

# La progettazione di rilevati su terreni compressibili rinforzati con geosintetici

Nicola Moraci,\* Domenico Giofrè\*\*

## Sommario

Nel presente lavoro sono illustrate le principali problematiche progettuali connesse al dimensionamento di rilevati su terreni compressibili rinforzati con geosintetici. In particolare, sono analizzate le sole applicazioni in cui i geosintetici sono utilizzati con la funzione di rinforzo del corpo del rilevato; di rinforzo alla base del rilevato; di rinforzo alla base del rilevato insieme a pali o colonne in ghiaia e di rinforzo di colonne di ghiaia o sabbia. Nella memoria sono descritti ed analizzati in dettaglio i possibili stati ultimi e di servizio, i meccanismi di interazione attraverso i quali si esplica l'azione del rinforzo, i parametri di progetto da considerare e i principali criteri di dimensionamento.

## 1. Introduzione

L'interesse rivolto ai problemi progettuali e costruttivi conseguenti all'applicazione di carichi su terreni coesivi teneri, deriva dal fatto che tali terreni sono caratterizzati da elevata compressibilità, limitata resistenza al taglio e limitata permeabilità. Tali scadenti caratteristiche meccaniche comportano la necessità di risolvere problemi connessi sia alla stabilità del complesso rilevato – terreno di fondazione sia all'entità dei cedimenti e alla loro evoluzione nel tempo che, nel caso di spessori compressibili rilevanti, possono essere estremamente lunghi e quindi non compatibili con i tempi di fruibilità delle opere di progetto.

Il problema della stabilità del complesso rilevato-terreno di fondazione si pone in quanto la bassa resistenza al taglio del terreno di fondazione spesso non consente di avere ampi margini di sicurezza, anche in considerazione del fatto che la costruzione di un rilevato comporta l'applicazione di carichi rilevanti sul piano di posa. Tale circostanza implica che i rilevati vengano realizzati e progettati con margini provvisori di sicurezza piuttosto bassi rispetto al pericolo di rottura per sollecitazioni di taglio nel terreno di fondazione.

Una volta accertato che la costruzione sia tecnicamente fattibile ed economicamente sostenibile, esiste il problema della valutazione dei cedimenti, particolarmente elevati nei terreni coesivi compressibili, e del loro decorso nel tempo.

Nel caso in cui i requisiti di sicurezza (stati limite ultimi) e di funzionalità nel tempo dell'opera (stati limite di servizio) non siano soddisfatti, il progettista deve prevedere interventi di miglioramento o di consolidamento del terreno di fondazione o tecniche costruttive alternative a quelle tradizionali.

In alternativa o in combinazione con i metodi tradizionali di miglioramento e di consolidamento del terreno, possono essere utilizzati i geosintetici come elementi di rinforzo posti all'interno del corpo del rilevato, posti alla base del rilevato, come elementi di rinforzo posti sui pali di fondazione, e/o come elemento di rinforzo per la realizzazione di colonne di ghiaia o sabbia incapsulate in geosintetici.

## 2. Metodi tradizionali

Nella realizzazione di rilevati su terreni compressibili i problemi di stabilità e l'entità dei cedimenti possono essere minimizzati riducendo l'entità del carico trasmesso al terreno di fondazione compressibile, utilizzando allo scopo materiali di riempimento del corpo del rilevato leggeri [HOLTZ, 1989] (tale intervento può anche essere realizzato con la tecnica della compensazione), mediante la messa in opera di strutture portanti alleggerite o mediante la bonifica del terreno di fondazione compressibile con sostituzione dello stesso con materiale di riempimento di elevate caratteristiche meccaniche (quest'ultima soluzione può essere ragionevolmente utilizzata solo quando lo spessore del terreno da eliminare risulta modesto; altrimenti la stessa diventa antieconomica o addirittura impraticabile).

Il problema della stabilità del complesso rilevato-terreno di fondazione può anche essere risolto realizzando il rilevato per fasi successive. In tal caso l'entità dei carichi applicati nelle differenti fasi deve

\* Professore Associato Dipartimento di Meccanica e Materiali (MECMAT) Università di Reggio Calabria

\*\* Dottore di ricerca, Dipartimento di Meccanica e Materiali (MECMAT) - Facoltà di Ingegneria, Università di Reggio Calabria

essere scelta in modo tale da evitare la rottura del complesso rilevato-terreno di fondazione in condizioni non drenate. Inoltre, la velocità di applicazione del carico (tempo di permanenza di ciascun gradino di carico) deve consentire la dissipazione delle sovrappressioni neutrali necessaria per conseguire quell'aumento di resistenza, dovuto alla consolidazione, sufficiente a sostenere l'incremento di carico successivo con adeguato margine di sicurezza.

La costruzione di rilevati su terreni coesivi compressibili può anche essere realizzata mediante interventi di consolidamento del terreno di fondazione con pali di fondazione o trattamenti colonari. Tali interventi consentono di garantire la stabilità del sistema rilevato-terreno di fondazione e di ridurre i cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato sul terreno compressibile. In entrambi i casi, l'effetto dell'intervento di consolidamento è quello di sostituire parte del terreno coesivo compressibile con l'elemento colonnare verticale di elevate caratteristiche meccaniche modificando nel contempo la distribuzione delle tensioni verticali agenti sul terreno di fondazione.

Infine, qualora il tempo necessario per l'esaurimento dei cedimenti di consolidazione primaria risulti troppo lungo, è possibile ottenerne una riduzione utilizzando un rilevato di precarico (in questo caso il cedimento di consolidazione sotto il carico di progetto è solo un'aliquota del cedimento di consolidazione connesso al rilevato di precarico). Se gli spessori di terreno compressibile sono particolarmente elevati, i tempi di consolidazione, anche con l'impiego di un precarico possono risultare troppo lunghi. In questo caso, è possibile accoppiare al precarico l'uso di dreni verticali (realizzati con materiale sintetico o granulare). Tale intervento richiede la disponibilità di materiale in esubero per la realizzazione dei necessari precarichi, un'attenta caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione e la posa in opera di strumentazione di misura (es. piezometri, assestimetri e inclinometri) per verificare in corso d'opera le previsioni progettuali. L'effetto di precarico può anche essere ottenuto mediante la tecnica del vuoto [KJELLMAN, 1952].

Le metodologie tradizionali generalmente utilizzate per la costruzione di rilevati su terreni coesivi teneri sono sinteticamente riassunte in tabella I.

### 3. Impiego dei geosintetici nella realizzazione dei rilevati su terreni compressibili

I geosintetici possono essere utilizzati per assolvere a differenti funzioni nella realizzazione di rilevati su terreni compressibili.

Ad esempio, il problema di impedire la compenetrazione tra il terreno di fondazione, di scadenti

caratteristiche meccaniche, e il terreno costituente il corpo del rilevato, generalmente di buone caratteristiche meccaniche, può essere risolto inserendo alla base del rilevato un geosintetico con funzione di separazione [MORACI e RIMOLDI, 1994].

Analogamente, il problema della riduzione dei tempi di consolidazione connessi alla realizzazione di rilevati su terreni compressibili di notevole spessore può essere risolto, come già detto in precedenza, mediante l'impiego di geosintetici verticali con funzione di drenaggio accoppiati a rilevati di precarico. L'inserimento di dreni verticali produce una modifica delle condizioni al contorno in termini di pressioni interstiziali generando nuovi e ridotti percorsi di drenaggio. Inoltre i dreni verticali di materiali sintetici sono un tipico esempio di geocompositi che svolgono oltre alla funzione drenante suddetta (i dreni hanno un corpo centrale drenante) anche quella filtrante in quanto tali materiali sono accoppiati ad un filtro di geotessile esterno che impedisce la migrazione della particelle fini del terreno di fondazione verso il dreno (senza, nel contempo, provocare incrementi delle sovrappressioni interstiziali), la progettazione dei dreni e dei filtri di geosintetico è descritta in dettaglio in differenti memorie [Mazzucato e MORACI, 1995; MORACI *et al.*, 2010].

Allo stesso modo, il problema dell'erosione superficiale delle scarpate del rilevato può essere eliminato utilizzando geosintetici di protezione dall'erosione. Tale funzione viene assolta dai geosintetici mediante tre meccanismi fondamentali: contenimento e rinforzo del terreno superficiale; protezione dall'impatto delle gocce e trattenimento del terreno dal dilavamento; elevata capacità di imbibizione e al tempo stesso di appesantimento, in modo tale da creare uno schermo protettivo superficiale.

Per ciò che concerne la realizzazione di rilevati su terreni compressibili, il rinforzo del corpo del rilevato consente la costruzione di opere con materiali di scadenti caratteristiche meccaniche e la realizzazione di rilevati con scarpate sub-verticali.

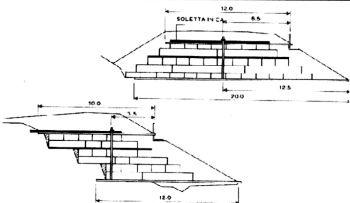
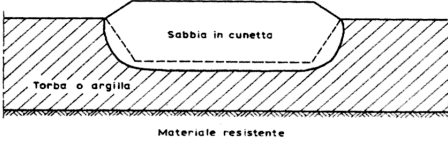
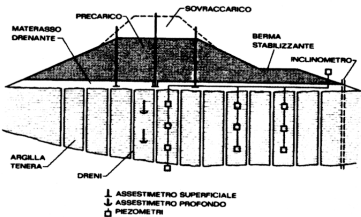
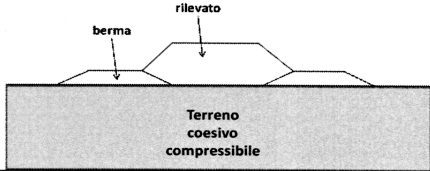
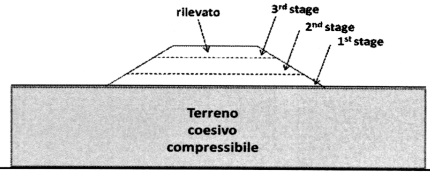
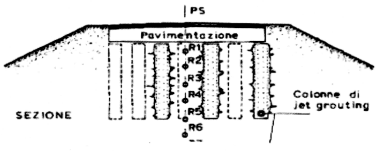
Il rinforzo del rilevato alla base consente di eliminare i problemi di stabilità globale connessi al peso proprio del rilevato, di impedire lo scorrimento della scarpata del rilevato sul piano di appoggio e di impedire la rottura per estrusione del terreno di fondazione.

Nel rinforzo alla base con geosintetici e pali, la presenza del geosintetico permette di aumentare l'aliquota di carico trasmessa ai pali di fondazione, di aumentare l'interasse dei pali e di assorbire la spinta attiva del rilevato eliminando la necessità di pali inclinati in prossimità delle scarpate.

Nel rinforzo di colonne di sabbia o ghiaia, l'impiego dei geosintetici consente di ottenere un'alternativa più economica all'utilizzo dei pali di fonda-

Tab. I – Metodi tradizionali per la realizzazione dei rilevati su terreni coesivi compressibili.

Tab. I – Embankments on soft soil: typical techniques.

TIPO DI INTERVENTO	EFFETTO DELL'INTERVENTO	SCHEMI DI INTERVENTI
Alleggerimento del corpo del rilevato	Riduzione dello stato tensionale sul terreno di fondazione	
Bonifica del terreno di fondazione	Sostituzione del terreno di fondazione	
Rilevati di precarico con o senza dreni verticali	Miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione Riduzione dei tempi di consolidazione	
Modifica della geometria del rilevato con berme stabilizzanti	Variazione della distribuzione dello stato tensionale sul terreno di fondazione	
Costruzione graduale del rilevato	Miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione	
Pali e Trattamenti colonnari	Modifica della distribuzione delle tensioni verticali nel terreno di fondazione Riduzione dei cedimenti	

zione consentendo la realizzazione di colonne di ghiaia o sabbia rinforzate anche in presenza di terreni coesivi teneri che non garantiscono un sufficiente supporto laterale per la realizzazione di colonne di ghiaia o sabbia tradizionali.

Le possibili applicazioni dei geosintetici nella costruzione di rilevati su terreni compressibili sono schematicamente illustrate in figura 1.

#### 4. Rinforzo del corpo del rilevato

Il rinforzo del corpo del rilevato viene realizzato inserendo strati di geosintetico di rinforzo alternati a strati di terreno compatto. L'inserimento all'interno del corpo del rilevato di geosintetici di elevata

resistenza e rigidità a trazione consente di migliorare le caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità del terreno compatto costituente il rilevato; risulta in tal modo possibile la realizzazione di rilevati anche con materiali di caratteristiche meccaniche scadenti e/o la costruzione di scarpate del rilevato con pendenze sub-verticali.

La tecnica più utilizzata in Italia per la realizzazione di tali opere (terre rinforzate con geosintetici) è quella del risvolto in facciata (*wrap-around*). Tale tecnica, diffusa sin dall'inizio degli anni '80 [CAZZUFFI, 1983] può essere utilizzata per realizzare sia scarpate verticali sia pendii ripidi. Per la realizzazione dell'opera vengono in genere utilizzati casseri a perdere per lo più costituiti da reti elettrosaldate. Tale sistema consente di ottenere una notevole uni-

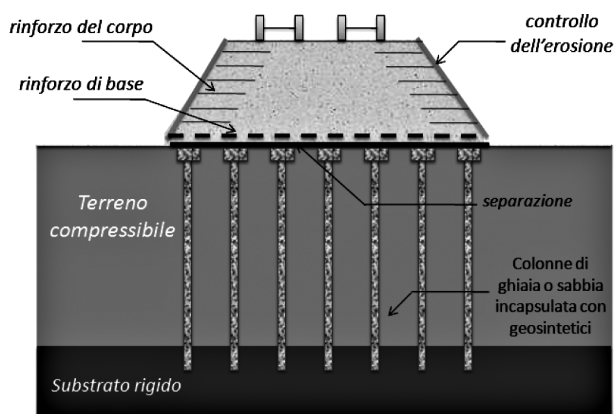


Fig. 1 – Possibili applicazioni dei geosintetici nella costruzione di rilevati su terreni compressibili.

*Fig. 1 – Geosynthetics and their applications in embankments on soft soil.*

formità della facciata con costi di posa in opera relativamente contenuti. Nei paesi in cui il costo della mano d'opera è basso viene, in genere, utilizzata la tecnica del cassero mobile [MORACI e RIMOLDI, 1994].

La progettazione del rinforzo del corpo del rilevato è condotta in maniera analoga a quanto usualmente effettuato per i muri o pendii ripidi rinforzati. In particolare, la progettazione deve essere eseguita in modo tale da assicurare i coefficienti di sicurezza richiesti dalle normative o raccomandazioni esistenti in relazione a tutti i possibili stati limite, ultimi e di esercizio, della struttura e del complesso struttura-terreno di fondazione.

Allo stato attuale nel nostro paese non esistono norme o raccomandazioni specifiche per le opere in terra rinforzata con geosintetici, mentre per tali opere sono vigenti norme specifiche in differenti paesi stranieri (BS 8006, FHWA – SA – 96 – 071, EB-GEO 2003, NF P94 – 270, JGS TC9 SC3).

Il dimensionamento dell'opera, che consiste nel determinare la lunghezza di ancoraggio, la spaziatura e le caratteristiche di resistenza e rigidità a trazione del rinforzo, può essere condotto utilizzando metodi di analisi basati sul metodo dell'equilibrio limite globale, su metodi cinematici o su metodi numerici. Se si fa riferimento ai metodi di calcolo più semplici e più diffusi nelle normative esistenti (metodi dell'equilibrio limite globale), per il dimensionamento delle opere in terra rinforzata è necessario conoscere le caratteristiche richieste all'opera stessa (es. dimensioni, carichi applicati, accelerazione sismica di progetto) e definire i seguenti parametri di progetto:

- caratteristiche fisiche (peso di volume) e meccaniche (caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità) del terreno compatto costituente il corpo del rilevato;

- caratteristiche fisiche (peso di volume), meccaniche (caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità) di permeabilità e di consolidazione del terreno di fondazione;
- Caratteristiche meccaniche (resistenza e rigidità a trazione ammissibile) a lungo termine del geosintetico di rinforzo;
- parametri di interfaccia terreno rinforzo (attrito equivalente per scorrimento all'interfaccia e per sfilamento del rinforzo) in condizioni statiche e sismiche.

Nei capitoli successivi vengono analizzati in dettaglio i parametri di progetto suddetti, i possibili stati limite delle opere e i metodi di analisi utilizzabili per il dimensionamento delle stesse.

#### 4.1. Parametri di progetto

##### 4.1.1. TERRENI

La progettazione richiede la conoscenza delle caratteristiche geotecniche dei terreni in sito e di quelli costituenti il rilevato rinforzato, che possono essere determinate mediante indagini in situ ed in laboratorio.

Nel seguito, l'attenzione sarà rivolta solo alla caratterizzazione del terreno costituente il corpo del rilevato in quanto per quanto attiene alla caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione la stessa non differisce da quella usualmente condotta per la progettazione dei rilevati e delle opere di sostegno tradizionali fondate su terreni compressibili.

I terreni compattati costituenti il corpo del rilevato, a contatto con i geosintetici di rinforzo, sono caratterizzati da un involuppo di rottura curvilineo e da una dilatanza non trascurabile. Ciò implica che i terreni costituenti il corpo del rilevato mobilitino un angolo di resistenza al taglio di picco maggiore di quello a volume costante (l'ampiezza di questa resistenza aggiuntiva è funzione della tensione di confinamento).

Nelle approssimazioni ingegneristiche si è soliti sostituire l'involuppo di rottura curvilineo reale con una retta alla quale vengono attribuiti specifici valori dell'intercetta con l'asse delle ordinate (coesione efficace) e della pendenza (angolo di resistenza al taglio). Questo tipo di approssimazione può risultare soddisfacente solo per un certo intervallo di valori per la quale la stessa retta è stata ricavata, lo è meno al di fuori dell'intervallo, in particolare alle basse tensioni. L'alternativa è quella di assegnare all'involuppo di rottura rettilineo un angolo pari a quello di picco secante variabile in funzione della tensione verticale efficace. Tale circostanza implica che nelle opere in terra rinforzata l'angolo di resistenza al taglio di picco dovrebbe essere as-

Tab. II – Grado di mobilitazione della resistenza al taglio raccomandato nelle analisi delle opere in terra rinforzata con geosintetici.

Tab. II – Degree of mobilization of shear strength recommended in the analysis of reinforced earth structures with geosynthetics.

Metodo di analisi/norma o raccomandazione	Angolo di resistenza al taglio suggerito
JEWELL (1991)	residuo
RTA (2005)	residuo
CFEM (2006)	picco
NFP 94-270 (2009)	Non specificato
GOURC <i>et al.</i> (2001)	residuo
FHWA (2001)	picco
AASHTO (2002)	picco
CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY (1992)	picco
EBGEO (1997 – 2003)	picco
JGS (2004)	picco
PUBLIC WORKS RESEARCH CENTER (2000)	picco
BS 8006-1 (1995)	picco

sunto variabile con la profondità considerata all'interno del corpo del rilevato.

Il vantaggio di quest'ultimo metodo è che la resistenza del terreno così facendo non è sovrastimata alle basse tensioni. Inoltre, l'angolo di resistenza al taglio di progetto da assegnare al terreno di riempimento dovrebbe tenere conto dell'interazione tra terreno e rinforzo, funzione delle rispettive caratteristiche di deformabilità (in alcuni casi si manifestano addirittura fenomeni di rottura progressiva all'interfaccia). Quest'ultima circostanza fa sì che lungo l'interfaccia terreno rinforzo si possano mobilitare valori di resistenza al taglio variabili tra quelli di picco e quelli a volume costante.

Nasce così il problema di stabilire quale valore dell'angolo di resistenza al taglio utilizzare nell'analisi tra il valore di picco, quello a volume costante e un valore intermedio tra i due.

I valori da utilizzare in accordo alle principali raccomandazioni esistenti sono riassunti nella successiva tabella II.

Per quanto attiene alla determinazione dei parametri di resistenza al taglio in condizioni di carico sismico, analizzate utilizzando i metodi pseudo statici o i metodi dinamici semplificati agli spostamenti, vengono generalmente utilizzati gli stessi valori determinati in condizioni di carico statico discussi in precedenza [BATHURST, 1998]. In particolare, alcuni autori suggeriscono di analizzare il comportamento in campo dinamico facendo riferimento ai valori di picco [FHWA, 1996; CHRISTOPHER and HOLTZ, 1989; SIMAC *et al.*, 1993] mentre altri suggeriscono di utilizzare cautelativamente i valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante [LESHCHINSKY *et al.*, 1995; TATSUOKA *et al.*, 1998].

#### 4.1.3. GEOSINTETICI

Un altro aspetto fondamentale per la progettazione dei rilevati rinforzati è quello di stabilire la re-

sistenza a trazione di progetto a lungo termine da assegnare al geosintetico di rinforzo in modo tale da scongiurare ogni possibile stato limite ultimo e di esercizio, in campo statico e dinamico.

