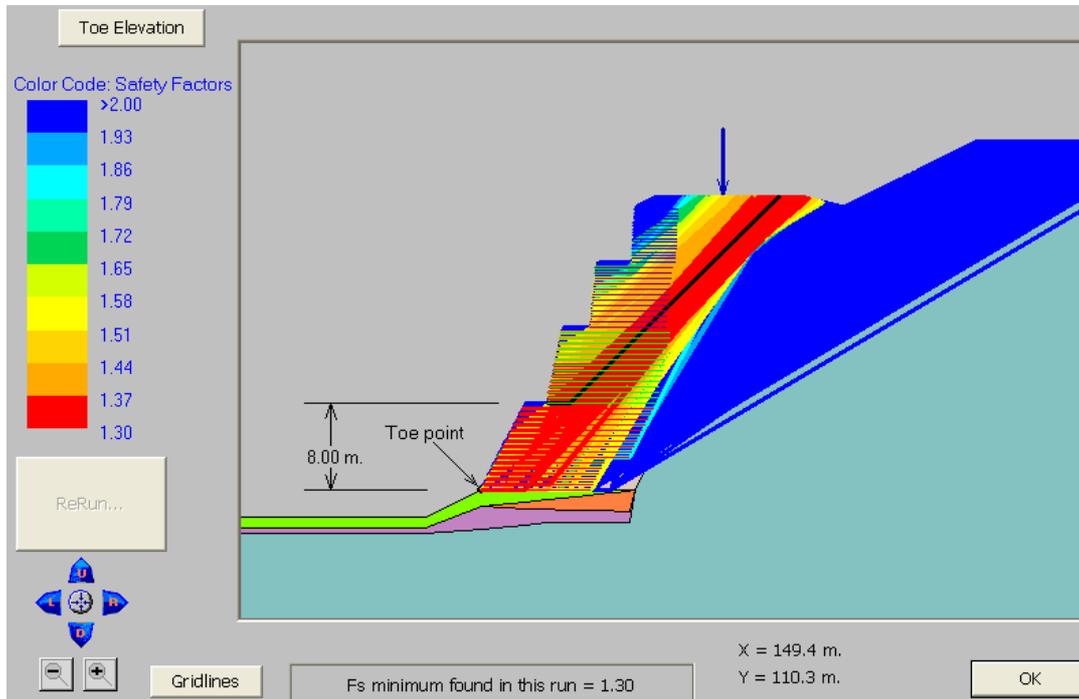
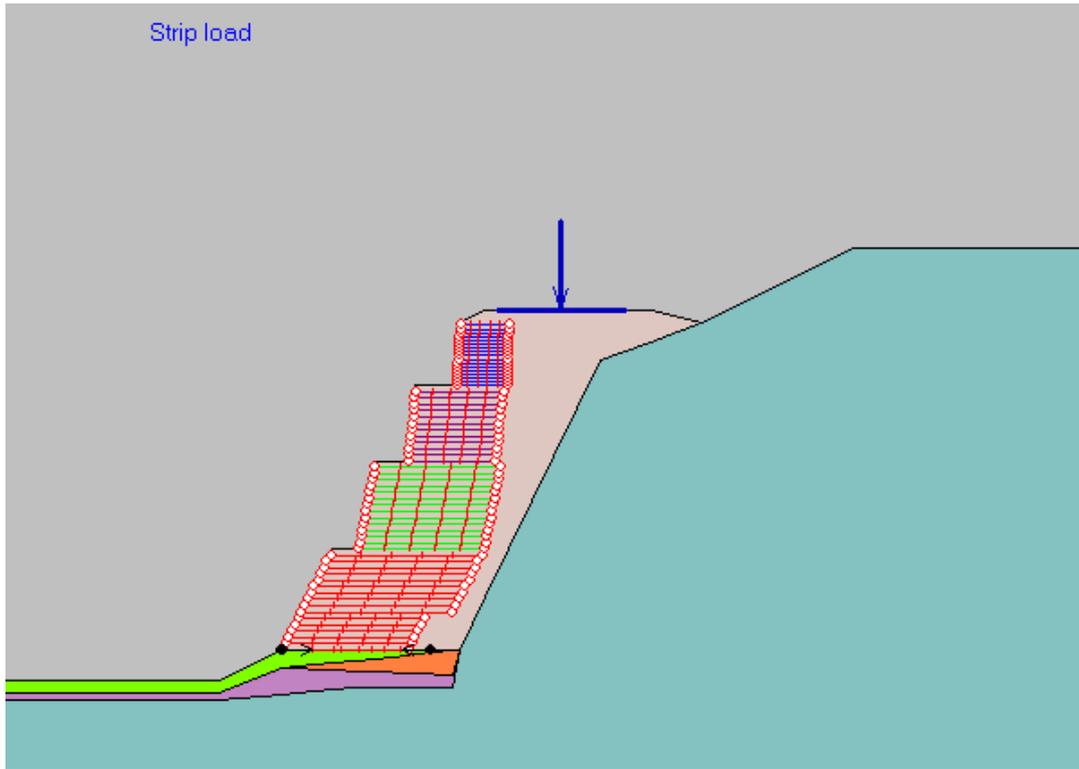


### **Scivolamento orizzontale**

L'ammasso di terreno rinforzato, ed eventualmente una porzione di terreno a tergo, possono scivolare in blocco lungo la base o lungo uno degli strati di rinforzo.

Vengono pertanto investigate numerose superfici bilineari, con un tratto orizzontale corrispondente a porzioni crescenti di ognuno degli strati di rinforzo e un tratto inclinato con diverse angolature per ogni tratto orizzontale.

Di conseguenza per ogni tratto orizzontale vengono calcolate le forze resistenti e le forze attive, il cui rapporto fornisce il Fattore di Sicurezza.

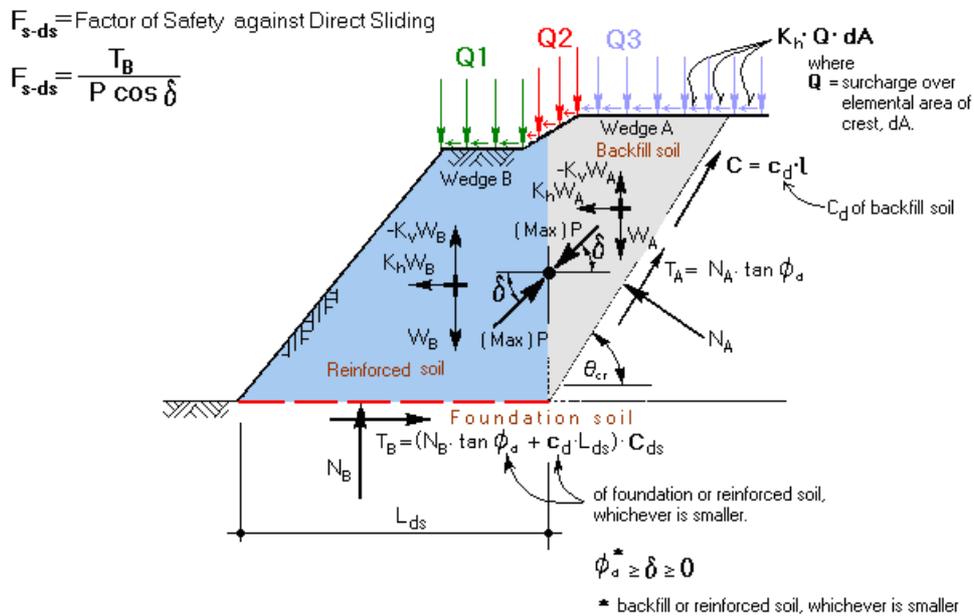


**Effetto sismico**

Per tener conto dell'azione del sisma sull'ammasso rinforzato e non, si segue il metodo pseudo-statico con il quale si introduce una coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  e verticale  $\pm k_v$ , i quali vanno moltiplicati per il peso del singolo concio e degli eventuali sovraccarichi, ottenendo una componente di spinta orizzontale e verticale (verso l'alto o verso il basso) che simulano l'effetto instabilizzante del terremoto di progetto considerato:

$$F_h = k_h \cdot W \qquad \pm F_v = \pm k_v \cdot W$$

Nella figura è possibile notare quanto appena illustrato.