Le caratteristiche che un geosintetico deve possedere per poter svolgere al meglio la funzione di rinforzo sono:

- idonee caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidità a trazione a lungo termine (riferite alla vita di progetto dell'opera);
- buona resistenza al danneggiamento (dovute alla posa in opera) e agli agenti chimici e biologici (in esercizio);
- possedere una struttura tale da massimizzare le tensioni tangenziali equivalenti mobilitate all'interfaccia terreno rinforzo (ad esempio un rinforzo con struttura a maglia mobilita in condizioni di sfilamento effetti passivi oltre che attritivi a differenza di un rinforzo continuo, senza elementi in rilievo, ove l'interazione è esclusivamente attritiva);

La determinazione della resistenza a trazione ammissibile del rinforzo a lungo termine dipende dal tipo di applicazione (vita di progetto), dalle condizioni ambientali e dalle modalità esecutive. Ad esempio, nel caso di rinforzo del corpo del rilevato l'effetto del rinforzo deve essere garantito per tutta la vita dell'opera.

Gli aspetti connessi alla resistenza e alla durabilità dei geosintetici dipendono da numerosi fattori, quali:

- danneggiamenti dovuti alla posa in opera [CAZZUFFI *et al.*, 2001];
- danneggiamenti di natura fisico-chimica e biologica legati al terreno in cui sono inseriti i rinforzi polimerici [YEON *et al.*, 2008];
- tipo di polimero;
- temperatura di esercizio;
- dipendenza dal tempo del comportamento meccanico del materiale sotto carichi statici

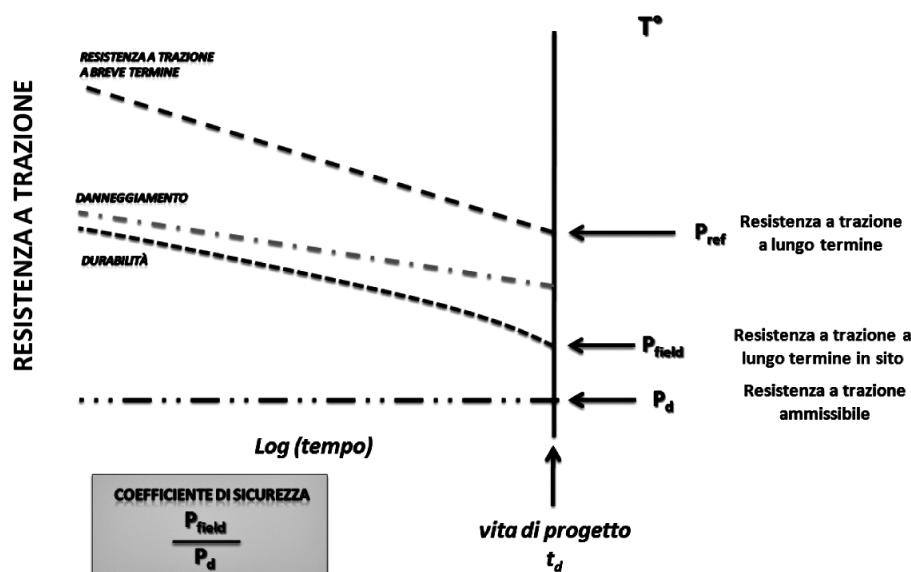


Fig. 2 – Schema per la determinazione della resistenza a trazione ammissibile a lungo termine.

Fig. 2 – Scheme for the evaluation of long term admissible tensile strength.

[MORACI e MONTANELLI, 1995; CAZZUFFI *et al.*, 1997].

La determinazione della resistenza a trazione ammissibile del rinforzo a lungo termine in condizioni di carico statico viene condotta a partire da valori di resistenza a trazione di breve termine determinati in prove di trazione condotte a velocità di spostamento controllata [UNI EN ISO 10319] e tenendo conto degli effetti di creep (riferiti alla temperatura di esercizio), di danneggiamento durante la posa in opera e di durabilità dei materiali sintetici utilizzati in relazione alle caratteristiche ambientali (chimiche, fisiche e biologiche) tipiche dell'applicazione.

Per determinare la resistenza a trazione ammissibile a lungo termine occorre quindi ricorrere alla definizione di una serie di fattori correttivi individuati, per tipologia e quantificazione numerica, nella [BS 8006, 1995] o in altre raccomandazioni progettuali [ZORNBERG and LESHCHINSKY, 2003]. Si tratta sostanzialmente di linee guida che consentono al progettista di avere un approccio guidato al problema del dimensionamento di rilevati rinforzati.

La resistenza a trazione ammissibile di progetto ( $P_D$ ) viene determinata a partire dalla resistenza a trazione a breve termine ( $P_{BT}$ ), apportando ad essa una serie di fattori correttivi aventi lo scopo di tenere in considerazione tutti i principali fattori che determinano una possibile diminuzione della resistenza a trazione del prodotto nel medio e nel lungo periodo, figura 2.

A tal fine può essere utilizzata l'espressione:

$$P_D = \frac{P_{BT}}{(FS_{DI} \cdot FS_{CR} \cdot FS_{CD} \cdot FS_{BD} \cdot FS_M)} \quad (1)$$

dove i nuovi simboli hanno il seguente significato:

- $P_{BT}$  = resistenza a trazione a breve termine, determinata secondo lo standard EN ISO-10319, espressa in (kN/m);
- $FS_{DI}$  = coefficiente di sicurezza per tener conto del danneggiamento durante la posa in opera dipendente dal tipo di terreno a contatto col geosintetico e dal tipo di geosintetico (variabile da 1.1 a 3.0 per i geotessili e da 1.1 a 1.6 per le geogriglie);
- $FS_{CR}$  = coefficiente di sicurezza per tener conto degli effetti del creep dipendente dal tipo di polimero costituente il geosintetico, dal tipo di geosintetico e dalla temperatura di esercizio (variabile da 1.1 a 4.0 per i geotessili e da 1.5 a 4.0 per le geogriglie);
- $FS_{CD}$  = coefficiente di sicurezza per tener conto degli effetti del danneggiamento chimico dipendente dal tipo di polimero costituente il geosintetico e dalle condizioni ambientali (variabile da 1.0 a 2.0);
- $FS_{BD}$  = coefficiente di sicurezza per tener conto degli effetti del danneggiamento biologico dipendente dal tipo di polimero costituente il geosintetico e dalle condizioni ambientali (variabile da 1.0 a 1.3);
- $FS_M$  = coefficiente di sicurezza per tener conto delle tolleranze di produzione del materiale (variabile da 1.0 a 1.1).

Nel caso dei rinforzi polimerici il coefficiente di sicurezza parziale più elevato è quello che tiene

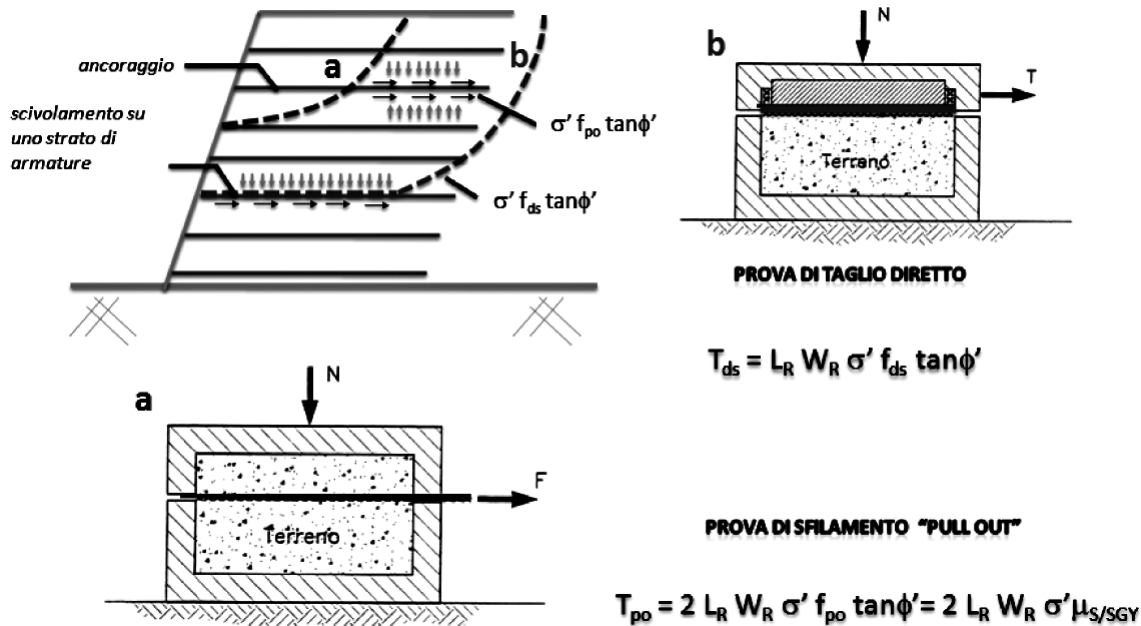


Fig. 3 – Meccanismi di interazione terreno rinforzo.  
Fig. 3 – Soil reinforcement interaction mechanisms.

conto del creep dei rinforzi, che è determinato sulla base di prove di creep a trazione condotte in isolamento a temperatura controllata [MORACI e MONTANELLI, 1995].

Come evidenziato da una recente analisi di misure su opere in vera grandezza condotte su più di 20 opere in terra rinforzata i metodi di calcolo basati sull'equilibrio limite globale risultano, in campo statico, conservativi [BATHURST *et al.*, 2004]. Tale circostanza è dovuta anche all'impiego di elevati coefficienti di sicurezza per la definizione della resistenza di progetto dei rinforzi utilizzando i risultati di prove di creep a trazione condotte in isolamento. In condizioni di confinamento nel terreno, a causa del differente livello di sollecitazione a trazione agente lungo l'asse del rinforzo per effetto della sua deformabilità longitudinale, gli effetti di creep possono essere diversi da quelli (generalmente utilizzati) misurati in condizioni di sforzo costante nelle prove in isolamento. Tali evidenze sono illustrate in recenti studi su opere strumentate in vera grandezza [CARRUBBA *et al.*, 2000].

In condizioni di carico sismico la resistenza a trazione del geosintetico è in genere più elevata di quella misurata in campo statico. Tale circostanza viene cautelativamente trascurata nella progettazione corrente.

#### 4.1.4. INTERAZIONE TERRENO RINFORZO

L'azione del rinforzo si espleta attraverso differenti meccanismi di interazione terreno-rinforzo. Se si fa riferimento alle superfici di rottura a) e b) indicate in figura 3 si osserva come a differenti cinema-

tismi di rottura possono associarsi diversi meccanismi di interazione. In particolare, alla superficie di scorrimento b) corrisponde un meccanismo di scorrimento lungo un'interfaccia mentre alla superficie di scorrimento a) corrisponde un meccanismo d'interazione per sfilamento dei rinforzi. Tali meccanismi di interazione possono essere simulati, rispettivamente, con prove di taglio diretto e di sfilamento in laboratorio condotte su apparecchiature di grandi dimensioni, che consentono di ricavare i parametri di interfaccia necessari per determinare la lunghezza di ancoraggio dei rinforzi.

Attualmente nelle analisi di stabilità i parametri di interazione (determinati in base a risultati di prove di sfilamento e di taglio diretto di laboratorio) sono assunti costanti nell'intero ammasso rinforzato. Anche tale circostanza comporta un sovradimensionamento delle opere in terra rinforzata. Studi recenti [MORACI *et al.*, 2003; MORACI e RECALCATI, 2006] hanno, infatti, dimostrato come i parametri di interazione in condizioni di sfilamento dipendano, per un assegnata densità relativa del terreno e per un determinato tipo di rinforzo, dalla lunghezza del rinforzo e dalla tensione di confinamento agente all'interfaccia, (Fig. 4) [MORACI *et al.*, 2003]. Tale circostanza, dovuta agli effetti dell'estensibilità del rinforzo e della dilatanza all'interfaccia, implica la necessità di considerare nel calcolo valori dell'attrito apparente mobilitato all'interfaccia variabili a seconda della tensione di confinamento agente all'interfaccia e della lunghezza del rinforzo nella zona di ancoraggio.

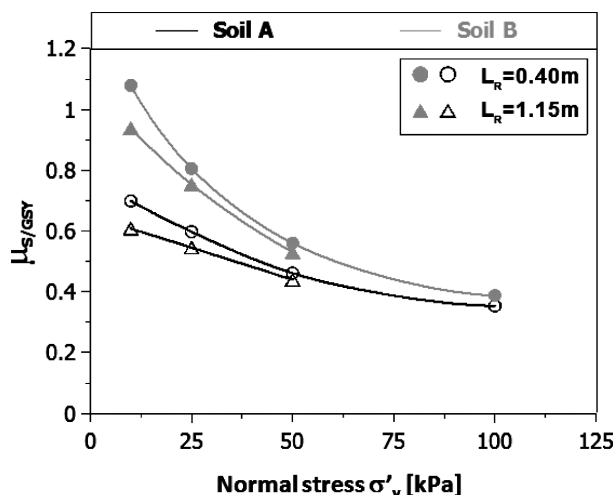


Fig. 4 – Coefficiente di attrito apparente all'interfaccia determinato con prove di sfilamento. [MORACI *et al.*, 2003]  
 Fig. 4 – Interface apparent friction coefficient obtained by pullout tests. [MORACI *et al.*, 2003]

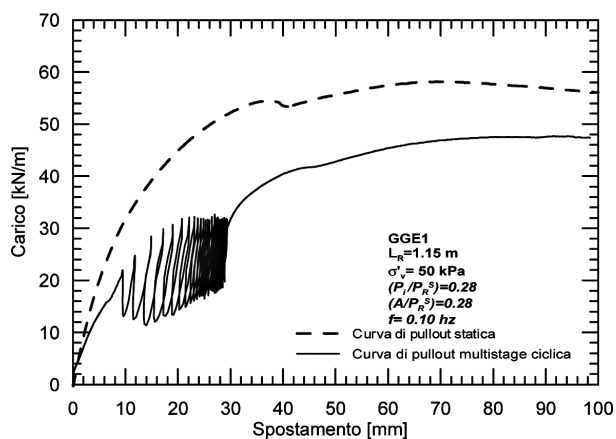


Fig. 5 – Resistenza allo sfilamento in prove di sfilamento condotte a velocità di spostamento controllata ed in prove di sfilamento multi stage [MORACI e CARDILE, 2008].  
 Fig. 5 – Pullout resistance in constant rate of displacement and in cyclic multistage pullout tests [MORACI and CARDILE, 2008].

Studi più recenti [MORACI e CARDILE, 2008; MORACI e CARDILE, 2009] hanno inoltre evidenziato (sulla base dei risultati sperimentali ottenuti da prove di sfilamento multi stage cicliche) come i carichi di sfilamento ciclico producano una diminuzione della resistenza allo sfilamento e quindi dell'attrito equivalente mobilitato all'interfaccia, figure 5 e 6. Tali effetti dovrebbero essere considerati nella progettazione in zona sismica riducendo opportunamente i parametri di interfaccia ottenuti da prove di sfilamento condotte a velocità di spostamento controllata. Allo stato attuale della ricerca si

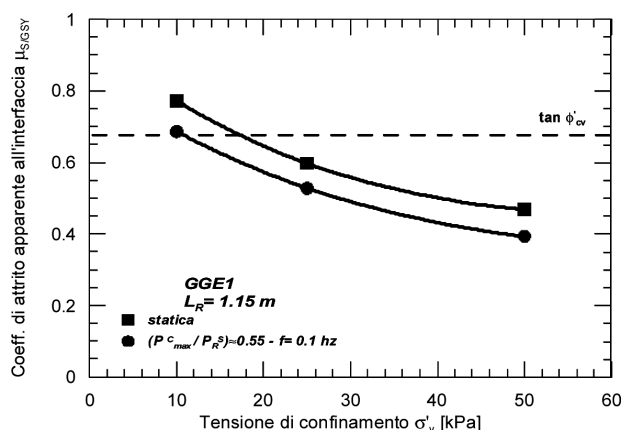


Fig. 6 – Coefficiente di attrito apparente all'interfaccia determinato con prove di sfilamento a velocità di spostamento controllata ed in prove multi stage cicliche [MORACI e CARDILE, 2008].

Fig. 6 – Interface apparent friction coefficient obtained in constant rate of displacement and in cyclic multistage pullout tests [MORACI and CARDILE, 2008].

suggerisce di utilizzare un fattore moltiplicativo di riduzione pari a 0.7 da applicare al coefficiente di attrito equivalente all'interfaccia determinato in base ai risultati di prove di sfilamento condotte a velocità di spostamento controllata.

#### 4.2. Possibili stati limite

Gli stati limite ultimi delle opere in terra rinforzata riguardano meccanismi di instabilità che possono interessare l'intero blocco rinforzato ed il terreno di fondazione (stabilità esterna: ribaltamento, scivolamento alla base, capacità portante e stabilità globale) o superfici di rottura che attraversano il solo blocco rinforzato oppure sia il blocco rinforzato sia il terreno a tergo di esso (stabilità interna o composta).

Gli stati limite di esercizio possono riferirsi ai cedimenti del terreno di fondazione, ai cedimenti del blocco rinforzato ed agli effetti viscosi nel rinforzo.

I meccanismi di rottura che si riferiscono alla stabilità esterna vengono analizzati con l'approccio usuale adottato per i muri di sostegno.

Viceversa, l'analisi dei possibili meccanismi di instabilità interna (che possono innescarsi per effetto della rottura dei rinforzi; per effetto della rottura del terreno e dei rinforzi; per effetto dello sfilamento dei rinforzi; e per effetto della rottura del terreno e dello sfilamento dei rinforzi) consente di determinare la resistenza e la rigidezza a trazione dei rinforzi, la loro spaziatura e lunghezza.



### 4.3. Metodi di analisi

I metodi di analisi utilizzati per il dimensionamento in campo statico dei rilevati rinforzati con i geosintetici sono i metodi dell'equilibrio limite globale [es. LESCHINSKY, 1995; JEWELL, 1996], i metodi cinematici [es. GOURC *et al.*, 1986; YOSHIOKA *et al.*, 1990] e i metodi numerici FEM e FDM [es. CAI and BATHURST, 1995; OTANI *et al.*, 1997; BATHURST *et al.*, 2002].

Utilizzando i metodi dell'equilibrio limite globale, modificati per tener conto dell'effetto del rinforzo e molto diffusi a livello di software commerciali, il dimensionamento dell'opera (interasse, lunghezza e resistenza a trazione ammissibile a lungo termine) avviene utilizzando opportuni coefficienti di sicurezza riferiti alle differenti condizioni di collasso analizzate. In tal caso per garantire che le verifiche agli stati limite di servizio, connessi alle deformazioni interne all'opera in terra rinforzata, siano soddisfatte si utilizzano geosintetici che mobilitano le resistenze a trazione a lungo termine richieste per livelli deformativi modesti e accettabili per la funzionalità dell'opera.

Trattandosi in definitiva di un corpo unico solido, o per lo meno da intendersi tale, il pacchetto terreno-rinforzo deve essere progettato tenendo ben presente il concetto di compatibilità delle deformazioni nei due mezzi. Occorre quindi scegliere accuratamente l'elemento di rinforzo in modo tale che esso risulti compatibile con l'opera che si vuole realizzare. Il problema della compatibilità delle deformazioni deriva dal differente comportamento meccanico dei due materiali. Per garantire che i materiali coinvolti collaborino efficacemente è necessario verificare che le deformazioni che insorgono all'interfaccia terreno-rinforzo siano comparabili nelle diverse condizioni di carico che si possono presentare nel corso del tempo (Fig. 7).

Per dimensionare correttamente una terra rinforzata con geosintetici si dovrà in primo luogo stabilire, in funzione del tipo di manufatto, delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in situ e delle modalità di posa, il valore massimo di deformazione a lungo termine dell'elemento di rinforzo considerato accettabile nel particolare caso in esame per cui si mobilita nel rinforzo la resistenza necessaria a garantire la stabilità dell'opera nel tempo (ad una determinata temperatura).

Una conoscenza più approfondita delle condizioni di esercizio consentirebbe l'utilizzo di valori più realistici dei coefficienti di sicurezza o meglio ancora una progettazione basata sullo stato deformativo, in accordo quindi con la nuova filosofia di progetto definita dagli Eurocodici. Questo tipo di analisi può essere condotta per via numerica me-

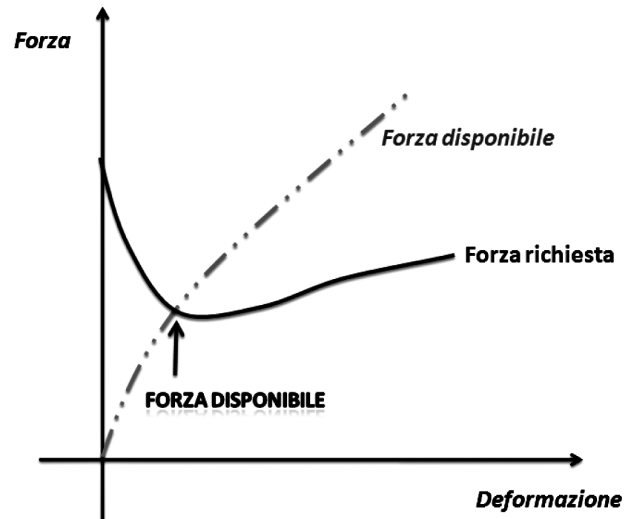


Fig. 7 – Compatibilità delle deformazioni nelle opere in terra rinforzata [JEWELL, 1996].