## NOTA TECNICA

### Angolo di resistenza al taglio del terreno e fattore di sicurezza

La superficie di scorrimento che si sviluppa nel terreno è un fenomeno progressivo, specialmente in terreni rinforzati dove gli strati del rinforzo ritardano lo sviluppo della superficie di rottura nella loro prossimità. Vale a dire la superficie di scorrimento non si sviluppa istantaneamente lungo tutta la sua lunghezza, così la resistenza di picco del terreno non è mobilitata simultaneamente come è assunto dal metodo dell'equilibrio limite. Pertanto si raccomanda che i parametri  $\varphi'$  e  $c'$  utilizzati nel progetto siano quelli residui del terreno. In questo modo la resistenza sviluppata lungo tutta la superficie di rottura è sicuramente attendibile anche se considerata costante e simultanea.

Il valore della resistenza al taglio riportato dalle analisi di laboratorio su campioni di terreno indisturbato generalmente corrisponde al valore di picco della resistenza del terreno.

In tal modo un fattore di sicurezza pari ad  $F_s=1.30$  sui parametri di resistenza del terreno praticamente

assicura di progettare con valori residui di resistenza al taglio ( $\varphi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \varphi_{picco}}{F_s}\right)$ ,  $c_d = \frac{c_{picco}}{F_s}$ ).

La N.T.C. 2008 sembra aver recepito queste evidenze sperimentali quando impone un fattore di sicurezza pari a  $F_s=1.25$  per parametri di resistenza al taglio del terreno.

Nei casi in cui il terreno non presenti un comportamento rammollente (cioè non vi sia un picco), i valori riportati dai laboratori corrispondono a quelli residui, pertanto andrà preso un  $F_s=1.00$ .

### Coesione e fattore di sicurezza

Quando si utilizzi un terreno coesivo, per la realizzazione di rilevati rinforzati, estrema cautela deve essere posta nello specificare il valore della coesione.

Essa ha un notevole peso per la stabilità del pendio e di conseguenza per la resistenza richiesta al rinforzo.

Un piccolo valore della coesione ha come conseguenza che nella sommità della terra rinforzata non occorran rinforzi.

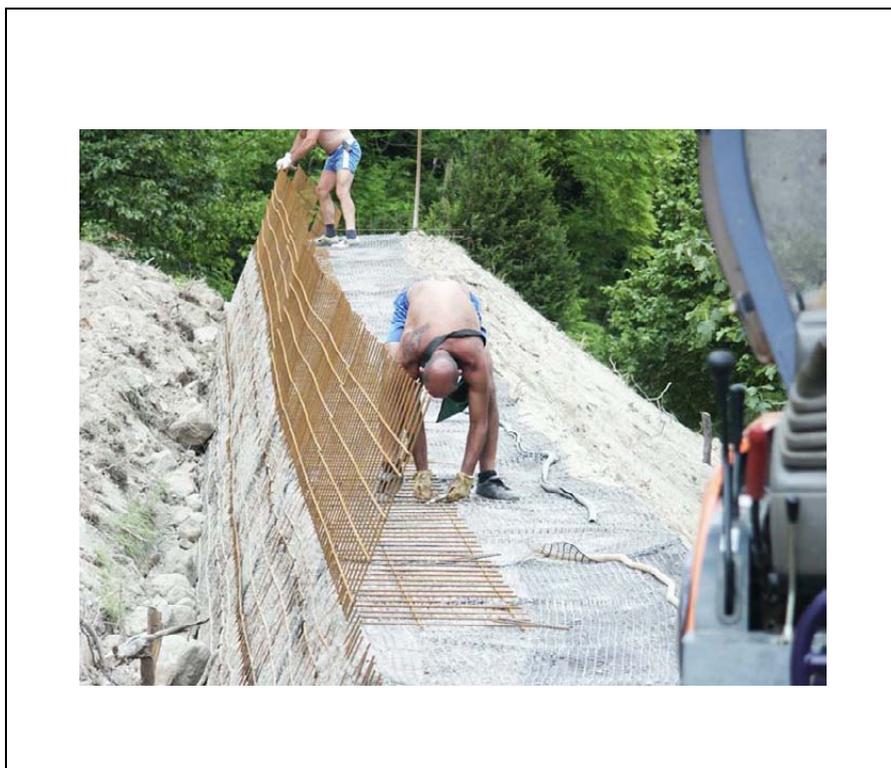
Tuttavia nel lungo periodo, la coesione dei rilevati artificiali (fatti dall'uomo) tende a diminuire. Per cui si raccomanda di limitare il valore della coesione a  $c'=5$  kPa, come estremo superiore.

## 5 MODALITÀ DI POSA

Le fasi di realizzazione delle terre rinforzate sono le seguenti:

- preparazione del piano di posa, avendo cura di renderlo regolare e tale da garantire la capacità portante richiesta per la realizzazione della struttura in terra rinforzata;
- posizionamento dei casseri in rete elettrosaldata precedentemente piegati con l'inclinazione prevista in progetto;
- srotolamento e taglio delle geogriglie di rinforzo, secondo le lunghezze di ancoraggio e di risvolto calcolate, e loro posizionamento avendo cura di sovrapporre i rotoli di almeno 20cm;
- srotolamento e posizionamento della biostuoia lungo il paramento;
- applicazione di tiranti e picchetti ai casseri (7 tiranti e 2 picchetti per cassero);
- compattazione dello strato di terreno da rilevato in sottostrati da circa 25 - 35 cm avendo cura di porre sul paramento a vista circa 20 - 30 cm di terreno vegetale per favorire la crescita della vegetazione;
- risvolto della biostuoia e della geogriglia;
- montaggio dello strato successivo attraverso l'utilizzo di un altro cassero in rete elettrosaldata.

Si riportano di seguito alcune fasi di lavorazione:



Posizionamento dei casseri



Stesa delle geogriglie e della juta sul paramento



Fasi di compattazione del terreno per strati di 25-35 cm



Risolto della geogriglia e della juta prima di realizzare lo strato successivo

## 6 REFERENZE

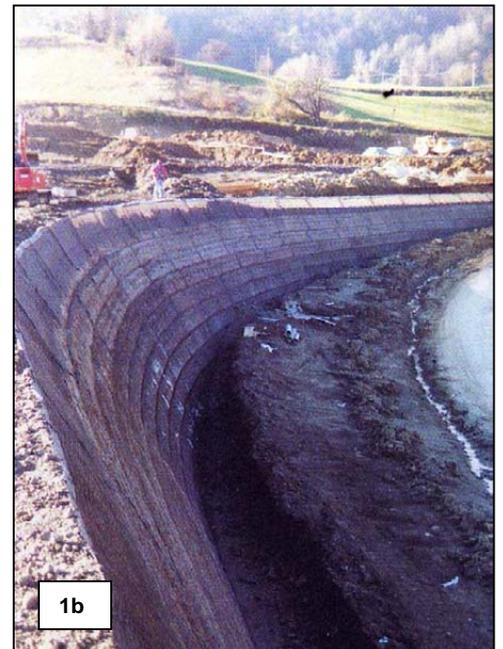
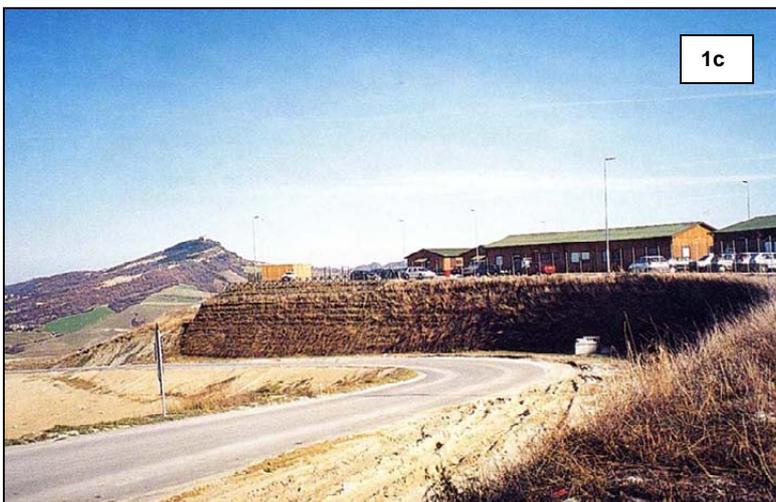
### 1- Campo base CAVET (Consorzio Alta Velocità Emilia Toscana) - Loiano, loc. Barbarolo (BO).