Fig. 7 – Strain compatibility in earth reinforced [JEWELL, 1996].

dante l'impiego di metodi di calcolo agli elementi finiti o alle differenze finite. Tuttavia, l'applicazione di questi metodi è particolarmente laboriosa, non tanto per quanto attiene alla modellazione costitutiva del terreno e del rinforzo, ma perché comporta l'esigenza di utilizzare modelli di interfaccia che tengano conto dei complessi fenomeni che si sviluppano al contatto tra terreno e rinforzi con struttura a maglia. Ad esempio, nel caso di rinforzi con struttura a maglia (geogriglie), sono presenti differenti meccanismi di interazione quali l'attrito terreno-rinforzo, l'attrito terreno-terreno e la resistenza passiva che si sviluppa sugli elementi trasversali del rinforzo ortogonali alla direzione di sfilamento. Inoltre, tali meccanismi si complicano ulteriormente a causa della forma, della lunghezza ed estensibilità dei rinforzi e per gli effetti di dilatanza all'interfaccia [MORACI e MONTANELLI, 2000; MORACI e RECALCATI, 2006].

In alternativa, possono essere usati per la progettazione metodi di calcolo semplificati, come il metodo cinematico (o degli spostamenti), in cui il comportamento della zona attiva è assimilato a quello di un blocco rigido che tende a scorrere lungo una superficie di scivolamento trattenuto dagli elementi di rinforzo deformabili. Questo metodo, proposto per la chiodatura dei terreni [PROJET NATIONAL CLOUTERRE, 1991], è stato messo a punto anche per le opere rinforzate con geosintetici [GOURC *et al.*, 1986; YOSHIOKA *et al.*, 1990] in campo statico. La sua implementazione necessita della conoscenza delle curve di sfilamento riferite alle condizioni in sito.

In condizioni sismiche la progettazione delle opere può essere condotta utilizzando i metodi pseudo-statici [BATHURST, 1998; KOSEKI *et al.*, 1998;

TATSUOKA *et al.*, 1998], i metodi dinamici semplificati agli spostamenti [CAI and BATHURST, 1996; KRAMER and SMITH, 1997; PAULSEN and KRAMER, 2004; HUANG and WANG, 2005] e i metodi numerici [CAI *et al.*, 1995; OTANI *et al.*, 1997; BATHURST *et al.*, 2002].

I metodi pseudo-statici fanno, in genere, riferimento ad analisi condotte con il metodo dell'equilibrio limite globale (come in campo statico i differenti metodi si differenziano in base alle superfici limite analizzate dai differenti autori) in cui gli effetti delle sollecitazioni sismiche sono assimilati a forze instabilizzanti statiche proporzionali alla massa di terreno che costituisce il blocco instabile e alle componenti orizzontali  $k_{h,eq}$  e verticali  $k_{v,eq}$  di un coefficiente sismico equivalente  $k_{eq}$ .

Gli aspetti cruciali di una analisi pseudo statica sono quindi la valutazione del coefficiente sismico equivalente e l'individuazione dei possibili meccanismi di collasso da esaminare per analizzare la stabilità interna ed esterna dell'opera in terra rinforzata.

Nella maggior parte dei riferimenti normativi  $k_{h,eq}$  è assunto pari ad un'aliquota del valore di picco dell'accelerazione attesa al suolo  $a_{h,max}$ . Ad esempio secondo la FHWA [1996] può essere utilizzata la relazione proposta da SEGRESTIN and BASTICK, [1988]:

$$k_{heq} = \frac{a_{h,max}}{g \left( 1.45 - \frac{a_{h,max}}{g} \right)} \quad (2)$$

In Giappone viene invece generalmente utilizzato un valore di  $k_{h,eq} = 0.3$  [TATSUOKA *et al.*, 1998].

Per quanto attiene invece ai valori di  $k_{v,eq}$  secondo alcuni autori tale valore può essere assunto pari a zero [SEED and WHITMAN, 1970; WOLFE *et al.*, 1978], o ad una frazione di  $k_{h,eq}$ .

Più recentemente si tende a correlare i valori  $k_{h,eq}$  agli spostamenti ammissibili dell'opera (ad es. secondo l'EC8  $k_{h,eq} = 0.5 * a_{h,max} / g$  per opere che possono tollerare spostamenti fino ad un valore limite  $d_{w,lim}$  (cm) =  $20 * a_{h,max} / g$ ).

Questa modalità di valutazione del coefficiente sismico equivalente rappresenta una via per la definizione delle azioni statiche equivalenti in termini di parametri prestazionali dell'opera.

Sebbene l'approccio pseudo-statico sia molto diffuso e di semplice applicazione, l'esperienza, da un lato, e gli studi di carattere sperimentale, dall'altro, hanno mostrato che non sempre le previsioni che esso fornisce in termini di distribuzione ed entità degli sforzi nei rinforzi sono cautelative [KOSEKI *et al.*, 2007; EL-EMAN and BATHURST, 2007]. Inoltre, il metodo non consente di effettuare alcuna valutazione dei possibili spostamenti permanenti che l'opera può manifestare.

Per questi motivi negli ultimi decenni sono state sviluppate metodologie di analisi dinamica semplificate finalizzate alla valutazione degli spostamenti

permanentemente che tali opere possono manifestare in conseguenza di eventi sismici [BIONDI *et al.*, 2008]. Tali metodologie devono tener conto: dei reali aspetti dinamici del problema, degli effetti del comportamento ciclico dei terreni costituenti l'opera in terra rinforzata, delle modalità con cui, in condizioni di carico ciclico, si manifesta l'interazione terreno-rinforzo [MORACI e CARDILE, 2008, MORACI e CARDILE, 2009] e, infine, dei principali meccanismi di evoluzione degli spostamenti documentati da indagini sperimentali condotte su tavola vibrante [BATHURST *et al.*, 2002; KOSEKI *et al.*, 2004; LO GRASSO *et al.*, 2005; 2006]. In particolare, tali ricerche hanno evidenziato come gli spostamenti permanenti di un'opera in terra rinforzata dipendano principalmente: dalla rottura del terreno all'interno del terrapieno rinforzato a tergo di esso; da eccessive deformazioni degli elementi di rinforzo; da fenomeni di sfilamento del rinforzo dovuti a un'insufficiente lunghezza di ancoraggio (soprattutto in prossimità della testa dell'opera in terra rinforzata).

Il primo modello dinamico semplificato è stato introdotto da NEWMARK [1965] sulla base di un'analogia tra una massa di terreno potenzialmente instabile ed un blocco rigido che scorre su un piano inclinato. Gli spostamenti permanenti dell'opera in terra sono valutati per doppia integrazione dell'equazione del moto in tutti gli istanti di tempo in cui la velocità relativa della massa potenzialmente instabile rispetto alla sottostante formazione stabile risulta non nulla. In tale metodo si assume che la resistenza al taglio sia uniformemente mobilitata lungo la superficie di rottura e che il moto del sistema si inneschi quando viene superato un valore di soglia per l'accelerazione critica determinato mediamente l'approccio pseudo statico. Varianti al modello di NEWMARK [1965] sono state sviluppate ed esempio da CAI and BATHURST [1996], LING *et al.* [1997] MATSUO *et al.* [1998] e HUANG and WANG [2005].

Il metodo dinamico semplificato di PAULSEN e KRAMER [2004] rappresenta un'estensione per lo studio della risposta sismica delle opere in terra rinforzata del modello di KRAMER e SMITH [1997] sviluppato per l'analisi sismica dei pendii.

Il metodo di KRAMER e SMITH [1997] introduce l'influenza della deformabilità della massa di terreno potenzialmente instabile e pertanto consente di considerare l'eventuale accoppiamento delle frequenze predominanti dell'input sismico e le frequenze del sistema.

Nel modello proposto, il blocco rigido del modello di Newmark è sostituito da due o più blocchi rigidi collegati tra loro attraverso molle e smorzatori.

Il modello di PAULSEN e KRAMER [2004] tiene conto della tipica geometria che caratterizza gli stati limite ultimi delle opere in terra rinforzata tenendo

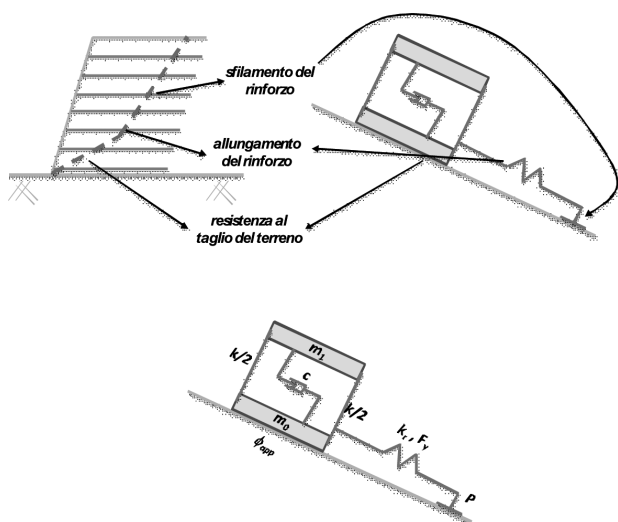


Fig. 8 – Rappresentazione schematica del modello di Paulsen e Kramer [2004].

Fig. 8 – Scheme of Paulsen and Kramer's model [2004].

in conto, seppur in maniera molto semplificata, dell'interazione terreno rinforzo in condizioni di sfilamento. Il modello (Fig. 8) è composto da tre elementi principali: il sistema masse-molle-smorzatore del modello di KRAMER e SMITH [1997], un elemento molla (che riproduce l'allungamento del rinforzo) e un elemento ad attrito collegato in serie al blocco inferiore (che riproduce lo sfilamento del rinforzo).

I modelli dinamici semplificati rappresentano un significativo avanzamento delle conoscenze per la previsione degli spostamenti delle opere in terra rinforzata in condizioni sismiche.

Il miglior comportamento delle opere in terra rinforzata rispetto alle opere di sostegno tradizionali in condizioni di sollecitazione sismica è stato ampiamente dimostrato in occasione di differenti eventi sismici come quelli che hanno colpito nel gennaio 1994 la California (Northridge Earthquake  $M_w=6.7$ ; WHITE and HOLTZ, 1996; LING *et al.*, 2001; LING and LESHCHINSKY, 2005; KOSEKI *et al.*, 2006), nel gennaio del 1995 la città di Kobe in Giappone (Hyogo-ken Nambu Earthquake  $M_w=6.9$ ; TATSUOKA *et al.*, 1997, 1998; KOSEKI *et al.*, 2006), nel 1999 l'isola di Taiwan (Chi-chi Earthquake  $M_w=7.7$ ; LING *et al.*, 2001; LING and LESHCHINSKY, 2005; KOSEKI *et al.*, 2006), nel 1999 la Turchia (Kocaeli Earthquake  $M_w=7.4$ ; KOSEKI *et al.*, 2006), nel 2001 El Salvador (El Salvador Earthquake  $M_w=7.6$ ; KOSEKI *et al.*, 2006), nel 2004 la città di Niigata in Giappone (Niigata-taken-Chuetsu Earthquake  $M_w=6.6$ ; KOSEKI *et al.*, 2004) e nel 2006 a Tecoman in Messico (Tecoman Earthquake  $M_w=7.6$ ; WARTMAN *et al.*, 2006).

Le conseguenze di tali eventi sismici hanno mostrato che i fenomeni di collasso delle opere in terra rinforzata sono stati rari a meno di concomitanti fenomeni di liquefazione dinamica dei terreni di fon-

dazione o di eccessivo sviluppo di cedimenti degli stessi per effetto dello scuotimento sismico [KUTTER *et al.*, 1990; COLLIN *et al.*, 1992; LING *et al.*, 1997; 2004; KRAMER and PAULSEN, 2001]. Nella maggior parte dei casi documentati i danni manifestati dalle opere in terra rinforzata sono consistiti nello sviluppo di deformazioni con spostamenti di una porzione dell'opera o dell'opera nel suo complesso e nel collasso, generalmente, locale dell'eventuale rivestimento di facciata [TATSUOKA *et al.*, 1995; WHITE and HOLTZ, 1996; SANDRI, 1998; WARTMANN *et al.*, 2006; KOSEKI *et al.*, 2006; JONES and CLARKE, 2007].

Per completezza nella tabella III sono sinteticamente riportati i principali riferimenti normativi e le raccomandazioni esistenti per la progettazione delle opere in terra rinforzata. Alcune di queste normative, in particolare la BS 8006 e la EBGEO 2003, si riferiscono anche alla progettazione dei geosintetici utilizzati per il rinforzo alla base, per il rinforzo alla base insieme a pali o colonne di ghiaia e per rinforzo di colonne di ghiaia o sabbia oggetto dei successivi capitolo 5, 6 e 7.

## 5. Rinforzo alla base del rilevato

I possibili fenomeni di instabilità di un rilevato fondato su terreno molle sono connessi al peso proprio del rilevato e alla tendenza della scarpata a scorrere lateralmente sul piano d'appoggio in seguito alla spinta orizzontale esercitata dal terreno costituente la parte interna del rilevato. In entrambe le circostanze si genera all'interno del terreno di fondazione uno stato tensionale che può provocare la rottura qualora venga superata la resistenza al taglio del terreno. Pertanto, un elemento di rinforzo posto all'interfaccia rilevato-terreno di fondazione risulta efficace qualora riduca le tensioni trasmesse dal rilevato al terreno di fondazione. Per far ciò l'elemento di rinforzo deve avere una elevata rigidità e resistenza a trazione e deve essere in grado di sviluppare sufficiente attrito all'interfaccia rinforzo-rilevato per contrastare la tendenza allo scorrimento orizzontale della scarpata sul piano di appoggio.

L'effetto del rinforzo è più importante nelle prime fasi dopo la costruzione quando, come è noto, si verifica un peggioramento delle condizioni di stabilità del rilevato per effetto delle sovrappressioni interstiziali indotte nel terreno. Successivamente al procedere della consolidazione si ha un incremento della resistenza al taglio del terreno di fondazione, che da solo potrebbe arrivare a garantire a lungo termine un adeguato coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura per capacità portante del terreno di fondazione. Pertanto, le caratteristiche meccaniche e di attrito del rinforzo devono assicurare che l'effetto del rinforzo sia in grado di ri-

Tab. III – Strutture in terra rinforzate con geosintetici: normative e raccomandazioni.

Tab. III – *Geosynthetic reinforced earth structures: codes and recommendations.*

Paese	Istituto	Normativa	Approccio progettuale
<b>Australia</b>	RTA, NSW DOT	RTA (2005)	Stati limite
<b>Canada</b>	Canadian Geotechnical Society	CFEM (2006)	Stati limite
	Canadian Highway Bridge Design Code	CHBDC (2000)	Stati limite
<b>Francia</b>	AFNOR	NFP 94-270 (2009)	Stati limite
<b>Germania</b>	General guidance by German Soc. S. Mech. And Geot. Eng.	EBGEO (1997 - 2003)	Stati limite
<b>Giappone</b>	Public Works Research Center	PWRC (2000)	Stati limite
	Railway Technical Research Institute	RTRI (2006)	Stati limite
	Japan Geotechnical Society	JGS (2004)	Stati limite
<b>Gran Bretagna</b>	British Standard Institution	BS 8006-1 (1995)	Stati limite
<b>Hong Kong</b>	Geotechnical Engineering Office	Geoguide 6 (2002)	Stati limite
<b>Italia</b>	Ministero dei Lavori Pubblici	D.M. 14/01/2008, alias NTC2008	Stati limite
	AGI	Linee guida AGI (2005)	Stati limite
<b>USA</b>	Federal Highway Administration	FHWA (2001)	Tensioni ammissibili
	AASHTO	AASHTO (2002)	Tensioni ammissibili
	AASHTO	AASHTO LRFD (2004)	Stati limite
	National Cooperative Highway Research Program	NCHRP (2005)	Stati limite

portare il coefficiente di sicurezza ai valori consueti adottati nell'analisi dei rilevati non rinforzati per tutto il periodo di tempo necessario al raggiungimento di una adeguata resistenza al taglio del terreno. Tuttavia, il rinforzo deve garantire nel lungo periodo la resistenza necessaria per impedire lo scorrimento orizzontale della scarpata sul piano di appoggio.

Nel caso dei rilevati rinforzati alla base sono quindi necessarie le informazioni inerenti al comportamento viscoso dei materiali di rinforzo.

Inoltre, anche in questo caso, è necessario tener presente gli effetti del danneggiamento dovuto alla modalità di costruzione ed ai fattori ambientali.

Dal punto di vista dell'entità dei carichi applicati sul terreno di fondazione possono considerarsi due differenti situazioni. La prima è quella dei rilevati bassi in cui i carichi di esercizio sono in genere molto più elevati di quelli permanenti (i.e. ballast ferroviari, strade non pavimentate e pavimentate).

La seconda è rappresentata dai rilevati alti in cui i carichi di esercizio sono trascurabili rispetto a quelli permanenti. Generalmente i rilevati bassi possono essere costruiti senza strati di rinforzo ma prevedendo sul piano di appoggio soltanto la presenza di un geotessile con funzione di separazione. Nel caso invece dei rilevati alti è necessario prevedere l'impiego di geosintetici di rinforzo oltreché di

separazione. Prescindendo dai criteri di dimensionamento dei geosintetici di separazione [MORACI e RIMOLDI, 1994], e considerando quindi solo il caso dei rilevati alti, il rinforzo deve impedire la rottura del terreno di fondazione e la deformazione laterale del rilevato.

### 5.1. Parametri di progetto

I principali parametri di progetto, per i quali valgono molte delle considerazioni fatte al precedente cap. 3, necessari per la progettazione dei rilevati rinforzati alla base con geosintetici sono sinteticamente indicati in tabella IV.

### 5.2. Possibili stati limite

La progettazione di rilevati alti rinforzati alla base con geosintetici fondati su terreni coesivi teneri deve essere condotta in modo tale da evitare tutti i possibili stati limite ultimi e di esercizio dell'opera (Fig. 9).

Per quanto concerne i possibili stati limite ultimi di stabilità locale e di stabilità generale e per quanto attiene alla valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione l'analisi può essere condotta utilizzando i classici metodi dell'ingegneria geotecnica.

Tab. IV – Parametri di progetto di rilevati rinforzati alla base.  
 Tab. IV – Design parameters of basal reinforced embankments.

Terreno di fondazione	Rilevato	Rinforzo
Proprietà indici	Dimensioni Sovraccarichi applicati	Tipo di geosintetico Tipo di polimero
Caratteristiche fisiche	Proprietà indici Proprietà chimiche	Caratteristiche meccaniche a breve ed a lungo termine Parametri di interazione in campo statico e dinamico
Caratteristiche meccaniche Caratteristiche di consolidazione Caratteristiche di permeabilità	Caratteristiche meccaniche Caratteristiche di compattazione	Resistenza al danneggiamento dovuto alla posa in opera Resistenza agli attacchi chimici e biologici

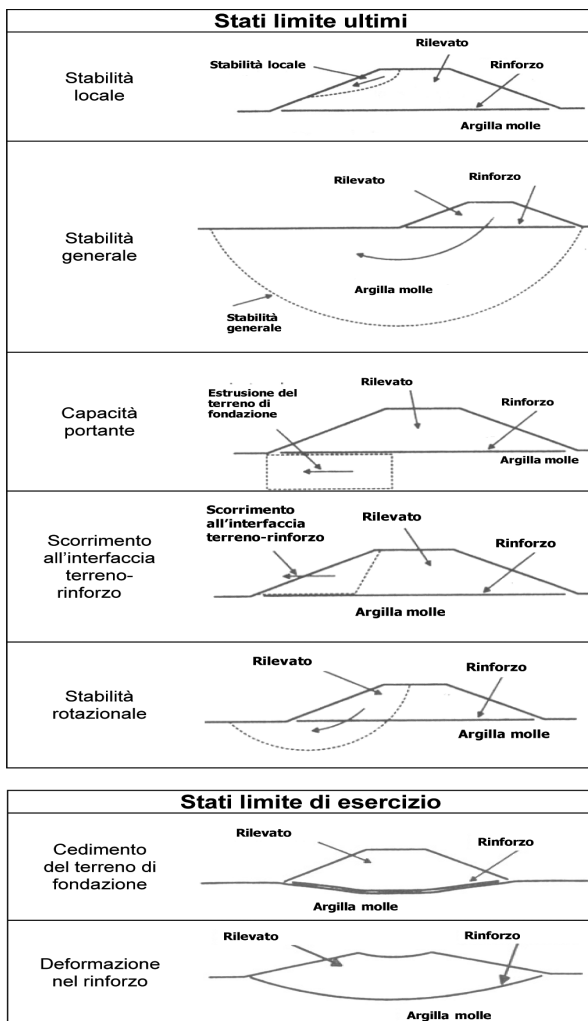


Fig. 9 - Stati limite ultimi e di esercizio dei rilevati rinforzati alla base [BS 8006, 1995].  
 Fig. 9 – Reinforced embankments: ultimate and serviceability limit states [BS 8006, 1995].

Per quanto riguarda invece alle verifiche di stabilità per estrusione del terreno di fondazione (capacità portante), per stabilità rotazionale e per scorrimento all'interfaccia, il dimensionamento dell'opera non può prescindere da una analisi che valuti accuratamente l'effetto del rinforzo, che anche in questo caso, a seconda del cinematismo di

rottura considerato, si manifesta attraverso meccanismi di interazione per scivolamento lungo una interfaccia o per sfilamento.

5.3. Metodi di analisi

Il dimensionamento dei rilevati rinforzati alla base può essere condotto per via numerica utilizzando metodi FEM o DEM [ROWE and LI, 2002] o mediante metodi dell'equilibrio limite. In quest'ultimo caso, per ciascuno degli stati limite descritti in precedenza può essere eseguita una specifica verifica di stabilità (come da esempio indicato nelle BS 8006, 1995).

Un aspetto importante di queste analisi è che esse non possono prescindere dalla considerazione dei reali livelli di deformazione nel rilevato e nel rinforzo e quindi anche dalle modalità costruttive del rilevato stesso. In particolare, dovranno essere analizzati tutti i meccanismi di rottura e le condizioni di esercizio citati in figura 9.

5.3.1. COMPORTAMENTO DI UN RILEVATO RINFORZATO ALLA BASE

Mettendo a confronto un rilevato non rinforzato e un rilevato rinforzato si può notare come l'utilizzo del rinforzo alla base induca una differente distribuzione di tensioni tangenziali sul terreno di fondazione consentendo un aumento della capacità portante. Il rinforzo alla base migliora la stabilità assorbendo la spinta attiva del rilevato e modificando il verso delle tensioni tangenziali  $\tau$  in corrispondenza del terreno di fondazione (Fig. 10).

Lo studio della capacità portante dei rilevati rinforzati nei confronti della rottura del terreno di fondazione può essere condotto in linea teorica facendo riferimento a due differenti situazioni limite [JEWELL, 1988]. Nella prima situazione lo scorrimento relativo rilevato-rinforzo risulta sensibilmente superiore rispetto a quello tra il rinforzo ed il terreno di fondazione. In tale circostanza le tensioni tangenziali di attrito sulla superficie del terreno (rivolte verso l'esterno del rilevato) risultano



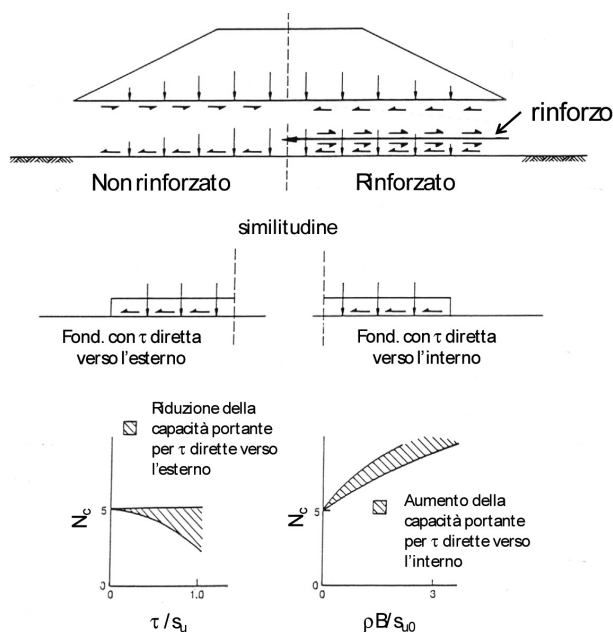


Fig. 10 – Meccanismi di rinforzo di rilevati rinforzati alla base [JEWELL 1996].

Fig. 10 – Basal reinforcement mechanisms [JEWELL 1996].

ridotte rispetto al caso di assenza del rinforzo e quindi la capacità portante del terreno risulta maggiore rispetto al caso di rilevato non rinforzato.

Facendo riferimento allo schema di figura 10, riferito al caso di terreno con resistenza al taglio non drenata costante con la profondità e di spessore indefinito, si osserva come in presenza di sforzi di taglio diretti verso l'esterno la capacità portante risulti dipendente dall'entità delle tensioni tangenziali  $\tau$  agenti in superficie in relazione alla resistenza al taglio non drenata del terreno di fondazione. In particolare se  $\tau = c_{ui}$  la capacità portante risulta pari a circa metà di quella valutata in assenza di sforzi di taglio sul piano di appoggio. L'effetto del rinforzo risulterà quindi tanto più elevato quanto maggiore sarà la riduzione delle  $\tau$ .

La seconda situazione si ha quando gli scorrimenti relativi tra terreno di fondazione e rinforzo superano di gran lunga quelli tra rilevato e rinforzo. In tali condizioni, per effetto dell'attrito tra terreno di fondazione e rinforzo, si generano sulla superficie del terreno degli sforzi di taglio diretti verso l'interno del rilevato che producono un incremento della capacità portante rispetto al caso dei rilevati non rinforzati.

Tale situazione si verifica ad esempio nel caso di rilevati rinforzati fondati su terreni molli di piccolo spessore (in relazione all'impronta del rilevato) sovrastanti substrati rigidi. In tali condizioni il terreno di fondazione al di sotto del rilevato può essere compresso ed espulso lateralmente.

Anche in questo caso la capacità portante può essere valutata facendo riferimento alla classica

espressione ricavata per terreni coesivi introducendo però un fattore di capacità portante  $N_c$  modificato. I valori di  $N_c$  da adoperare sono stati determinati mediante la teoria della plasticità da DAVIS and BOOKER [1973] e HOULSBY and WROTH [1983]. In tali studi gli autori hanno considerato il terreno di fondazione caratterizzato da una resistenza al taglio non drenata variabile con la profondità ed hanno ipotizzato che l'effetto dell'attrito tra fondazione e terreno (che genera sul terreno degli sforzi di taglio diretti verso l'interno dell'area di carico) corrisponda ad un'azione di contrasto (o contenimento) delle deformazioni plastiche di quest'ultimo. Ne deriva un aumento di capacità portante che può essere ricavato dal confronto tra una fondazione ruvida ed una liscia, mostrato in figura 10.

Nel caso del rilevato la situazione di una fondazione liscia (assenza di contrasto) si può pensare riprodotta dall'assenza di rinforzo mentre quella di una fondazione rugosa (forte effetto di contrasto) può essere equiparata alla presenza di rinforzo.

La figura 10 mostra come il beneficio sulla capacità portante del terreno sia legato al gradiente di crescita della resistenza al taglio non drenata con la profondità.

Nel caso di resistenza al taglio non drenata del terreno di fondazione costante con la profondità i valori di  $N_c$  possono invece essere ricavati facendo riferimento agli studi condotti da MANDEL and SALLENCON, [1972].

### 5.3.2. CAPACITÀ PORTANTE PER ESTRUSIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Con riferimento alla figura 11, la verifica di capacità portante per estrusione del terreno di fondazione può essere condotta, nel caso di resistenza al taglio non drenata  $c_{ui}$  del terreno di fondazione variabile con la profondità, con la seguente espressione:

$$F_S = \frac{P_P + R_T + R_B}{P_A} \quad (3)$$

dove:

$$P_p = (0.5\gamma_f D + 2c_{um})D \quad (4)$$

$$R_T = \alpha c_{uo} L \quad (5)$$

$$R_B = c_{ub} L \quad (6)$$

$$P_A = (\gamma H + q + 0.5\gamma_f D - 2c_{um})D \quad (7)$$

in cui i simboli hanno il seguente significato:

$\gamma_f$  = peso per unità di volume del terreno di fondazione;  $D$  = spessore del terreno di fondazione compressibile;  $c_{um}$  = resistenza al taglio non drenata media del terreno di fondazione;  $\alpha$  = coefficiente di interazione terreno di fondazione-geosintetico di

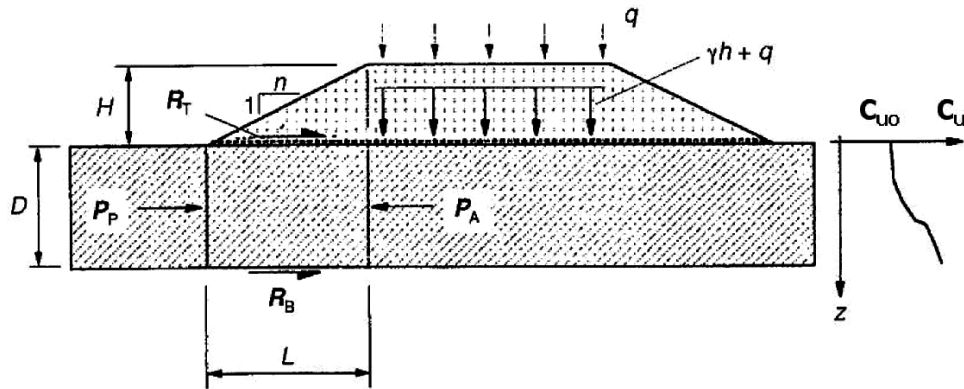


Fig. 11 – Schema di calcolo per il dimensionamento del geosintetico di rinforzo alla base nel caso di verifica di capacità portante per espulsione del terreno di fondazione.

Fig. 11 – Scheme for the design of geosynthetic basal reinforcement related to soil foundation bearing capacity ultimate limit state.

rinforzo in condizioni di scivolamento all'interfaccia;  $c_{uo}$  = resistenza al taglio non drenata del terreno di fondazione alla base del rilevato;  $L$  = lunghezza della scarpa del rilevato;  $c_{ub}$  = resistenza al taglio non drenata del terreno di fondazione alla profondità  $D$ ;  $\gamma$  = peso per unità di volume del terreno costituente il rilevato;  $H$  = altezza del rilevato;  $q$  = sovraccarico del rilevato;

Lo sforzo di trazione nel geosintetico di rinforzo  $T_{RF}$  ottenuto con tale analisi sarà uguale a:

$$T_{RF} = (\alpha c_{uo} L) \quad (8)$$

In presenza di sollecitazioni sismiche, le verifiche di capacità portante per estrusione del terreno di fondazione possono essere condotte con riferimento al metodo di progetto iterativo proposto da MAUGERI *et al.*, [2006], facendo riferimento allo schema semplificato illustrato in precedenza (Fig. 11) e considerando i coefficienti sismici ( $k_h$ ,  $k_v$ ) ed il coefficiente di interazione dinamico all'interfaccia ( $\alpha'$ ).

Con tale metodo è possibile valutare la lunghezza del rinforzo  $L_s$  e lo sforzo di trazione nel geosintetico  $T$  utilizzando le espressioni:

$$L_s = \frac{(\gamma_{ril} \cdot H + q) \cdot (1 - k_v) - 4 \cdot c_{uo} + \rho \cdot z_c}{c_{uo} \cdot (1 + \alpha'_{bc}) + (\rho - \gamma_{fond} \cdot k_h) \cdot z_c} \cdot z_c \quad (9)$$

$$T = (\alpha' c_{uo} L) \quad (10)$$

in cui i simboli hanno il seguente significato:

$z_c$  = profondità alla quale si può manifestare il meccanismo di estrusione del terreno di fondazione;

$\gamma_{ril}$  = peso per unità di volume del terreno costituente il rilevato;

$\alpha'_{bc}$  = coefficiente di interazione all'interfaccia;

$\gamma_{fond}$  = peso per unità di volume del terreno di fondazione.

### 5.3.3. SCORRIMENTO ALL'INTERFACCIA TRA RILEVATO E RINFORZO

La verifica per scivolamento all'interfaccia terreno-rinforzo può essere condotta con riferimento allo schema semplificato riportato in figura 12. Lo sforzo di trazione nel geosintetico ottenuto dall'analisi dello scorrimento all'interfaccia rilevato-rinforzo  $T_{DS}$  può essere calcolato utilizzando l'espressione:

$$T_{DS} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a + q H K_a \quad (11)$$

mentre la lunghezza di ancoraggio del rinforzo  $L_e$  sarà uguale a:

$$L_e \geq \frac{(\gamma H + 2q) K_a}{\alpha \tan \phi' \gamma} \quad (12)$$

Anche in questo caso, in presenza di sollecitazione sismica, la verifica per scivolamento all'interfaccia terreno-rinforzo può essere condotta con riferimento ai criteri di progetto proposti da MAUGERI *et al.* [2006] considerando i coefficienti sismici ( $k_h$ ,  $k_v$ ) ed un coefficiente di interazione dinamico all'interfaccia ( $\alpha'$ ).

I valori della lunghezza del rinforzo  $L_s$  e dello sforzo di trazione nel geosintetico  $T$  si possono ricavare con le seguenti espressioni:

$$L_s = \frac{[\gamma'_{ril} \cdot H + 2q] \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ae} + \gamma_w \cdot \frac{H_w^2}{H}}{\left[ \gamma'_{ril} + \frac{\gamma_w \cdot H_w}{H} \left( \frac{2 - H_w}{H^2} \right) \right] \cdot [(1 - k_v) \cdot \alpha' \cdot \tan \phi'_{cv} - k_h]} \quad (13)$$

$$T = \frac{1}{2} \cdot H \cdot \left\{ [\gamma'_{ril} \cdot H + 2q] \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ae} + \gamma_w \cdot \frac{H_w^2}{H} \right\} \cdot \left( \frac{\alpha' \cdot \tan \phi'_{cv}}{\alpha' \cdot \tan \phi'_{cv} - \tan \theta} \right) \quad (14)$$

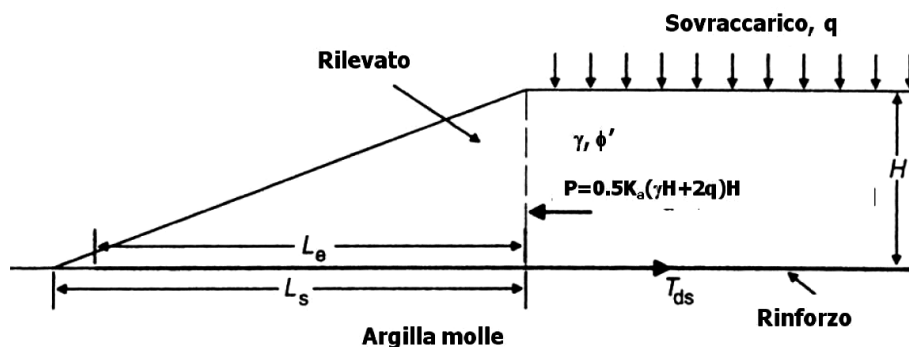


Fig. 12 – Schema di calcolo per il dimensionamento del geosintetico di rinforzo alla base nel caso di verifica per scivolamento all'interfaccia rilevato-rinforzo.

Fig. 12 – Scheme for the design of geosynthetic basal reinforcement related to embankment active thrust (sliding at interface soil-reinforcement).

dove:  $k_{ac}$  = coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche;  $H_w$  = livello di falda del rilevato;  $\tan\theta = k_h / (1 - kv)$ .

In tutte le espressioni illustrate in precedenza (da (3) a (14)), le resistenze e le sollecitazioni possono essere rispettivamente ridotte ed amplificate utilizzando gli opportuni coefficienti di sicurezza parziali in accordo alle normative di riferimento.

#### 5.3.4 STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME RILEVATO – TERRENO DI FONDAZIONE

Le verifiche di stabilità globali dell'insieme rilevato-terreno di fondazione sono generalmente condotte utilizzando i metodi dell'equilibrio limite globale opportunamente modificati per tenere conto della forza di trazione esercitata dal rinforzo. I differenti metodi proposti si differenziano tra loro per le assunzioni fatte sulla forma della superficie di scorrimento (circolare, poligonale o mista), sulle forze interconco, e sulla direzione delle forze di trazione ( $T$ ) esercitata dal rinforzo (orizzontale o tangente alla superficie di rottura). Le analisi possono essere condotte in due modi: imponendo il valore della forza di trazione esercitata dal rinforzo e quindi ricercando in tali condizioni la superficie critica di rottura oppure determinando il valore della forza di trazione richiesta al rinforzo in corrispondenza di varie superfici di rottura per un prefissato valore del coefficiente di sicurezza.

In base a queste analisi si determinerà una resistenza a trazione  $T_{RO}$  ed una lunghezza di ancoraggio  $L_R$  richiesta al geosintetico di rinforzo.

#### 5.3.5. DIMENSIONAMENTO DEL GEOSINTETICO DI RINFORZO

Per dimensionare il geosintetico di rinforzo occorre determinare la resistenza a trazione di lungo termine richiesta con riferimento ai tre differenti

meccanismi di instabilità illustrati in precedenza in figura 13.

Il geosintetico da utilizzare dovrà avere una resistenza a trazione ammissibile di lungo termine maggiore (secondo un opportuno coefficiente di sicurezza FS) del valore massimo determinato dalla seguente espressione:

$$T_{amm} > T_R [\max tra (T_{RF} + T_{DS}), T_{RO}] * FS \quad (15)$$

dove  $T_{RO}$  rappresenta la resistenza a trazione richiesta per la verifica stabilità globale dell'insieme rilevato-terreno di fondazione.

Per prevenire la rottura per scorrimento orizzontale della scarpata il rinforzo deve necessariamente allungarsi in modo da mobilitare l'attrito e la forza di trazione necessari all'equilibrio. Ne deriva che l'entità delle deformazioni della scarpata del rilevato risulteranno funzione della rigidità a trazione del rinforzo. In condizioni di incipiente movimento si assume che la distribuzione delle deformazioni nel rinforzo vari linearmente da un valore nullo al piede sino ad un valore massimo in corrispondenza della sommità della scarpata. In tal modo la massima deformazione nel rinforzo risulterà pari a due volte la deformazione media che si verifica nel rilevato.

Quindi fissata quest'ultima è possibile determinare il valore massimo di deformazione nel rinforzo e di conseguenza, nota la sollecitazione massima a trazione agente, il valore del modulo richiesto. La rigidità così valutata va incrementata con un opportuno coefficiente di sicurezza per tenere conto dei fenomeni viscosi, di danneggiamento meccanico e di degradazione ambientale [GHIONNA e MORACI, 2001]. Alcuni autori [FLOWER, 1981; CHRISTOPHER and HOLTZ, 1986] consigliano di utilizzare in sede progettuale, per determinare la rigidità del rinforzo, valori della deformazione media del rilevato variabili tra il 2% ed il 5%.



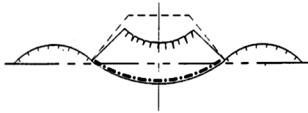
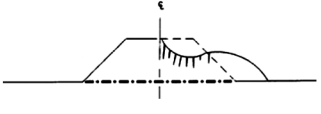
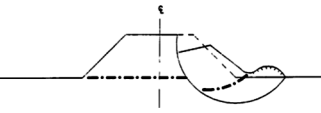
	Schemi di calcolo	Parametri di progetto
<b>Capacità portante</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T_{RF}</math>: sforzo di trazione nel geosintetico ottenuto dall'analisi della capacità portante per estrusione del terreno di fondazione;</li> <li>• <math>L_R</math>: lunghezza del rinforzo.</li> </ul>
<b>Scorrimento all'interfaccia terreno-rinforzo</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T_{DS}</math>: sforzo di trazione nel geosintetico ottenuto dall'analisi dello scorrimento all'interfaccia rilevato rinforzo;</li> <li>• <math>L_R</math>: lunghezza del rinforzo.</li> </ul>
<b>Stabilità rotazionale</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>T_{RO}</math>: sforzo di trazione nel geosintetico ottenuto dall'analisi della stabilità rotazionale;</li> <li>• <math>L_R</math>: lunghezza del rinforzo.</li> </ul>

Fig. 13 – Schemi di calcolo e parametri di progetto per il dimensionamento del geosintetico di rinforzo alla base.  
 Fig. 13 – Basal reinforcement: design schemes and parameters.

Occorre, infine, ricordare che la procedura di costruzione dei rilevati induce sollecitazioni di trazione negli elementi di rinforzo anche nella direzione di avanzamento del rilevato. Risulta, pertanto, necessario condurre le verifiche di stabilità precedentemente descritte anche nella direzione longitudinale onde evitare possibili rotture del rilevato in tale direzione. Tali verifiche possono essere condotte con gli stessi metodi di analisi descritti in precedenza e i risultati delle stesse indicheranno le caratteristiche meccaniche minime che il rinforzo deve avere in direzione longitudinale.

In fase di progetto è anche necessario determinare i cedimenti del rilevato e la loro evoluzione nel tempo. Gli studi fin qui condotti hanno evidenziato come la presenza del rinforzo non induca sostanziali differenze sull'entità dei cedimenti del rilevato [HOLTZ, 1990; GOURC, 1992; FIORAVANTE *et al.*, 1995] che pertanto possono essere valutati utilizzando i metodi classici per la stima dei cedimenti immediati, di consolidazione e secondari adottati nel caso dei rilevati non rinforzati. In alternativa possono essere utilizzati metodi numerici agli elementi finiti che consentono una migliore schematizzazione del comportamento del terreno tramite l'adozione di legami costitutivi più complessi.