Per ottenere gli spazi necessari al campo base di Barbarolo e nel contempo per minimizzare l'impatto ambientale e facilitarne così l'inserimento in un ambiente collinare, la tecnica delle terre rinforzate mediante geogriglie **Ibergrid** è risultata la più idonea.

a) in questa immagine è rappresentata la situazione prima dell'intervento;



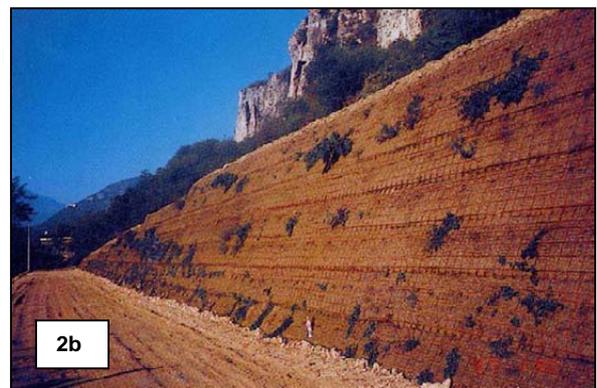
- b) il fotogramma accanto rappresenta una fase della lavorazione delle terre rinforzate: l'utilizzo delle geogriglie Ibergrid ha consentito di usare come materiale di riempimento un'argilla reperibile in loco senza dover quindi ricorrere a cave di prestito che peraltro in zona scarseggiano;
- c) questo fotogramma mostra il lavoro a rinverdimento (idrosemina potenziata) avvenuto: nel punto più alto la terra rinforzata ha una scarpata di circa 10 m.



## 2- Terre rinforzate per la soppressione di passaggi a livello a Domegliara (VR).

Il presente lavoro ha visto l'impiego delle terre rinforzate per la costruzione di un sottopasso della linea ferroviaria VR-TN e per l'allargamento di una strada nei pressi del sottopasso (nelle foto):

- a) il versante prima dell'intervento;
- b) il versante durante la posa in opera della terra rinforzata mediante geogriglie **Ibergrid** (dopo gli sbancamenti per allargare la carreggiata della strada);
- c) il versante dopo l'intervento di rinforzo.



## 3- Sistemazione di un rilevato ferroviario sulla linea Verona – Brennero .

Per ripristinare alcuni cedimenti e fenomeni erosivi che si andavano evidenziando sulla sommità del rilevato ferroviario che scorre parallelo all' argine del fiume Adige , si è ricorso alla tecnica delle terre rinforzate per rinforzare il piede del rilevato stesso , dando maggior inclinazione e creando quindi una berma più larga sulla quale si è realizzata una nuova scarpata con inclinazione più dolce . Il tutto procedendo a lavorazioni per conci , senza pregiudizio per la circolazione dei treni .Si sono utilizzate , come elementi di rinforzo , geogriglie in poliestere , ricoperte di PVC , tipo IBERGRID con resistenze a trazione di 55 kN/m e 80 kN/m



#### 4- AUTOSTRADA SALERNO – REGGIO CALABRIA : Maxilotto Sicignano- Atena Lucana

Per ampliare la carreggiata e adeguarla alla norma CNR con corsia d'emergenza , si sono realizzate , in alcuni tratti ove l'asse viario di valle è previsto a mezza costa , scarpate in terre rinforzate con pendenze molto elevate ( 75° ) per contenere l'in gombro del piede della scarpata e risparmiare sugli espropri e sul materiale di apporto evitando , al contempo , di utilizzare strutture di sostegno in calcestruzzo di discutibile impatto ambientale .

Tali terre rinforzate , usate come muri di sostegno , raggiungono in alcuni punti la agguardevole altezza di 24 m e complessivamente hanno una superficie a vista finita di circa 6.000 mq .

Come geosintetici di rinforzo sono state utilizzate geogriglie in poliester ad alta tenacità tipo IBERGRID con resistenza a trazione da 35 kN/m fino a 200 kN/m .



## 7 STRUMENTI DI CALCOLO

Nome software	Descrizione	Versione
ReSSA	Codice di calcolo che implementa il metodo dell'equilibrio limite per la verifica di stabilità dei pendii. Permette di inserire nel terreno elementi di rinforzo. Il calcolo è eseguito in condizioni statiche e sismiche, con presenza di falda, in termini di tensioni totali o efficaci.	3.1
ReSlope	Il codice di calcolo permette di eseguire le analisi di stabilità interna, composta, traslazione, rotazione per opere in terra rinforzata. Il calcolo è eseguito in campo statico e dinamico, con falda o senza.	4.0
MSEW	Il codice permette di eseguire il progetto e la verifica di muri in terra rinforzata. Il calcolo è eseguito in condizioni statiche e sismiche. E' possibile l'analisi di opere complesse tipo spalle di ponte, muri sovrapposti, "Back to Back Walls".	3.0
Slide	E' un programma per l'analisi di stabilità dei pendii. Si possono eseguire analisi di sensitività e probabilistiche e ricostruire movimenti avvenuti	5.0
Fossa	Permette di stimare i cedimenti immediati, di consolidazione e secondari del terreno sottoposto a carichi e i tempi di consolidazione.	2.0
GeoCoPs	Programma per il progetto di geotubi immersi, parzialmente immersi o in superficie. Viene determinata anche la consolidazione del materiale di riempimento del geotubo.	3.0
AutoCAD LT	Programma di grafica bi-dimensionale	2009