## 6. Rinforzo di base con geosintetici e pali

La realizzazione di pali di fondazione in associazione con geosintetici di rinforzo alla base consente di garantire la stabilità a breve termine del sistema rilevato-terreno di fondazione [JONES *et al.*, 1990] e di ridurre i cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato sul terreno compressibile. In questa applicazione i pali possono essere realizzati in acciaio, in

cemento armato e in legno; i sistemi colonnari possono essere realizzati con diverse tecniche (colonne di ghiaia, colonne di terreno consolidato per mescolamento con agenti cementanti, gettiniezione [HAN and AKINS, 2002]).

Il carico verticale dovuto al peso proprio del terreno che costituisce il rilevato e ai sovraccarichi applicati può essere trasferito in gran parte sui pali riducendo così la tensione verticale che agisce sul terreno compressibile di fondazione con una conseguente riduzione dei cedimenti.

I carichi agenti sui pali sono trasmessi a strati di terreni profondi con una rigidità a compressione elevata (pali che attraversano completamente lo strato compressibile e si intestano su uno strato resistente) o al terreno compressibile per attrito laterale (pali sospesi).

La presenza del geosintetico di rinforzo alla base del rilevato permette di:

- aumentare l'aliquota di carico trasmessa ai pali;
- aumentare l'interasse dei pali;
- assorbire la spinta attiva del rilevato eliminando la necessità di pali inclinati in prossimità delle scarpate laterali del rilevato.

Il dimensionamento del sistema è retto dall'analisi di due principali meccanismi che governano il comportamento di questo tipo di strutture: l'effetto arco (o trasferimento del carico) nel terreno del rilevato e l'effetto membranale nel geosintetico di rinforzo alla base.

La progettazione di questo sistema quindi richiede un attento studio del processo di interazione pali-terreno-rilevato.

L'utilizzo del rinforzo alla base con geosintetici e pali consente di mantenere un rapporto di copertura dell'area totale della fondazione del rilevato

Tab. V – Parametri di progetto di rilevati su pali rinforzati con geosintetici alla base.

Tab. V – Design parameters of basal reinforced pile embankments.

Terreno di fondazione	Rilevato	Rinforzo	Pali
Proprietà indici	Dimensioni Sovraccarichi applicati	Tipo di geosintetici Tipo di polimero	Tipo Dimensioni (L, D)
Caratteristiche fisiche	Proprietà indici Proprietà chimiche	Caratteristiche meccaniche a breve ed a lungo termine Parametri di interazione in campo statico e dinamico	Caratteristiche meccaniche
Caratteristiche meccaniche Caratteristiche di consolidazione Caratteristiche di permeabilità	Caratteristiche meccaniche Caratteristiche di compattazione	Resistenza al danneggiamento dovuto alla posa in opera Resistenza agli attacchi chimici e biologici	Dimensioni pulvino in testa

pari a circa il 10-20% rispetto a valori di 60-70% per rilevati costruiti solo su pali [HAN, 1999].

### 6.1. Parametri di progetto

I parametri di progetto necessari per la progettazione di rilevati rinforzati alla base con geosintetici e pali sono riassunti schematicamente in tabella V.

### 6.2. Possibili stati limite

Anche in questo caso il progetto dell'opera va condotto tenendo conto di tutti i possibili stati limite ultimi e di servizio. I primi fanno riferimento alla capacità portante dei pali in gruppo; alla posizione dei pali esterni; alla stabilità generale e allo scorrimento all'interfaccia rilevato rinforzo. I secondi si riferiscono ad eccessive deformazioni nel rinforzo ed ai cedimenti del terreno di fondazione.

Nella presente memoria verrà focalizzata l'attenzione sui parametri di progetto che riguardano il dimensionamento del geosintetico di rinforzo alla base del rilevato. Per quanto riguarda i parametri di progetto per il dimensionamento dei pali si rimanda alla abbondante letteratura scientifica [es. VIGGIANI, 2001].

### 6.3. Criteri di dimensionamento

La progettazione di un rilevato rinforzato alla base con geosintetici e pali può essere condotta attraverso un approccio analitico o mediante un approccio numerico. Nel primo caso la progettazione può essere suddivisa nel dimensionamento dei pali soggetti principalmente a carichi verticali e nel dimensionamento dei geosintetici soggetti a sforzi di trazione dovuti al carico verticale ed alla spinta del terreno delle scarpate poste alle estremità del rilevato. Nell'approccio numerico, basato sui metodi alle differenze finite o sul metodo degli elementi fi-

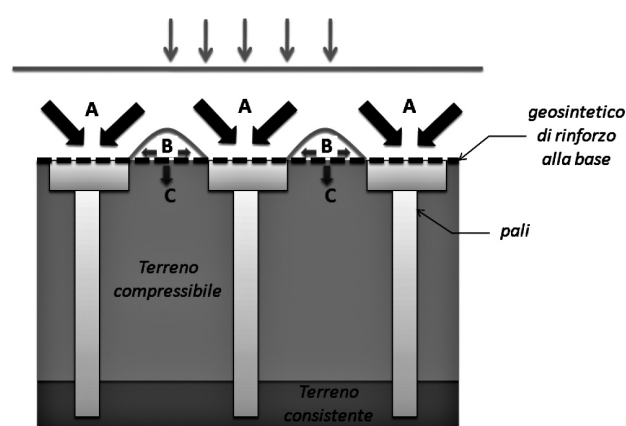


Fig. 14 – Rappresentazione schematica della distribuzione delle tensioni sul terreno e sui pali di fondazione a seguito dell'effetto arco.

Fig. 14 – Scheme of arching effect: stresses distribution on soil and piles.

niti, la progettazione è integrale e richiede un'attenta definizione delle leggi costitutive dei materiali che costituiscono il sistema e di adeguate leggi che modellino l'interfaccia.

Limitando nel presente lavoro l'attenzione al dimensionamento del geosintetico di rinforzo la progettazione può essere divisa in tre diverse fasi:

1. determinazione della tensione verticale agente sul terreno compressibile di fondazione (e quindi sul geosintetico di rinforzo) posto tra due pali di fondazione mediante un modello che simuli adeguatamente l'effetto arco (Fig. 14);
2. determinazione della tensione di trazione sul geosintetico per effetto del carico ad esso trasmesso dal rilevato assumendo una specifica deformazione per il rinforzo. In tale ambito occorre valutare l'area di carico B che compete al geosintetico di rinforzo alla base, che dipende dalla disposizione dei pali, (Fig. 15), definire il carico lineare  $W_T$  applicato su una striscia virtuale

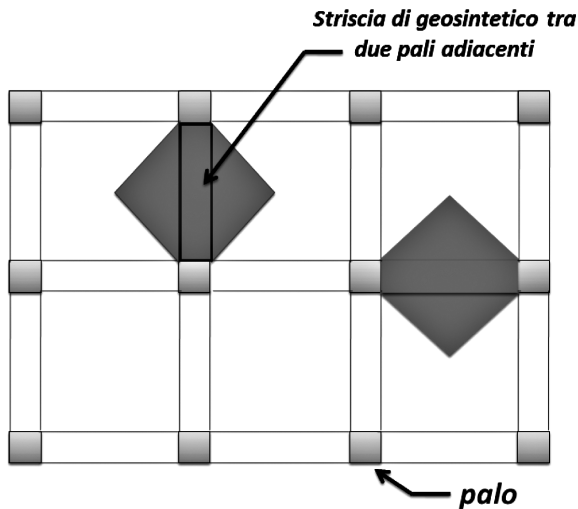


Fig. 15 – Aree di carico competenti alle “strisce” equivalenti di geosintetico poste tra due pali adiacenti.  
 Fig. 15 – Load areas on equivalent reinforcement strip.

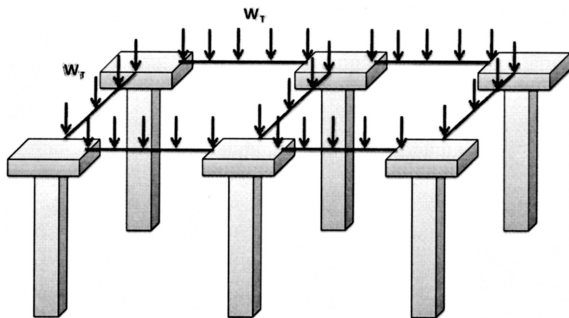


Fig. 16 – Carichi lineari agenti sulle strisce equivalenti di geosintetici di rinforzo.  
 Fig. 16 – Linear loads on equivalent reinforcement strip.

di rinforzo che collega i pali lungo le differenti direzioni (Fig. 16), e valutare la forza di trazione  $T$  agente sul geosintetico di rinforzo dovuta ai carichi lineari  $W_T$  (Fig. 17), ed ipotizzando una deformata dell'elemento di rinforzo. Nella valutazione della forza di trazione dovuta ai carichi

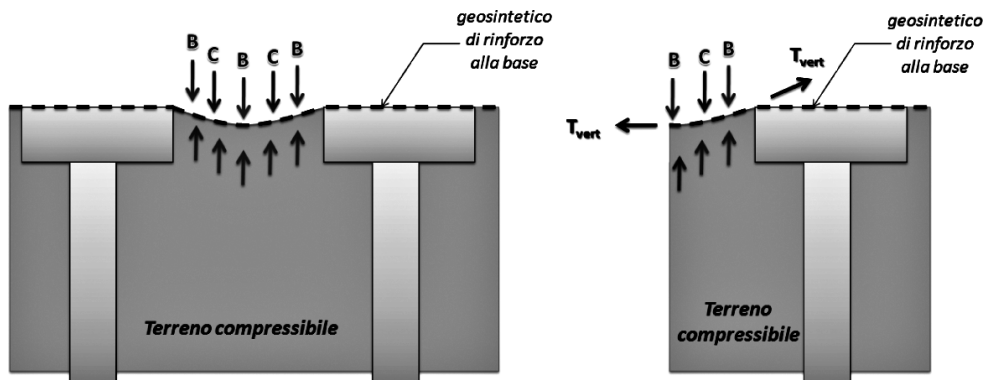


Fig. 17 – Valutazione della forza di trazione  $T$  agente sul geosintetico di rinforzo.  
 Fig. 17 – Pile caps: tensile force in reinforcement due to arching effect.

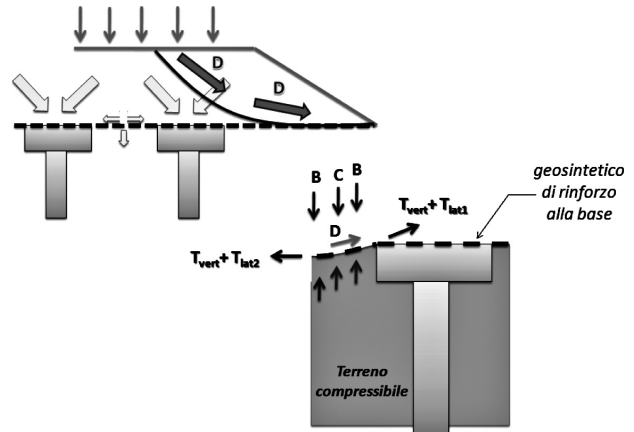


Fig. 18 – Tensione risultante agente sul geosintetico di rinforzo.  
 Fig. 18 – Pile caps: total tensile force in reinforcement.

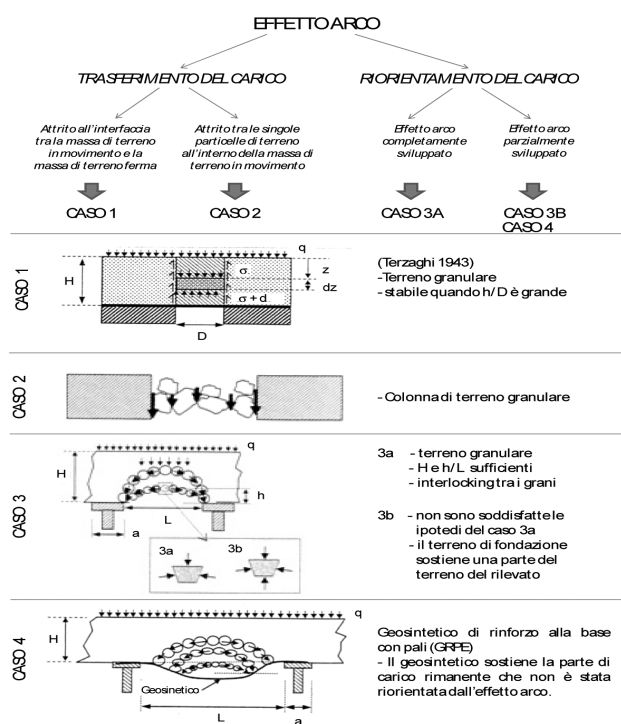
lineari, considerando una deformata parabolica del rinforzo, si ipotizza che le tensioni alla base del rilevato siano uniformemente distribuite sul rinforzo.

3. determinazione della tensione di trazione sul geosintetico per effetto della spinta attiva del rilevato.
4. controllo delle deformazioni del geosintetico di rinforzo sulla superficie alla base dei pali.
5. valutazione della lunghezza di ancoraggio ed altri controlli.

La forza di trazione agente sul geosintetico di rinforzo alla base dipende quindi dalla tensione verticale trasmessa dal rilevato e dalla spinta attiva del rilevato stesso (Fig. 18).

### 6.3.1. DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE VERTICALE AGENTE SUL GEOSINTETICO DI RINFORZO

Le tensioni verticali agenti sul terreno e sui pali di fondazione, dovute al peso del rilevato, dipendono dall'effetto arco che si sviluppa all'interno del

Fig. 19 – Effetto arco [CHEW *et al.*, 2008].Fig. 19 – Arching effect [CHEW *et al.*, 2008].

corpo del rilevato. L'effetto arco dipende da numerosi fattori quali la geometria della struttura rinforzata (forma e larghezza del pulvino posto alla testa dei pali, interasse tra i pali e distribuzione geometrica dei pali), le caratteristiche meccaniche del terreno costituente il corpo del rilevato, la differente rigidità tra pali e terreno di fondazione compressibile, la rigidità a trazione e la deformazione del geosintetico di rinforzo posto sulla testa dei pali di fondazione.

Gli studi presenti in letteratura per la definizione dell'effetto arco sono stati per lo più sviluppati effettuando analisi all'equilibrio limite di un terreno granulare sovrastante due pali posti ad un certo interasse. Da tali studi è possibile osservare come i meccanismi dell'effetto arco possano essere suddivisi in due categorie principali: trasferimento del carico per mezzo della resistenza al taglio all'interno del terreno sovrastante i pali; riorientamento del carico in direzione radiale e tangenziale per effetto della resistenza al taglio del terreno e per effetto dei rinforzi posti alla base (Fig. 19) [CHEW and PHOON, 2008].

Le soluzioni analitiche per la valutazione dell'effetto arco sono numerose e possono essere suddivise in tre differenti tipi di formulazioni [LE HELLO and VILLARD, 2009]:

- metodi basati sull'equilibrio di un volume di terreno in movimento. Questi metodi sono basati sugli studi di MARSTON and ANDERSON [1913] e TERZAGHI [1943] che considerano una massa di

terreno che tende a muoversi tra due aree di terreno assunte ferme. Considerando l'equilibrio della parte di terreno che tende a muoversi, è possibile stimare il contributo dello sforzo trasmesso per attrito alla parte stabile;

- metodi che prendono in considerazione un'area di influenza di terreno al di sopra di un reticolo di pali. Questi metodi [GUIDO *et al.*, 1987; CARLSON, 1987; ROGBECK *et al.*, 1998; SINTEF, 2002] considerano un contorno fisso tra l'area di terreno in movimento e l'area di terreno stabile. I carichi trasferiti direttamente ai pali corrispondono al peso del terreno nell'area stabile;
- metodi che permettono di stimare il trasferimento del carico considerando l'equilibrio in direzione radiale di un elemento elementare di arco [HEWLETT and RANDOLPH, 1988; KEMPFFERT *et al.*, 1997; 1999; ZAESKE and KEMPFFERT, 2002].

Un parametro importante è l'altezza critica che è definita come l'altezza, computata a partire dalla testa dei pali, per la quale l'effetto arco risulta completamente sviluppato, tale altezza corrisponde alla distanza fra il piano del rilevato caratterizzato da cedimenti uguali e la testa dei pali. L'altezza critica è funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno che costituisce il rilevato e dall'interasse tra i pali alla base del rilevato.

Nella tabella VI è riportata l'altezza critica secondo i differenti metodi. Si può notare che secondo la maggior parte dei ricercatori (eccetto KEMPFFERT *et al.*, 2004 e RUSSELL *et al.*, 2003), l'altezza critica è funzione della differenza tra l'interasse tra i pali ( $s$ ) e della larghezza del pulvino posto alla testa dei pali ( $a$ ).

Molti di questi metodi analitici adottano l'ipotesi di completo sviluppo dell'effetto arco (che è funzione dell'altezza critica del rilevato). Con questa ipotesi tutto il peso del rilevato e dell'eventuale sovraccarico posti al di sopra dell'altezza critica viene trasferito direttamente sui pali ed il geosintetico di rinforzo alla base non è influenzato da questo carico.

Dal confronto tra i risultati di modellazioni numeriche ed i risultati analitici [LE HELLO and VILLARD, 2009] si è osservato che la maggior parte dei metodi analitici non permettono di stimare l'efficacia dell'effetto arco per rilevati bassi. Mentre per rilevati alti (altezza rilevato maggiore di 3 m) le formule analitiche sembrano in genere affidabili.

Attualmente non esiste una normativa italiana per la progettazione di rilevati rinforzati alla base con geosintetici e pali, si può quindi fare riferimento alle principali normative europee disponibili, la normativa inglese British Standard BS 8006 [1995] e la normativa tedesca EBGeo 2003 (Chapter 6.9) [2003].

La normativa inglese BS 8006 (1995) adotta un metodo empirico [JONES *et al.*, 1990] che si basa

Tab. VI – Altezza critica secondo i differenti autori.  
 Tab. VI – Critical height for different authors.

Metodo	Altezza critica (m)
BS 8006 (1995)	1.4(s-a)
Carlson (1987)	1.87(s-a)
Hewlett e Randolph (1988)	1.4(s-a)
KEMPFERT <i>et al.</i> (2004)	s/2
RUSSELL <i>et al.</i> (2003)	H (for Ultimate Limit State)
Horgan e Sarsby (2002)	1.545(s-a) to 1.92(s-a)
Terzaghi (1936)	2.5(s-a)
Naughton (2007)	1.24(s-a) to 2.40(s-a)

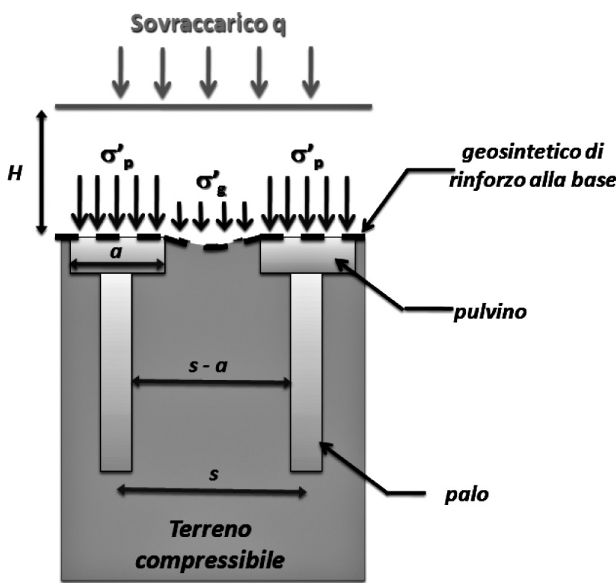


Fig. 20 – Schema per la determinazione delle tensioni verticali agenti sui pali e sul terreno di fondazione [BS 8006, 1995].  
 Fig. 20 – Scheme of arching effect: stress distribution on soils and piles [BS 8006, 1995].

sull'equazione di Marston. Con tale metodo (Fig. 20), l'effetto arco non dipende dalle caratteristiche meccaniche del terreno costituente il rilevato ma solo dal grado di vincolo dei pali, dall'altezza del rilevato e dalla larghezza del pulvino posto alla testa dei pali. Inoltre, nel metodo non viene considerata la reazione del terreno di fondazione.

In tali circostanze la pressione verticale agente sulla testa dei pali ( $\sigma'_p$ ) e la pressione verticale agente sulla membrana ( $\sigma'_g$ ) vengono valutate utilizzando l'equazione di Marston per tubi interrati:

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} = \left[ \frac{Ca_a}{H} \right]^2 \quad (16)$$

in cui  $\sigma'_v$  rappresenta la tensione verticale geostatica dovuta al peso del rilevato,  $a$  rappresenta la dimen-

sione del pulvino posto alla testa dei pali e  $C_a$  è un coefficiente dell'effetto arco che può essere valutato in funzione al grado di vincolo dei pali con le formule riportate in tabella VII.