**PRINCIPALI LAVORI DI TERRE RINFORZATE CON GEOSINTETICI**

- 1992 MEZZOLOMBARDO (TN)  
Costruzione barriere paramassi a protezione dell'abitato di Mezzolombardo  
 $H_{max}$  6.0 m – Superficie 1.000 mq
- 1992 MEZZANA (TN)  
Realizzazione gradinate per nuovo stadio naturale dedicato a gare di canoa  
 $H_{max}$  6.0 m – Superficie 500 mq
- 1994 CASTELGOMBERTO (VI)  
Costruzione muro di sottoscarpa per variante strada comunale  
 $H_{max}$  4.0 m – Superficie 300 mq
- 1995 MAROSTICA (VI)  
Costruzione muro di sostegno per area di parcheggio  
 $H_{max}$  6.0 m – Superficie 400 mq
- 1995 BRUNICO (BZ)  
Costruzione barriere paramassi.  
 $H_{max}$  5.0 m – Superficie 400 mq
- 1996 ASTI  
Ripristino di una frana a seguito di alluvione  
 $H_{max}$  4.0 m – Superficie 200 mq
- 1996 PIANORO (BO)  
Costruzione muri di sostegno per la realizzazione campi base relativi alla tratta ferroviaria Alta Velocità Firenze - Bologna  
 $H_{max}$  9.0 m – Superficie 1.200 mq
- 1996 SESTRIERE (TO)  
Ripristino frana strada provinciale in località Sestriere  
 $H_{max}$  6.0 m – Superficie 600 mq
- 1997 OSIMO (AN)  
Costruzione muri di sostegno per aree adibite alla realizzazione di nuovi capannoni  
 $H_{max}$  6.0 m – Superficie 1.100 mq
- 1997 DOMEGLIARA (VR)  
Costruzione muro di controripa per soppressione passaggio a livello con sottopasso ferroviario  
 $H_{max}$  7.0 m – Superficie 600 mq
- 1997 BONDENO (FE)  
Costruzione muri perimetrali discarica comunale di Bondeno  
 $H_{max}$  8.0 m – Superficie 1.000 mq
- 1998 LORO - CIUFFENNA (AR)  
Costruzione muro di sottoscarpa nella variante strada provinciale per l'abitato di Loro - Ciuffenna  
 $H_{max}$  6.0 m – Superficie 530 mq
- 1998 TAVAGNACCO (UD)  
Costruzione barriera di protezione ambientale  
 $H_{max}$  8.0 m – Superficie 900 mq
- 1999 OZZANO (BO)  
Costruzione rampe di un sovrappasso ferroviario  
 $H_{max}$  8.0 m – Superficie 4.000 mq
- 1999 BUSSOLENGO (VR)  
Costruzione muro di controripa per conto Consorzio di Bonifica Adige - Garda  
 $H_{max}$  5.0 m – Superficie 600 mq