La valutazione della pressione verticale agente sul geosintetico di rinforzo ( $\sigma'_g$ ) dipende dall'altezza del rilevato e la norma considera due casi (Tab. VIII).

Nel primo caso, si ha un parziale sviluppo dell'effetto arco e la pressione verticale agente sul geosintetico di rinforzo alla base ( $\sigma'_g$ ) è influenzata dall'altezza del rilevato  $H$  e da eventuali sovraccarichi.

Nel secondo caso, l'assunzione del completo sviluppo dell'effetto arco, l'eventuale sovraccarico e il surplus di altezza del rilevato, rispetto all'altezza critica  $H = 1.4(s-a)$ , non influenzano la pressione verticale agente sul geosintetico di rinforzo alla base.

Considerando quindi un rilevato si evidenzia come applicando le formule di tabella VIII si ha una discontinuità nella valutazione della resistenza a tra-

Tab VII – Coefficiente di effetto arco [BS 8006].  
 Tab. VII – Arching effect coefficient [BS8006].

$C_a = 1.95 \left( \frac{H}{a} \right) - 0.18$	Pali che lavorano di punta
$C_a = 1.50 \left( \frac{H}{a} \right) - 0.07$	Pali che lavorano per attrito

Tab VIII – Relazioni per il calcolo di  $\sigma'_g$  [BS 8006].  
 Tab. VIII – Evaluation of  $\sigma'_g$  [BS8006].

$0.7(s-a) \leq H \leq 1.4(s-a)$ $\sigma'_g = \frac{(\gamma' H + q')}{s^2 - a^2} \left( s^2 - a^2 \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)$	Effetto arco parzialmente sviluppato
$H > 1.4(s-a)$ $\sigma'_g = \frac{1.4\gamma'(s-a)}{s^2 - a^2} \left( s^2 - a^2 \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)$	Effetto arco completamente sviluppato

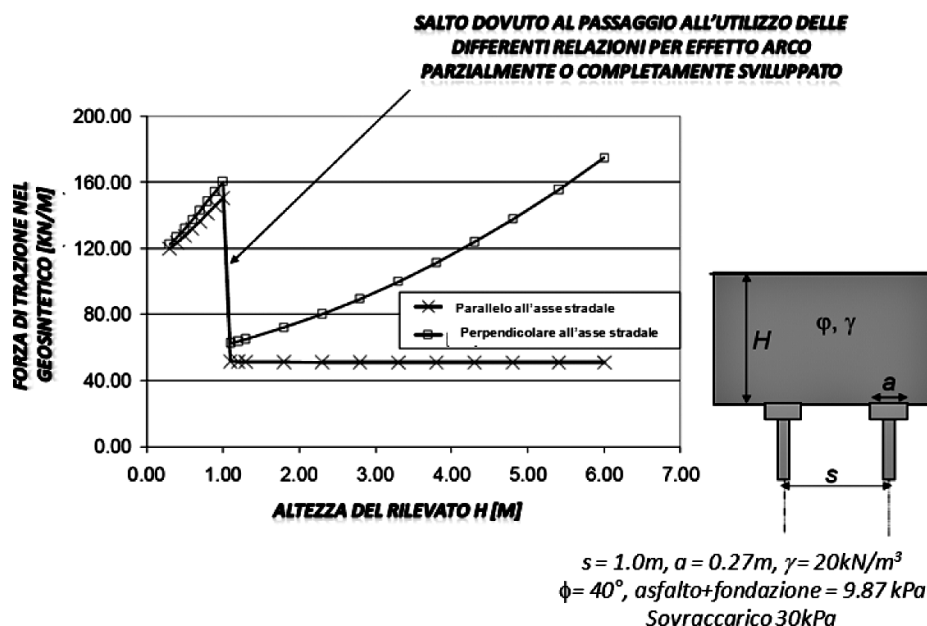


Fig. 21 – Applicazione delle relazioni utilizzate dal BS8006 per valutare la forza di trazione nel geosintetico per differenti altezze del rilevato [VAN EEKELLEN *et al.*, 2008].

Fig. 21 – Full and partial arching effect in BS8006 [VAN EEKELLEN *et al.*, 2008].

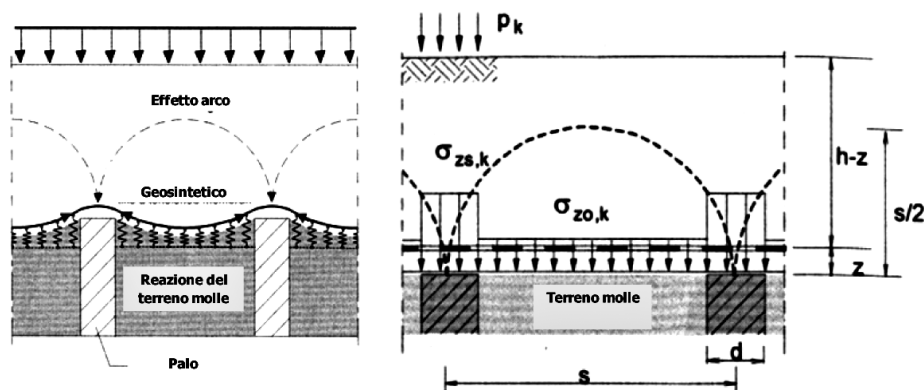


Fig. 22 – Schema generale del trasferimento del carico e dell'interazione [KEMPFERT 2004, modificata].

Fig. 22 – Scheme of arching effect: stress distribution on soil and piles [KEMPFERT 2004, modificata].

zione del geosintetico di rinforzo alla base al variare dell'altezza del rilevato in corrispondenza del passaggio tra parziale sviluppo e completo sviluppo dell'effetto arco particolarmente evidente nel caso in cui siano applicati sul rilevato sovraccarichi permanenti o accidentali (Fig. 21).

Secondo la normativa tedesca [EBGEO, 2003], che si basa sulle ricerche svolte da ZAESKE [2001] e da KEMPFERT *et al.* [2004], la valutazione della resistenza a trazione agente sul geosintetico di rinforzo alla base dipende oltre che dai parametri esposti in precedenza per la BS 8006 anche dalle caratteristiche meccaniche del terreno che costituisce il rilevato e dal modulo di reazione  $k$  del terreno di fondazione (Fig. 22).

Secondo l'EBGEO 2003 l'effetto arco può essere stimato, considerando l'equilibrio in direzione radiale di un elemento elementare di arco (Fig. 23) ri-

solvendo (per  $z=0$ ) la seguente equazione differenziale:

$$-\sigma_z dA_u + (\sigma_z + d\sigma_z) dA_0 - 4\sigma_\phi dA_s \sin\left(\frac{\delta\phi_m}{2}\right) + \gamma dV = 0 \quad (17)$$

In questo caso l'effetto arco dipende dall'angolo di resistenza al taglio del terreno costituente il rilevato. Secondo tale metodo, la pressione verticale agente sul geosintetico ( $\sigma'_{zo,k}$ ) può essere valutata per via analitica con la seguente espressione:

$$\sigma_{zo,k} = \lambda_1^\chi \left( \gamma_k + \frac{P_k}{h} \right) \left[ h(\lambda_1 + h_g^2 \lambda_2)^{-\chi} + h_g \left( \left( \lambda_1 + \frac{h_g^2 \lambda_2}{4} \right)^{-\chi} - (\lambda_1 + h_g^2 \lambda_2)^{-\chi} \right) \right] \quad (18)$$

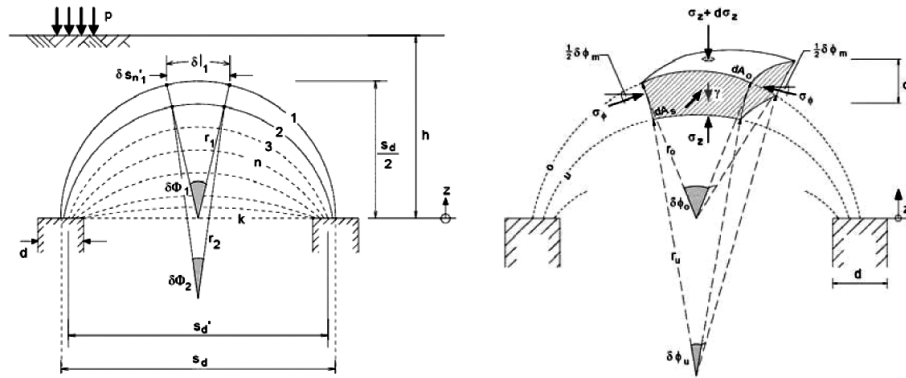


Fig. 23 – Analisi dell’effetto arco [EBGEO 2003].  
Fig. 23– Analysis of arching effect [EBGEO 2003].

dove

$$\chi = \frac{d(K_{crit} - 1)}{\lambda_2 s} \quad (19)$$

$$K_{crit} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (20)$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} (s - d)^2 \quad (21)$$

$$\lambda_2 = \frac{s^2 + 2ds - d^2}{2s^2} \quad (22)$$

con  $h_g$ , altezza dell’arco che è uguale a:

$$h \geq \frac{s}{2} \quad h_g = \frac{s}{2}$$

$$h < \frac{s}{2} \quad h_g = h$$

è possibile, in alternativa, utilizzare gli abachi di progetto forniti dall’EBGEO 2003 [HEITZ, 2006] in funzione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno costituente il rilevato, dei sovraccarichi applicati e delle condizioni geometriche del problema (interasse e dimensione dei pali, altezza del rilevato).

6.3.2. DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE DI TRAZIONE SUL GEOSINTETICO PER EFFETTO DEL CARICO AD ESSO TRASMESSO DAL RILEVATO

Secondo il BS 8006 una volta determinata la tensione verticale agente sul geosintetico di rinforzo è possibile definire il carico lineare  $W_T$ , funzione della geometria e della disposizione dei pali, e valutare la forza di trazione  $T_g$  agente sul geosintetico di rinforzo alla base ipotizzando una deformata di tipo parabolico [LAWSON, 1995], impiegando a tal fine la relazione:

$$T_g = \sigma'_g \frac{s(s-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (23)$$

dove  $\varepsilon$  è la deformazione del geosintetico.

Secondo l’EBGEO invece una volta nota la pressione verticale agente sul geosintetico ( $\sigma'_{z0,k}$ ), il carico lineare sulla striscia di geosintetico tra due pali adiacenti può essere determinato una volta nota la disposizione geometrica dei pali e il modulo di reazione del terreno di fondazione  $k$ .

Nell’EBGEO si considera un carico lineare di tipo triangolare, di risultante  $F_k$ , agente su una striscia di geosintetico che collega a due pali di fondazione (Fig. 24).

A questo punto la tensione di trazione agente sul geosintetico  $E_{M,k}$  può essere valutata moltiplicando il valore della deformazione  $\varepsilon_k$  dovuto al carico  $F_k$  agente sulla striscia di geosintetico di rinforzo, ricavato dal grafico fornito dall’EBGEO, nota la rigidità a trazione del geosintetico  $J_k$  (Fig. 25).

$$E_{M,k} = \varepsilon_k J_k \quad (24)$$

6.3.3. DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE DI TRAZIONE RICHIESTA AL GEOSINTETICO DI RINFORZO ALLA BASE

La resistenza a trazione ammissibile a lungo termine del geosintetico di rinforzo alla base  $T_d$  potrà essere determinata sommando al valore di resistenza a trazione dovuta al peso del rilevato (determinato con uno dei metodi descritti nel paragrafo precedente) quello derivante dalla verifica allo scivolamento all’interfaccia rilevato geosintetico.

$$T_d = T_g + T_{lat} \quad (25)$$

$$T_{lat} = T_{ds} = \frac{1}{2} K_a (\gamma H + 2q) H \quad (26)$$

Pertanto, secondo il BS 8006 la valutazione della tensione di trazione nel rinforzo alla base dipende quindi dalla geometria del sistema (altezza



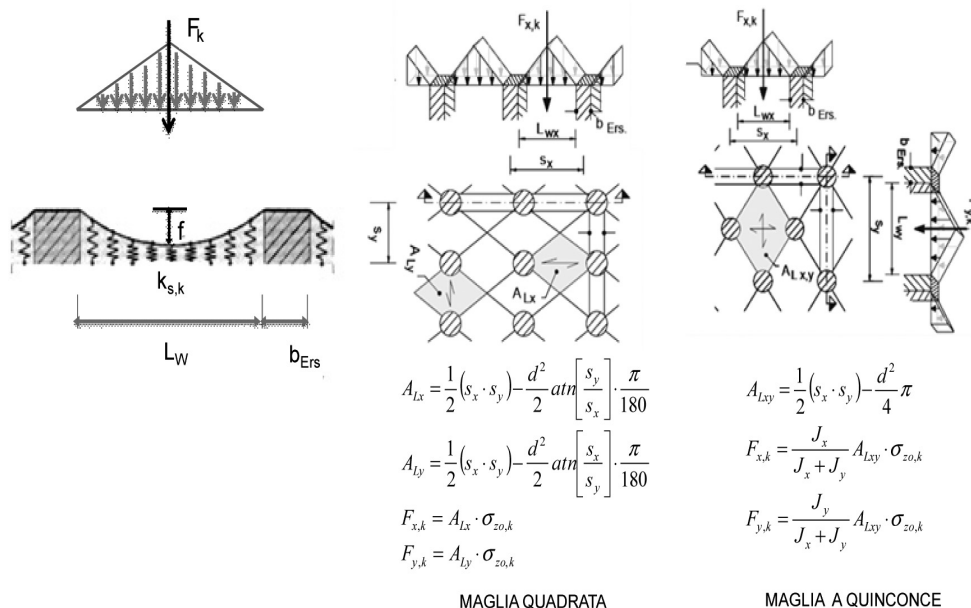


Fig. 24 – Carico verticale agente sul geosintetico di rinforzo [EBGEO 2003].  
 Fig. 24 – Vertical loads on reinforcement [EBGEO 2003].

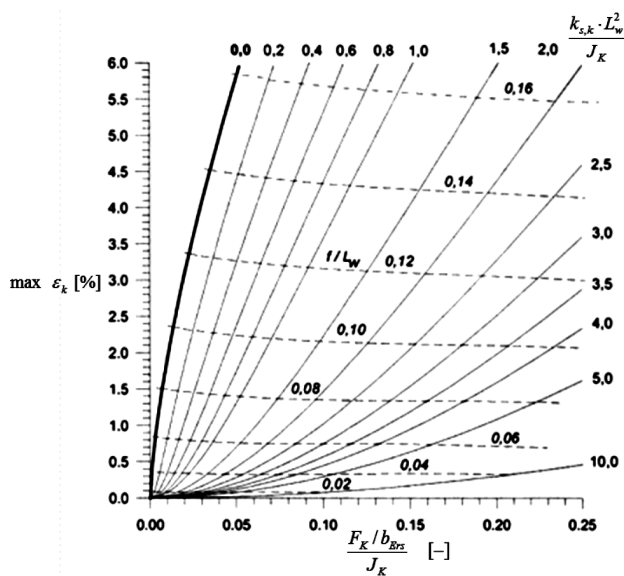


Fig. 25 – Abaco per il calcolo della deformazione massima del geosintetico di rinforzo [EBGEO 2003].  
 Fig. 25 – Chart to determine the maximum strain in reinforcement [EBGEO 2003].

del rilevato, interasse dei pali, dimensione dei pali), dal tipo di vincolo del palo (pali che lavorano di punta, pali che lavorano per attrito) e dal peso del rilevato mentre risulta indipendente da altre proprietà del rilevato quali ad esempio l'angolo di resistenza al taglio del terreno che costituisce il rilevato. Quest'ultimo interviene nella valutazione della tensione sul geosintetico di rinforzo dovuta alla spinta attiva del rilevato.

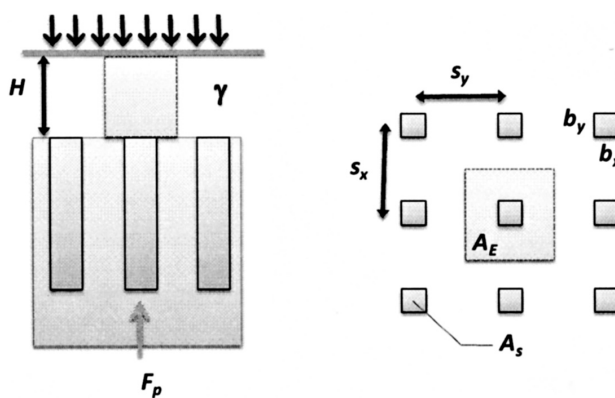


Fig. 26 – Schema per la definizione dell'efficienza dell'effetto arco [HEITZ et al., 2008].  
 Fig. 26 – Efficiency of arching effect [HEITZ et al., 2008].

A differenza del BS 8006, nell'EBGEO la resistenza a trazione del geosintetico di rinforzo alla base dipende dalle caratteristiche di resistenza al taglio del terreno costituente il rilevato e dal modulo di reazione del terreno di fondazione compressibile.

Da un confronto delle due principali normative è possibile notare che:

- Le tensioni di trazione agenti sul geosintetico di rinforzo nell'EBGEO dipendono dalle proprietà meccaniche ( $\phi'$ ) del terreno costituente del rilevato;
- l'EBGEO tiene in considerazione, nella valutazione dell'effetto arco, della reazione del terreno di fondazione compressibile grazie alla definizione di un modulo di reazione  $k$ ;



- Per rilevati bassi, la progettazione con il BS 8006 richiede geosintetici di rinforzo alla base più resistenti.

Le misure in sito condotte su opere in vera grandezza e le modellazioni numeriche hanno evidenziato come le resistenze a trazione determinate col metodo del BS 8006 siano, in genere, maggiori delle sollecitazioni misurate in sito; tale circostanza è dovuta alle ipotesi cautelative alla base del metodo di calcolo proposto dal BS 8006.

Il comportamento di rilevati rinforzati alla base con geosintetici e pali in condizioni cicliche è stato recentemente analizzato da [HEITZ *et al.*, 2008].

Le analisi sperimentali condotte hanno evidenziato una riduzione dell'effetto arco dovuta all'applicazione di sovraccarichi verticali ciclici e dinamici.

L'efficienza,  $E$ , dell'effetto arco è definita come il rapporto tra la forza verticale  $F_p$  agente sulla testa del palo e la forza media, sopra il palo, dovuta al peso proprio del rilevato e al sovraccarico (Fig. 26).

$$E = \frac{F_p}{A_E(\gamma h + \sigma)} \quad (27)$$

dove  $\sigma$  = sovraccarico agente sul rilevato.

Le analisi sperimentali condotte dagli autori sono state effettuate facendo variare il rapporto tra l'altezza del rilevato  $h$  e l'interasse tra i pali  $s$  ( $h/s = 0,5 - 1,0 - 1,5$ ), il numero di geosintetici di rinforzo alla base (0-3), la frequenza (1Hz - 5Hz) e l'ampiezza ( $\sigma_c = +/- 10 \text{ kN/m}^2$ ) del carico ciclico applicato per un numero di cicli di carico  $N = 10^6$ .

Il fattore di riduzione dell'effetto arco è definito come:

$$\kappa = \frac{E_{stat}}{E_{zykl}} \quad (28)$$

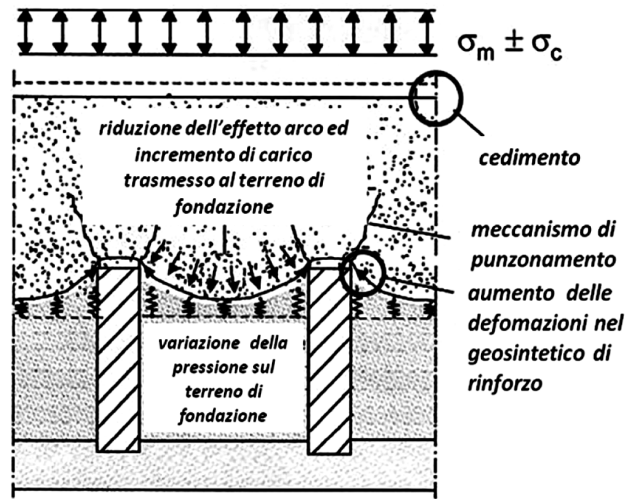
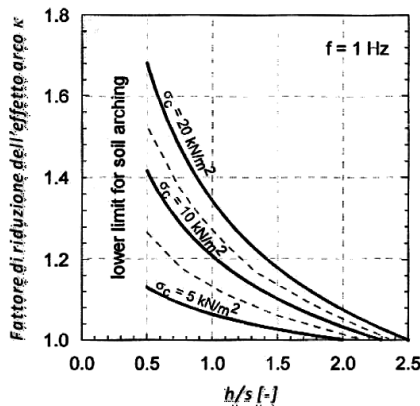


Fig. 28 – Effetti del carico ciclico sul meccanismo di trasferimento del carico [HEITZ *et al.*, 2008].

Fig. 28 – Effects of cyclic load on stress distribution mechanism [HEITZ *et al.*, 2008].

Con  $E_{stat}$ : efficacia dell'effetto arco in condizioni statiche;  $E_{zykl}$ : efficacia minima dell'effetto arco durante il carico ciclico.

I risultati delle sperimentazioni condotte sono riassunti nella Fig. 27.