- 2003 PALMANOVA (UD)  
Autostrada A28, piazzole di sosta realizzate in terra rinforzata  
 $H_{max}$  4.0 m – Superficie 2.000 mq
- 2004 CASACALENDA (CB)  
Strada di collegamento tra Stazione FS di Bonefro e la FV Biferno – Impresa SO.GE.MI. (Valsinni)  
 $H_{max}$  11.40 m – Superficie 2.400 mq
- 2004 VILLABASSA (BZ)  
Circonvallazione di Villabassa, Impresa PAC spa (Capo di Ponte – BS)  
 $H_{max}$  5.65 m – Superficie 2.800 mq
- 2004 ROVETTA (BG)  
Regione Lombardia, Sistemazione idraulica del torrente Borlezza,  
Impresa Bergamelli srl (Nembro – BG)  
 $H_{max}$  7.80 m – Superficie 500 mq
- 2004 BRADANICA  
SS 655 “Bradonica”, 1° tronco 3° lotto “S. Maria d’ Irsi”, Impresa Aleandri srl (Bari)  
 $H_{max}$  6.60 m – Superficie 850 mq
- 2005 RESANA (TV)  
SR 245 “Castellana”, Impresa LF Costruzioni (Ponzano Veneto – TV)  
 $H_{max}$  4.0 m – Superficie 1100 mq
- 2005 PESARO  
Nuova Strada Interquartieri Pesaro, Impresa Pensierini Costruzioni (Pesaro) e CBR (Rimini)  
 $H_{max}$  7.0 m – Superficie 3000 mq
- 2005 SILEA (TV)  
Scavalco di Silea, Impresa Coletto spa (S.Andrea di Barbarana – TV)  
 $H_{max}$  7.6 m – Superficie 3150 mq
- 2005 POLLA (SA), in costruzione  
Autostrada SA-RC, tratto Polla-Petina, Impresa Costruzioni Santangelo (Atena Lucana – SA)  
 $H_{max}$  20.0 m – Superficie 6.000 mq
- 2005 BARDONECCHIA (AO)  
Torino 2006 scarl, Nuova viabilità svincolo di Bardonecchia, Impresa Cosedil  
 $H_{max}$  8.0 m – Superficie 2500 mq
- 2005 RICCIA (CB), in costruzione  
SS212 Val Fortore, Impresa Tre Elle srl (Frosolone – IS)  
 $H_{max}$  8.0 m – Superficie 2300 mq
- 2005 PARMA Rotatoria Langhirano  
Impresa Coger (Roma)  
 $H_{max}$  7,90 m – Superficie 1700 mq
- 2005 SASSARI SS ITIRI  
Impresa S.p.e.a. Scalpellini Posatori e Affini (Sassari)  
 $H_{max}$  5,80 m – Superficie 1400 mq
- 2006 PERI (VR) Linea Ferroviaria Milano - Brennero  
Impresa Pierobon (Belluno)  
 $H_{max}$  4,00 m – Superficie 1200 mq

- 2006 CIBIANA DI CADORE 26/28 Passo Cibiana  
Impresa Green Point (Belluno)  
Hmax 6,60 m – Superficie 1200 mq
- 2006 ROVIGO Linea ferroviaria – Stazione di Rovigo  
Impresa Mazzi (Verona)  
Superficie 1500 mq
- 2006 BRONDOLO DI CHIOGGIA (VE) SS 309 Romea  
Impresa Sacaim (Marghera)  
Hmax 6,80 m – Superficie 4600 mq
- 2006 OZIERI – PATADA SS 389  
Impresa Società Generale Appalti (Ozieri)  
Hmax 16,00 m – Superficie 2500 mq
- 2006 GAIRO TAQUISARA (Nuoro) SS  
Impresa Delusso Costruzioni (Irgoli)  
Hmax 6,00 m – Superficie 1800 mq
- 2007 CHIUSAVECCHIA (Imperia) SS 28 “Del Colle di Nava”  
Impresa Carena (Genova)  
Hmax 22,00 m – Superficie 4.500 mq
- 2007 CAVA MAGGIA (MALPENSA) Piano Territoriale d'area Malpensa-Lonate Pozzolo (VA)  
Impresa Progesam (Milano)  
Hmax 6,00 m – Superficie 1600 mq
- 2007 AREA DEPOSITO FIENILE (BARBERINO DEL MUGELLO)  
A1 Milano-Napoli, Attraversamento Sasso Marconi - Barberino del Mugello-Lotto Mugello  
(Variante del Valico) 2° stralcio, lotto 13  
Impresa Toto (Chieti)  
Hmax 12,00 m – Superficie 5000 mq
- 2007 GUALDO TADINO (PG)  
SS3, Via Flaminia, tronco Foligno – Osteria del Gatto  
Impresa Brunelli Costruzioni (Nocera Umbra)  
Hmax 10,20 m – Superficie 1400 mq
- 2007 PERI (VERONA) Linea Ferroviaria VERONA – BRENNERO  
Impresa Pierobon (Belluno)  
Hmax 4,20 m – Superficie 1400 mq
- 2007 SANTA CROCE SULL'ARNO  
Bretella del Cuoio "Collegamento SP66 e S.G.C. FI-PI-LI  
Impresa MDM (Buccino)  
Hmax 7,400 m – Superficie 5600 mq
- 2007 BIBBIENA - POPPI (AREZZO)  
Lavori di costr.variante esterna Bibbiena SRT71 a Memmenano (Poppi) km.4+256  
Impresa Varvarito Lavori  
Hmax 11,40 m – Superficie 2100 mq
- 2007 CIRCONVALLAZIONE DI BRESSANONE 27/28  
PAT (Provincia Autonoma di trento)  
Impresa PAC .  
Hmax 8,40 m – Superficie 1.600 mq