Il carico ciclico applicato comporta un cambiamento del meccanismo di trasferimento del carico con una aumento di deformazione del geosintetico di rinforzo alla base e un aumento del cedimento del sistema (Fig. 28).

È stato inoltre proposto un metodo analitico per valutare l'effetto arco in condizioni di carico ciclico, (Fig. 29) basato sugli schemi proposti da ZAESKE [2001] e KEMPFERT *et al.* [2004] già descritti in precedenza.

Il metodo considera il fattore di riduzione dell'effetto arco in condizioni cicliche ed il conse-

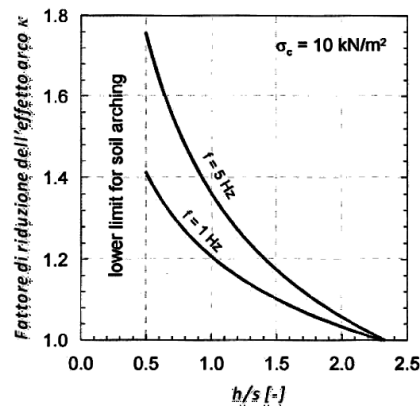


Fig. 27 – Fattore di riduzione dell'effetto arco  $\kappa$  in funzione della frequenza e dell'ampiezza del carico ciclico [HEITZ *et al.*, 2008].

Fig. 27 – Reduction factor of arching effect as a function of frequency and magnitude of cyclic loads [HEITZ *et al.*, 2008].

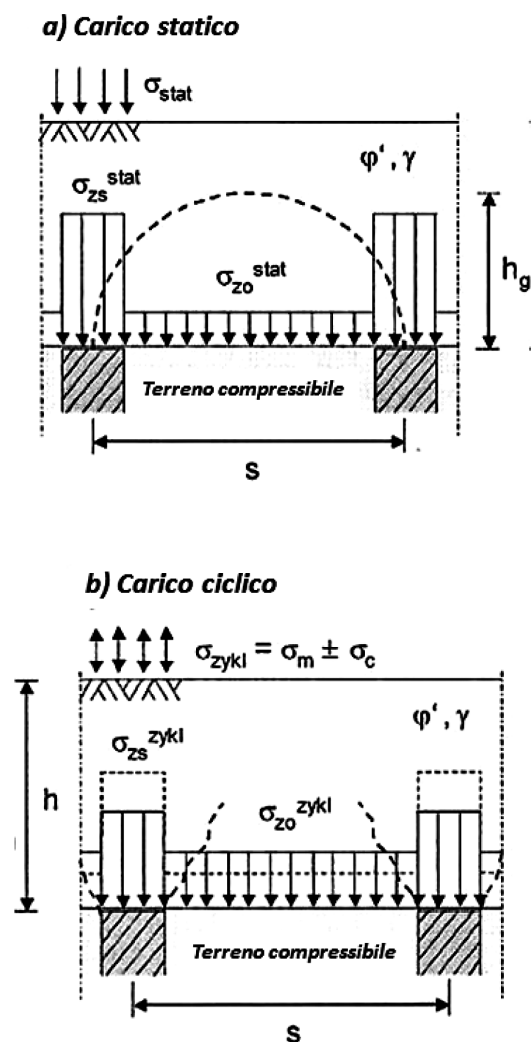


Fig. 29 – Distribuzione delle tensioni: a) carico statico; b) carico ciclico. [HEITZ et al., 2008].

Fig. 29 – Stress distribution: a) static load; b) cyclic load [HEITZ et al., 2008].

guente aumento della deformazione del geosintetico di rinforzo alla base.

L'incremento di tensione verticale sul terreno compressibile tra i pali  $\sigma_{z0}^{zykl}$  può essere valutato con la seguente espressione:

$$\sigma_{z0}^{zykl} = \frac{(\gamma h + \sigma_{stat}) A_E}{A_E - A_S} \left( 1 - \frac{1}{\kappa} \right) + \frac{1}{\kappa} \sigma_{z0}^{stat} \quad (29)$$

dove  $\sigma_{stat} = \sigma_m + \sigma_c$  rappresenta il carico statico equivalente ed il valore del fattore di riduzione dell'effetto arco  $\kappa$  è valutato in funzione della frequenza  $f$ , dell'ampiezza del carico  $\sigma_c$  e del rapporto  $h/s$ .

In accordo con la formulazione di ZAESKE [2001] è possibile valutare l'incremento di deformazione sul geosintetico di rinforzo alla base utilizzando l'espressione già illustrata in precedenza in campo statico considerando un comportamento membrana del geosintetico.

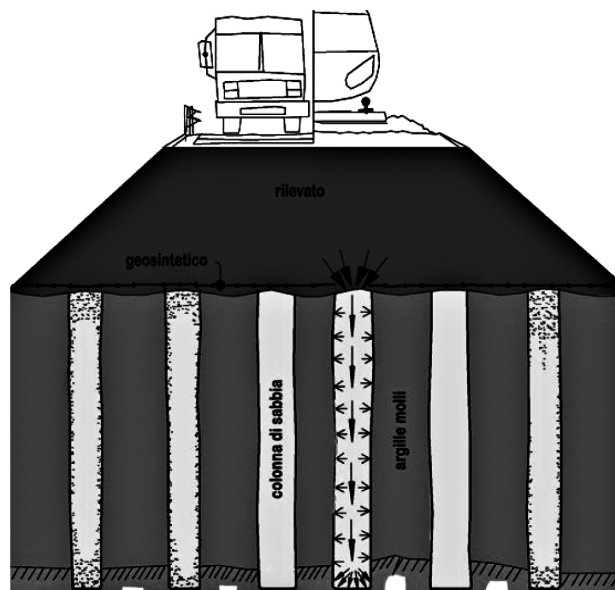


Fig. 30 – Rilevato con colonne di ghiaia o sabbia rinforzate con geosintetici.

Fig. 30 – Embankments with geosynthetic reinforced stone or sand columns in soft clay.

## 7. Colonne di sabbia o ghiaia rinforzate con geosintetici (GEC)

L'idea generale che sta alla base delle colonne di sabbia o ghiaia rinforzate con geosintetici è quella di ottenere un'alternativa più economica all'utilizzo convenzionale dei pali di fondazione e di limitare al tempo stesso le difficoltà di costruzione delle convenzionali colonne di sabbia o ghiaia in terreni coesivi soffici che presentano un'insufficiente supporto laterale per la stabilità della colonna. Le colonne di ghiaia, infatti, non possono in genere essere eseguite, per l'insufficiente supporto laterale, in terreni coesivi teneri aventi resistenza al taglio non drenata  $c_u \leq 15 \text{ kN/m}^2$ .

Per ovviare a tale limite negli ultimi anni è stata sviluppata una nuova tecnologia che prevede l'utilizzo di geosintetici con un'elevata rigidità e basso creep che, di fatto, cercano le colonne di ghiaia trasformandole quasi in pali di fondazione (Fig. 30).

Le colonne di sabbia o ghiaia rinforzate con geosintetici (GEC) sono realizzate, generalmente, con un diametro  $D_C$  variabile tra 0.6 e 0.8 m, ed interasse  $S$  variabile da 1.5 a 2.5 m.

Come per le classiche colonne di ghiaia l'impiego del GEC porta in genere a risultati positivi quando sono soddisfatte le seguenti due condizioni:

1. l'area di carico è estesa rispetto allo spessore dello strato coesivo tenero da "rinforzare" con le colonne;

2. le colonne attraversano tutto lo spessore dello strato coesivo tenero raggiungendo uno strato compatto di base avente una resistenza al taglio ed un modulo di deformazione pari ad almeno 5 volte quello del materiale coesivo sovrastante.

Il comportamento del sistema colonna di ghiaia o sabbia e geosintetico non è perfettamente rigido come per i pali di fondazione, le colonne di sabbia si assestano verticalmente a causa delle deformazioni radiali. Tali deformazioni vengono però contrastate dall'elevata resistenza anulare esercitata dal geosintetico. Si raggiunge quindi una configurazione di equilibrio, garantita dalla resistenza della sabbia, dalla tensione anulare che si sviluppa nel geosintetico e dalla reazione del terreno circostante la colonna.

Il confronto tra colonne rinforzate e colonne non rinforzate ha portato a concludere che a parità di rapporto di sostituzione si ha una riduzione del cedimento.

Inoltre, l'inserimento delle colonne di ghiaia in uno strato coesivo tenero accelera il fenomeno di consolidazione dello strato stesso sotto l'effetto dei carichi applicati in quanto esse assolvono, per quanto riguarda questo aspetto, una funzione del tutto analoga a quella dei dreni verticali. Quando la funzione drenante delle colonne di ghiaia è essenziale ai fini dell'intervento, è opportuno studiare in dettaglio la composizione granulometrica del materiale utilizzato in modo da valutare la capacità drenante e filtrante in relazione alle caratteristiche del terreno di fondazione.

Per quanto concerne le tecnologie costruttive delle colonne rinforzate con geosintetici generalmente sono due le opzioni disponibili: il metodo per spostamento; il metodo per escavazione.

Il primo metodo (Fig. 31) prevede l'utilizzo di una camicia di acciaio chiusa che viene infissa nel terreno. Dopo aver posto il geosintetico e riempito di materiale granulare, viene aperta la chiusura inferiore e la camicia in acciaio viene estratta facendola vibrare per ottenere il grado di compattazione richiesto. Nel metodo per escavazione la camicia in acciaio è aperta inferiormente e bisognerà quindi effettuare lo scavo del terreno prima di effettuare la posa del geosintetico e del materiale granulare come descritto nel caso precedente [FANTINI e SIMINI, 2003].

Per la mobilitazione delle forze di trazione (in direzione anulare) richieste è necessaria una deformazione radiale del geosintetico, in genere pari al  $2 \div 5\%$ . Generalmente il geosintetico utilizzato è un geotessile ad alto modulo di forma cilindrica senza cuciture longitudinali e trasversali.

I metodi di progettazione di questa nuova tecnologia si rifanno ai convenzionali metodi utilizzati per le colonne di ghiaia [GHIONNA e JAMIOLKOWSKI,



Fig. 31 – Colonne di sabbia o ghiaia rinforzate con geosintetici (GEC): metodo per spostamento (Foto Huesker).

Fig. 31 – Geosynthetic reinforced stone or sand columns: displacement method (Photo Huesker).

1981], inserendo nel calcolo l'effetto di confinamento del geosintetico.

Il metodo di calcolo sviluppato da RAITHEL and KEMPFFERT [2000] consente di valutare la forza di trazione che si sviluppa nel geosintetico risolvendo per iterazione un sistema di equazioni di equilibrio e di congruenza scritte nelle seguenti ipotesi:

- Cedimenti in corrispondenza della testa delle colonne e del terreno uguali ( $S_c = S_s$ );
- Cedimenti alla base della colonna trascurabili;
- Raggiungimento dello stato di equilibrio limite attivo nelle colonne ( $K_{a,c}$ );

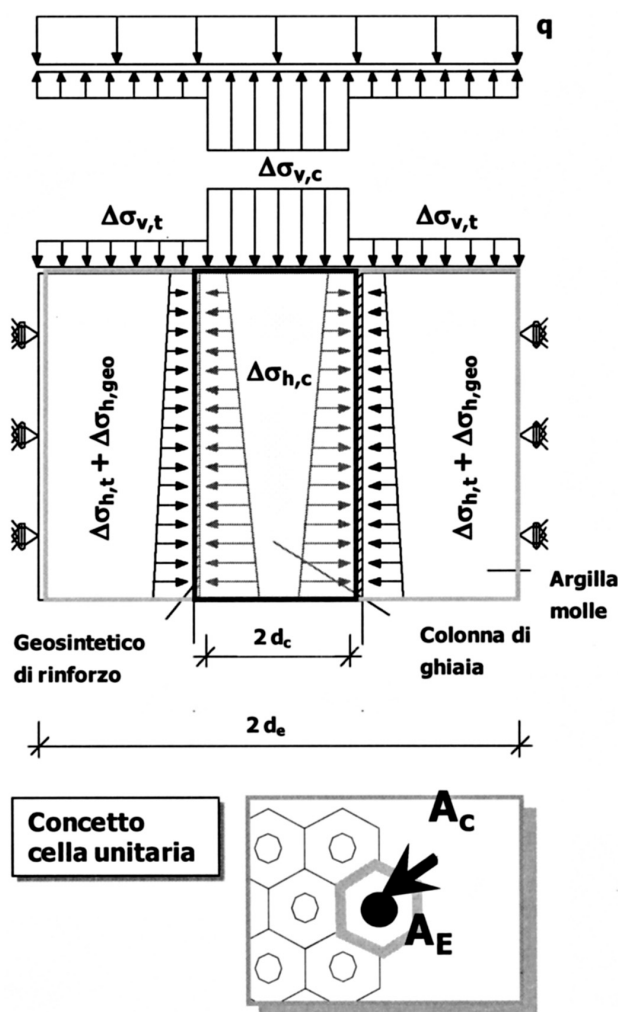


Fig. 32 - Schema del modello di calcolo di RAITHEL-KEMPFERT [2000].

Fig. 32 - Scheme of RAITHEL-KEMPFERT [2000] model.

- Per colonne realizzate per escavazione o per trivellazione si ha  $K_s = K_{o,s} = 1 - \text{sen}\phi'$ ;
- Per colonne vibro-infisse  $K_s = K_{o,s}^*$ ;
- Geosintetico e terreno di fondazione con comportamento elastico-lineare;
- Assenza di variazioni di volume nella colonna;
- Incrementi di carico dovuti al rilevato costanti con la profondità;
- Congruenza degli spostamenti radiali in corrispondenza della superficie cilindrica di contatto;
- Verifica in condizioni drenate, in modo tale da raggiungere il massimo valore del cedimento e della forza di trazione sul geosintetico.

Con riferimento allo schema di figura 32, si ha un incremento di tensione orizzontale nella colonna  $\Delta\sigma_{h,c}$  dovuto all'incremento di tensione verticale  $\Delta\sigma_{v,c}$  sulla testa della colonna. Dall'equilibrio alla traslazione verticale si ottiene:

$$\sigma_0 A_E = \Delta\sigma_{v,c} A_C + \Delta\sigma_{v,s} (A_E - A) \quad (30)$$

dove:  $\sigma_0$  è il carico distribuito sulla cella unitaria;  $A_E$  è l'area della cella unitaria;  $\Delta\sigma_{v,s}$  è l'incremento di tensione verticale sul terreno;  $A_C$  è l'area della colonna.

Le tensioni verticali nella colonna ( $\sigma_{h,c}$ ) e nel terreno ( $\sigma_{h,s}$ ) possono essere valutate con le espressioni:

$$\sigma_{h,c} = \Delta\sigma_{v,c} K_{a,c} + \sigma_{v,0,c} K_{a,c} \quad (31)$$

$$\sigma_{h,s} = \Delta\sigma_{v,c} K_{o,s} + \sigma_{v,0,s} K_{o,s}^* \quad (32)$$

dove:  $\sigma_{v,0,c}$  e  $\sigma_{v,0,s}$  sono le tensioni verticali geostatiche nella colonna e nel terreno.

Il comportamento del geosintetico è assunto elastico lineare con rigidità  $J$ , per cui la tensione di trazione agente sul geosintetico  $F_R$  può essere trasformata in una tensione orizzontale  $\sigma_{h,geo}$  agente sul geosintetico utilizzando le relazioni:

$$F_R = J \frac{\Delta r_{geo}}{r_{geo}} \quad (33)$$

$$\sigma_{h,geo} = \frac{F_R}{r_{geo}} \quad (34)$$

dove  $r_{geo}$  rappresenta il raggio del geosintetico di rinforzo che incapsula la colonna di ghiaia o sabbia valutato dall'asse della colonna.

Utilizzando le espressioni delle tensioni orizzontali nella colonna, nel terreno e nel geosintetico ricavate in precedenza si può definire l'incremento della tensione orizzontale  $\sigma_{h,diff}$  per effetto del geosintetico di rinforzo:

$$\sigma_{h,diff} = \sigma_{h,c} - (\sigma_{h,s} + \sigma_{h,geo}) \quad (35)$$

La differenza di tensione orizzontale produce un'espansione della colonna cui corrispondono deformazioni radiali della colonna. Le deformazioni radiali  $\Delta r_c$  e i cedimenti del terreno compressibile  $S_s$  (modulo edometrico  $E_{oed,s}$  e coefficiente di Poisson  $\nu_s$ ) sono calcolati nell'ipotesi di cilindro cavo caricato in direzione longitudinale e radiale [GHIONNA e JAMIOLKOWSKI, 1981].

Nell'ipotesi di assenza di variazioni di volume della colonna e assumendo la congruenza dei cedimenti della colonna  $S_c$  e del terreno  $S_s$  si può derivare la seguente espressione:

$$\left[ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - \frac{2}{E^*} \cdot \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \left[ K_{a,c} \left( \frac{A_E}{A_C} \cdot q - \frac{A_E - A_C}{A_C} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{o,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{o,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_c \cdot J}{r_{geo}^2} \right] \right] \quad (36)$$

$$\cdot h = \left[ 1 - \frac{r_r^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right] \cdot h$$

$$\Delta r_c = \frac{K_{a,c} \left( \frac{A_E}{A_C} \cdot q - \frac{A_E - A_C}{A_C} \cdot \Delta \sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta \sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo} - r_c) \cdot J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left[ (A_E - A_C) / A_E \right] \cdot r_c} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad (37)$$

con

$$E^* = \left( \frac{1}{1 - v_s} + \frac{1}{1 + v_s} \frac{A_E}{A_C} \right) \frac{(1 + v_s)(1 - 2v_s)}{(1 - v_s)} E_{oed,s} \quad (38)$$

Assumendo il valore di  $\Delta r_c$  dall'equazione (37) ed inserendolo nell'equazione (36), l'unica incognita risulta essere  $\Delta \sigma_{v,s}$ . L'equazione (36) può essere risolta quindi con una procedura iterativa.

Come si verifica per la quasi totalità dei metodi di miglioramento dei terreni sciolti, anche per quanto concerne il trattamento dei terreni coesivi con le colonne di ghiaia o sabbia rinforzate con geosintetici, il successo dell'intervento è in misura preponderante legato all'esperienza pratica e al corretto modo di operare nel processo di installazione abbastanza complesso descritto in precedenza. Pertanto, la buona riuscita dell'intervento richiede un preventivo campo prova in sito

## 8. Conclusioni

Sulla base di quanto illustrato nei capitoli precedenti emerge come allo stato attuale delle conoscenze sia possibile progettare in sicurezza i rilevati su terreni compressibili rinforzati con geosintetici.

La progettazione può essere condotta facendo riferimento ai metodi di analisi descritti nella memoria sulla base dei parametri di progetto in essa indicati e facendo riferimento (in mancanza di una normativa italiana specifica del settore) a quanto previsto da altre normative straniere nel rispetto ovviamente delle prescrizioni delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (NTC 08).

Dalla memoria emergono anche i principali sviluppi che la ricerca nel settore dell'ingegneria con i geosintetici avrà nei prossimi anni, ricerca che sarà verosimilmente rivolta alla progettazione prestazionale di tali opere soprattutto in campo dinamico, per quanto riguarda le opere in terra rinforzata ed il rinforzo alla base, ma anche in campo statico per quanto riguarda il rinforzo di base insieme a pali o trattamenti colonnari ed il rinforzo di colonne di ghiaia e sabbia.

Tali ricerche non potranno prescindere da una modellazione completa che utilizzi oltre che modelli costitutivi adeguati per il terreno e per i georinforzi anche modelli di comportamento all'interfaccia avanzati che simulino in maniera adeguata i complessi fenomeni che si sviluppano al contatto tra ter-

reno e rinforzo in campo statico, ciclico e post ciclico.

## Bibliografia

- AASHTO (2002) – *Standard specifications for highway bridges (17<sup>th</sup> Edition 2002)*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.
- AASHTO LRFD (2004) – *LRFD bridge design specifications, SI units (3<sup>rd</sup> Edition 2004)*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.
- BATHURST R.J. (1998) – *NCMA segmental retaining wall seismic design procedure*. Supplement to design for segmental retaining walls, National Concrete Masonry Association, Virginia, USA.
- BATHURST R.J., ALLEN T., WALTERS D. (2004) – *Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method*. Mercer Lecture. 3<sup>rd</sup> European Geosynthetics Conference, EURO-GEO 3, Monaco, pp. 19-32.
- BATHURST R.J., ALLEN T.M., WALTERS D.L. (2002A) – *Short-term strain and deformation behaviour of geosynthetic walls at working stress conditions*. Geosynthetics International, 9 (5-6), pp. 451-482.
- BATHURST R.J., WALTERS D.L., ESFEHANI M., EL-EMAM M., BLATZ J.A. (2002B) – *Physical modeling of geosynthetic walls and embankments*. Keynote paper. In Proceedings of International Conference on Physical Modeling in Geotechnics (ICPMG), St. Johns, Newfoundland, pp. 21-30.
- BATHURST R.J., WALTERS D.L., HATAMI K., SAUNDERS D.D., VLACHOPOULOS N., BURGESS P.G. and ALLEN T.M. (2002C) – *Performance testing and numerical modeling of reinforced soil retaining walls*. In Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Nice, France, vol. I, pp. 217-220.
- BIONDI G., BRIGHINA A., MAUGERI M., MOTTA G. (2008) – *Progettazione di muri in terra rinforzata in condizioni sismiche*. XX Convegno Nazionale Geosintetici, ottobre 2007 – Bologna, Pàtron Editore, pp. 97-105.
- BRITISH STANDARD BS 8006 (1995) – *Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills*. British Standards Institution, London, UK pp. 176.
- CAI Z., BATHURST R.J. (1995) – *Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil segmental retaining walls by finite element method*. Computers and Geotechnics, 17, n. 4, pp. 523-546.
- CAI Z., BATHURST R.J. (1996) – *Seismic-induced permanent displacement of geosynthetic reinforced segmental retaining walls*. Canadian Geotechnical Journal, 33, pp. 937-955.
- CARLSON B. (1987) – *Reinforced soil, principles for calculation*. Terratema AB, Linköping.