- 2007 GRASSANO (MATERA)  
Trasversale Alta Basentana- Bradanica "Adeguamento Delle strade Prov. Ex SS 277  
Impresa So.Ge.Mi.  
Hmax 10,40 m – Superficie 5.000 mq
- 2008 GROSSETO – FANO FI 38/2004  
S.G.C.-Grosseto-Fano, Tronco grosseto-Siena. Lavori di Adeguamento a quattro corsie dell'estesa complessiva di km63+651,13. Lotto 3: dal km20+350 al km 27+200  
Impresa SECOL (Roma)  
Hmax m – Superficie 22.000 mq
- 2008 SP 156 LUSERNETTA (CUNEO)  
Provincia di Cuneo : Variante Bibiana - Lusernetta  
Impresa ImPre.Mar  
Hmax 12,00m – Superficie 13.000 mq
- 2008 AREA LORA (BARBERINO DEL MUGELLO)  
A1 Milano-Napoli, Attraversamento Sasso Marconi - Barberino del Mugello-Lotto Mugello (Variante del Valico) 2° stralcio, lotto 13  
Impresa Toto (Chieti)  
Hmax 12,00 m – Superficie 5000 mq
- 2008 CAORIA (TRENTO)  
Realizzazione degli interventi di difesa sulla SP 56 di Caoria tra gli abitati di Caoria e Canal S. Bovo  
Impresa Sandrini (Morbegno- Sondrio)  
Hmax 6,00 m – Superficie 10.000 mq
- 2008 SALERNO – REGGIO CALABRIA II° Maxilotto - 1° lotto  
Impresa SIS - Torino  
Hmax 8,70 m – Superficie 1.400 mq
- 2008 FRESILIA-FONDO VALLE DEL TRIGNO ANAS  
SS212 Val Fortore  
Impresa TRE ELLE (Frosolone- Isernia)  
Hmax 7,80 m – Superficie 1.400 mq
- 2008 STRADA FONDO VALLE "VERRINO"  
Il Lotto della Variante ANAS S.S. 86 alla S.P. per Castelverrino  
Impresa ELISEO  
Hmax 10,52 m – Superficie 1.500 mq
- 2008 SALERNO – REGGIO CALABRIA (SA), Completamento Opere I° Maxilotto  
Autostrada SA-RC, tratto Polla-Petina, Impresa Costruzioni Santangelo (Atena Lucana – SA)  
Hmax 20.0 m – Superficie 3.600 mq
- 2008 R.F.I.  
Sistemazione rilevato ferroviario tra S. Martino della Battaglia e Peschiera, linea MI-VE  
Impresa Pierobon  
Hmax 3.90 m, Superficie 1731 mq
- 2009 SALERNO – REGGIO CALABRIA  
Autostrada Sa-RC, Macrolotto n 2 , Impresa S.I.S.  
H max 14,30 m- Superficie 6100 mq
- 2009 SALERNO – REGGIO CALABRIA  
Autostrada Sa-RC, Macrolotto n 2 , Impresa Costruzioni Santangelo.  
H max 16,90 m- Superficie 4000 mq

- 2009 PROVINCIA DI BOLZANO  
Sistemazione SS 49 della Val Pusteria, Impresa PAC SPA  
H max 8,00 Superficie mq 1006
- 2009 PROVINCIA DI FIRENZE  
Lotto 5A asse Firenze-Mezzana, Impresa Varvarito Lavori  
Hmax=6.50 , superficie mq 1025
- 2009 PROVINCIA DI CROTONE  
Nuova S.P. "Bivio Lenze", Impresa Crotonscavi  
Hmax=6.00 m, Superficie 3200 mq



GEOSINTEX srl via Pacinotti, 9 - Z.I. - 36066 SANDRIGO  
Tel. 0444.750180 r.a. - Fax 0444.750181  
[www.geosintex.com](http://www.geosintex.com) - [info@geosintex.com](mailto:info@geosintex.com)