- CARRUBBA P., MONTANELLI F., MORACI N. (2000) – *Long Term Behaviour of an Instrumented Wall Reinforced with Geogrids*. 2<sup>nd</sup> European Geosynthetics Conference. EUROGEO 2, Bologna, pag. 125-129.
- CAZZUFFI D. (1983) – *L'impiego dei geotessili nelle opere di sostegno: criteri di progettazione e indagini sperimentali*. Atti XV Convegno Nazionale di Geotecnica, vol. III, Spoleto, pp. 311-320.
- CAZZUFFI D., RIMOLDI P., SEMBENELLI P. (1994) – *L'esperienza italiana nelle opere di sostegno in terra rinforzata con geosintetici (Italian experience in geosynthetic-reinforced soil structures)*. Geosintetici per le Costruzioni di Terra (Geosynthetics in Earth Structures), L'Ingegnere e L'Architetto, vol. I, nn. 1-4, 1994, Atti della Settima Conferenza Italiana sui Geosintetici, Bologna, p. 57-67.
- CAZZUFFI D., GHINELLI A., SACCHETTI M., VILLA C. (1997) – *European experimental approach to the tensile creep behaviour of high-strength geosynthetics*. Proceedings of Geosynthetics 97 Conference, vol. I, Long Beach, pp. 253-266.
- CAZZUFFI, D., MONGIOVÌ, L., TORRESENDI, M. (2001) – *Laboratory and field tests for the evaluation of installation damage of geosynthetics in reinforced earth structures*. 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul.
- CFEM (2006) – *Canadian Foundation engineering manual*. Canadian Geotechnical Society.
- CHBDC (2000) – *Canadian Highway Bridge Design Code*. The Canadian Standard Association (CSA International), Toronto, Ontario.
- CHEW S.H., PHOON H.L. (2008) – *Piled embankment with geosynthetic reinforcement*. Proceedings of the 4<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Geosynthetics, Shanghai, China, pp. 80-101.
- CHRISTOPHER e HOLTZ (1986) – *Geotextile engineering manual*. Federal Highway Administration, Washington, D.C., pp. 1044.
- CHRISTOPHER e HOLTZ (1989) – *Geotextile design and construction guideline*. Federal Highway Administration, National Highway Institute, pp. 97.
- COLLIN J.G., CHOUERY-CURTIS V.E., BERG R.R. (1992) – *Field observations of reinforced soil structures under seismic loading*. International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, vol. I, pp. 223-228.
- DAVIS E.H., BOOKER J.R. (1973) – *The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays*. Géotechnique, vol. XXIII, n. 4, pp. 551-563.
- D.M. 14.01.2008 – NTC (2008) – *Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*. Gazzetta ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008, Suppl. Ordinario n. 30.
- EBGEO (2003) – *Empfehlung 6.9 (2003). Bewehrte Erdkörper auf punktoeder linienförmigen Traggliedern, Kapitel 6.9 für die Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen*, Ebgeo, Dggt (German Geotechnical Society)
- EL-EMAN M., BATHURST R.J. (2007) – *Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls*. Geotextiles and Geomembranes, 25, pp. 33-49.
- FANTINI P., SIMINI A. (2003) – *Fondazioni con colonne di sabbia e geosintetici e recupero di un'area alla foce del fiume Elba ad Amburgo*. L'ingegnere e l'architetto, anno 10, n. 1, pp. 42-47.
- FHWA (2001) – *Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines*. National Highway Institute, Federal Highway Administration, US Department of transportation, Washington, DC.
- FIORAVANTE V., BELLONI L., GHIONNA V.N., PEDRONI S. (1995) – *Prove in centrifuga su una fondazione rinforzata alla base con geosintetici*. XIX Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia, pp. 265-264.
- FLOWER J. (1981) – *Design, construction and analysis of fabric-reinforced embankment test section at Pinto Pass, Mobile, Alabama*. Technical Report EL-81-7, USAE Waterways Experiment Station, pp. 238.
- GEOGUIDE 6 (2002) – *Guide to reinforced fill structure and slope design*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong.
- GHIONNA V.N., JAMIOLKOWSKI M. (1981) – *Colonne di ghiaia*. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni: Metodi di miglioramento dei terreni. Politecnico di Torino, Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni, n. 507, pp. 1-63.
- GHIONNA V.N., MORACI N. (2001) – *I Rivelati Rinforzati ed Armati*. Corso CISM. Aspetti geotecnici nella progettazione ed nella costruzione di rilevati stradali e ferroviari. Udine, ottobre. ISBN 88-85137-16-4, pp. 197-264.
- GOURC J.P. (1992) – *Geosynthetics in embankments, review of theory and practice*. Proc. Int. Geotech. Symp. on Theory and Practice on Earth Reinforcement, IS Kyushu, Balkema, pp. 773-800.
- GOURC J.P., RATEL A., DELMAS P. (1986) – *Design of fabric retaining walls: The displacement method*. Proc., 3rd international Conference on Geotextiles, vol. II, Vienna, Austria, pp. 289-294 e 1067-1072.
- GOURC J.P., ARAB R., GIROUD H. (2001) – *Calibration and validation of design methods for geosynthetic-reinforced retaining structures using partial factors*. Geosynthetics International, vol. VIII, n. 2, pp. 163-191.
- GUIDO V.A., KNEUPPEL, SWEENEY M.A. (1987) – *Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs*. Proceedings Geosynthetics 1987 Conference, New Orleans, pp. 216-225.
- HAN J. (1999) – *Design and construction of embankments on geosynthetic reinforced platforms supported by piles*. Proceedings of 1999 ASCE/PaDOT Geotechnical

- Seminar, Central Pennsylvania Section, ASCE and Pennsylvania Department of Transportation, Hershey, PA.
- HAN J., AKINS K. (2002) – *Use of geogrid reinforced and piled supported earth structures*. Proc. of International Deep Foundation Congress, ASCE, February 14-16, 2002, Orlando, Florida, pp. 668-679.
- HEITZ C., (2006) – *Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern*. Schriftenreihe Geotechnik, University of Kassel, Heft 19.
- HEITZ C., LUKING J., KEMPFERT H.G. (2008) – *Geosynthetic reinforced and pile supported embankments under static and cyclic loading*. The Fourth European Geosynthetics Conference, EUROGEO 4, Edinburgh, Scotland, United Kingdom.
- HEWLETT W., RANDOLPH M.A. (1988) – *Analysis of piled embankments*. Ground Engineering, pp. 12-18.
- HOLTZ R. D. (1990) – *Design and construction of geosynthetically reinforced embankments on very soft soils*. Performance of reinforced soil structures, pp. 391-402.
- HOLTZ R.D. (1989) – *Treatment of Problem Foundations for Highway Embankments*. Synthesis of Highway Practice 147, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, 72 pp.
- HORGAN G. J., SARSBY K. W. (2002) – *The arching effect of soils over voids and piles incorporating geosynthetic reinforcement*. Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, pp. 373-378.
- HOULSBY G.T., WROTH C.P. (1983) – *Calculation of stresses on shallow penetrometers and footings*. Proc. IUTAM/IUGG Symposium on seabed Mechanics, Graham – Trotman, pp. 106-112.
- HUANG C.C., WANG W.C. (2005) – *Seismic displacement charts for the performance-based assessment of reinforced soil walls*. Geosynthetics International, 12, n. 4, pp. 176-190.
- HUANG C.C., WANG W.C. (2005) – *Seismic displacement of a geosynthetic-reinforced wall in the 1995 Hyogoken Nambu earthquake*. Soil and Foundations, 45, n. 5, pp. 1-10.
- JAPAN ROAD ASSOCIATION (2002). – *Specifications for highway bridges, part V – seismic design*, pp. 65-68.
- JEWELL R.A. (1988) – *The mechanics of reinforced embankments on soft soils*. Geotextiles and Geomembranes, vol. VII, n. 4, pp. 237-273.
- JEWELL R.A. (1996) – *Soil Reinforcement with Geotextiles*. Special Publication 123. CIRIA. Thomas Telford, London, pp. 332.
- JGS (2004) – *Principles for foundation designs grounded on a performance-based design concept, JGS 4001-2004*. Japanese Geotechnical Society.
- JONES C.J.F.P., LAWSON C.R., AYRES D.J. (1990) – *Geotextile reinforced piled embankments*. Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, the Netherlands, pp. 155-160.
- JONES C.J.P.F., CLARKE D. (2007) – *The residual strength of geosynthetic reinforcement subjected to accelerated creep testing and simulated seismic events*. Geotextiles and Geomembranes, 25, n. 2, pp. 155-169.
- KEMPFERT H.G., STADEL M., ZAESKE D., (1997) – *Berechnung von geokunststoff- bewehrten Tragschichten über Pfahlelementen*. Bautechnik, Jahrgang 75, Heft 12, pp. 818-825
- KEMPFERT H.G., GOBEL C., ALEXIEW D., HEITZ, C. (2004) – *German Recommendations for Reinforced embankments on pile-similar elements*. 3rd Int. European Geosynthetics Conference, EUROGEO 3, pp. 279-284.
- KEMPFERT H.G., RAITHEL M., JAUP A. (1999) – *Model tests for analysis of the bearing and deformation behaviour of column foundations*. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, pp.1521-1526.
- KJELLMAN W. (1952) – *Consolidation of clayey soils by atmospheric pressure*. Proc. Conference on Soil Stabilization, Massachusetts Institute of Technology, Boston, pp.258-263.
- KOSEKI J., BATHURST R.J., GULER E., KUWANO J., MAUGERI M. (2006) – *Seismic stability of geosynthetic reinforced soil walls*. Proc. 8<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, pp. 51-77.
- KOSEKI J., KATO N., WATANABE K., TATEYAMA M. (2004) – *Evaluation of seismic displacement of reinforced walls*. Proc. 3<sup>rd</sup> Asian Regional Conference on Geosynthetics, Seoul, pp. 217-224.
- KOSEKI J., TATEYAMA M., WATANABE K., NAKAJIMA S. (2007) – *Stability of earth structures against high seismic loads*. Keynote lecture, Proc. 13<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. II.
- KOSEKI J., TATSUOKA F., MUNAF Y., TATEYAMA M., KOJIMA K. (1998) – *A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads*. Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, 2, pp. 209-216.
- KRAMER S.L., PAULSEN S.B. (2001) – *Seismic performance of MSE structures in Washington State*. International Geosynthetics Engineering Forum 2001, Taipei, Taiwan, pp. 145-173.
- KRAMER S.L., SMITH M.W. (1997) – *Modified Newmark model for seismic displacement of compliant slopes*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. CXXIII, n. 7, pp. 635-644.
- KUTTER B.L., CASEY J.A., ROMSTAD K.M. (1990) – *Centrifuge modeling and field observations of dynamic behavior of reinforced soil and concrete cantilever retaining walls*. 4<sup>th</sup> US National Conference on Earth-

- quake Engineering, Palm Springs, CA, pp. 663-672.
- LAWSON C.R. (1995) – *Basal reinforced embankment practice in the United Kingdom*. Proc. The practice of soil reinforcing in Europe. London, UK, pp. 173-194.
- LE HELLO B., VILLARD P. (2009) – *Embankments reinforced by piles and geosynthetics: Numerical and experimental studies dealing with the transfer of load on the soil embankment*. Engineering Geology, 106, pp. 78-91.
- LESHCHINSKY D. (1995) – *Design procedure for geosynthetic reinforced steep slopes*. Technical Report REMR-GT-120, US Army Engineer Waterways Experiment Station, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, Miss., USA, 67 p.
- LESHCHINSKY D., LING H.J., HANKS G.A. (1995) – *Unified design approach to geosynthetic reinforced slope and segmental walls*. Geosynthetic International, 2, n. 5, pp. 845-881.
- LINEE GUIDA AGI (2005) – *Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica*. Pàtron Editore.
- LING H.I., LESHCHINSKY D. (2005) – *failure analysis of modular-block reinforced soil walls during earthquakes*. Journal of performance of constructed facilities, ASCE, vol. XIX, n. 2, pp. 117-213.
- LING H.I., LESHCHINSKY D., PERRY E.B. (1997) – *Seismic design and performance of geosynthetic-reinforced soil structures*. Géotechnique, 47, n. 5, pp. 933-952.
- LING H.I., LESHCHINSKY D., NELSON N.S.C. (2001) – *Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21, pp. 297-313.
- LING H.I., LUI H., KALIAKIN V.N., LESHCHINSKY D. (2004) – *Analyzing dynamic behavior of geosynthetic reinforced soil retaining walls*. J. Eng. Mech., 130, n. 8, pp. 911-920.
- LO GRASSO A.S., MAUGERI M., RECALCATI P. (2005) – *Seismic behaviour of geosynthetic-reinforced slopes with overload by shaking table tests*. Proc. Geo-Frontiers 2005, Austin, USA, CDROM.
- LO GRASSO A.S., MAUGERI M., RECALCATI P. (2006) – *Experimental seismic analysis of geosynthetic-reinforced soil structures with three dimensional reinforcements by shaking tests*. Proceedings 8<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, pp. 1489-1494.
- MANDEL J., SALENCON J. (1972) – *Force portante d'un sol sur une assise rigide – Etude théorique*. Géotechnique, vol. XXII, n. 1, pp. 79-93.
- MARSTON A., ANDERSON A.O. (1913) – *The theory of load on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes*. Bulletin 31, Iowa Engineering Experiment Station, Iowa State College, Ames, Iowa.
- MAUGERI M., BIONDI G., BRIGHINA A. (2006) – *Seismic stability of base-reinforced embankments on soft soils*. Proceedings 8<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Yokohama, Japan, pp. 1023-1028.
- MATSUO O., TSUTSUMI T., YOKOYAMA K., SAITO Y. (1998) – *Shaking table tests and analyses of geosynthetic-reinforced soil retaining walls*. Geosynthetics International, 51 nn. 1-2, pp. 97-126.
- MAZZUCATO A., MORACI N. (1995). *Le funzioni di filtrazione e di drenaggio: criteri di progetto dei geosintetici*. Seminario SILP. Le applicazioni dei geosintetici nell'ingegneria civile: le funzioni di filtrazione, drenaggio, impermeabilizzazione e protezione dall'erosione. Padova.
- MORACI N., RIMOLDI P. (1994) – *Le funzioni di rinforzo e di separazione: criteri di progetto*. Seminario SILP, Padova, Maggio pp. 107.
- MORACI N., CARDILE G. (2008) – *Cyclic pullout behaviour of geogrid embedded in compacted granular soils*. The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, GeoAmericas 2008, Cancun, Mexico, pag. 852-861.
- MORACI N., CARDILE G. (2009) – *Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, vol. XXVII, pp. 475-487.
- MORACI N., MONTANELLI F. (1995) – *Comportamento a breve e a lungo termine di due geosintetici con funzione di rinforzo*. XIX Convegno Nazionale di Geotecnica, Pavia, pp. 369-380.
- MORACI N., RECALCATI P.G. (2006) – *Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in compacted granular soil*. Geotextiles and Geomembranes, vol. XXIV, pp. 220-242, Elsevier.
- MORACI N., MONTANELLI F. (2000) – *Analisi di prove di sfilamento di geogriglie estruse installate in terreno granulare compattato*. Rivista Italiana di Geotecnica, n. 4, pp. 5-21.
- MORACI N., MANDAGLIO M. C., CAZZUFFI D. (2010). *I geotessili con funzione di filtro a contatto con terreni granulari: criteri e parametri di progetto*. Rivista Italiana di Geotecnica n. 2, pag. 45-69.
- MORACI N., MONTANELLI F., ROMANO G. (2003) – *Interface pullout behaviour of geogrids embedded in compacted granular soils*. Proceedings of 3<sup>rd</sup> European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. I, pp. 837-841, Praga.
- NAUGHTON P.J. (2007) – *The significance of critical height in the design of piled embankments*. Proc. Geo Denver 2007, Denver, Colorado.
- NCHRP (2005) – *National Cooperative Highway Research Program*. Transportation research board of the national academies, NW, Washington, D.C.
- NEWMARK N.M. (1965) – *Effects of earthquake on dams and embankments*. Géotechnique, 15, n. 2, pp. 139-159.



- NF P 94-270 (2009) – *Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement*. Editions AF-NOR.
- OTANI J., YAMAMOTO A., KODOKA T., YASUFUKU N., YASHIMA A. (1997) – *Current state on numerical analysis of reinforced soil structures*. Earth Reinforcement: Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, IS-Kyushu '96, Fukuoka, Japan, pp. 1159-1170.
- PAULSEN S.B., KRAMER S.L. (2004) – *A numerical model for estimating seismic displacement of reinforced steep slopes*. Master Thesis of Sarah B. Paulsen under the supervision of Professor S. Kramer, Department of Civil Engineering, University of Washington.
- PWRC (2000) – *Design and construction manual for geotextile reinforced soil structures*. Public Works Research Center, Japan.
- RTA (2005) – *Design of reinforced soil walls*. QA specification R57, Roads and Traffic Authority, New South Wales, Australia.
- RTRI (2006) – *Design standard for railway structures*. Railway Technical Research Institute Maruzen, 47 and 89-90.
- RAITHEL M., KEMPFERT H.G. (2000) – *Calculation Models for Dam Foundations with Geotextile Coated Sand Columns*. An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering GeoEng 2000, Melbourne, p. 347.
- ROGBECK Y., GUSTAVSSON S., SODERGREN I., LINQUIST D. (1998) – *Reinforced piled embankments in Sweden – Design, Aspects*. Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, USA, pp. 755-762.
- ROWE R.K., LI A.L. (2002) – *Behaviour of reinforced embankments on soft rate sensitive soils*. Géotechnique, vol. 52, n. 1, pp. 29-40.
- RUSSELL D., NAUGHTON P.J., KEMPTON G. (2003) – *A new design procedure for piled embankments*. Proceedings of the 56<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference and the NAGS Conference, Winnipeg, pp. 858-865.
- SANDRI D. (1998) – *A performance summary of reinforced soil structures in the Greater Los Angeles Area after the Northridge earthquake*. Geotextiles and Geomembranes, 15, n. 4, pp. 235-253.
- SEED H.B., WHITMAN, R.V. (1970) – *Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads*. ASCE Specialty Conference: Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp. 103-147.
- SEGRESTIN P., BASTICK M.J. (1988) – *Seismic Design of Reinforced Earth Retaining Walls – The Contribution of Finite Element Analysis*. Proceedings of the International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp. 577-582.
- SIMAC M.R., BATHURST R.J., BERG R.R., LOTHSPREICH S.E. (1993) – *National Concrete Masonry Association Segmental Retaining Wall Design Manual*. National Concrete and Masonry Association, Herdon, VA, USA, pp. 250.
- SINTEF (2002) – *A computer program for designing reinforced embankments*. Proc. 7<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Nice, France, vol. I, pp. 201-204.
- TATSUOKA F., KOSEKI J., TATEYAMA M., MUNAF Y., HORII N. (1998) – *Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures*. Proc. 6<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Atlanta, USA, pp. 103-142.
- TATSUOKA F., KOSEKI J., TATEYAMA M. (1997b) – *Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken nanbu earthquake*. Earth reinforcement, Balkema, 2, pp. 973-1008.
- TATSUOKA F., TATEYAMA M., KOSEKI J., UCHIMURA T. (1995) – *Geotextile-reinforced soil retaining wall and their seismic behaviour*. Proc. 10<sup>th</sup> Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Beijing, 2, pp. 26-49.
- TERZAGHI K. (1936) – *Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap door*. Proc. 1<sup>st</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University, Cambridge Mass., vol. I, pp. 307-311.
- TERZAGHI K. (1943) – *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- UNI EN ISO 10319 (1992) *Geotextile wide-width tensile test*. International Organization for Standardization, ISO, Geneva.
- VAN EEKELLEN S.J.M., BEZUIJEN A., ALEXIEW D. (2008) – *Piled embankments in the Netherlands, a full – scale test, comparing 2 years of measurements with design calculations*. Proceedings of the 4<sup>th</sup> European Geosynthetics Conference, Edinburgh, UK, Paper number 264.
- VIGGIANI C. (2001) – *Analisi e progetto delle fondazioni su pali*. Prima Conferenza Arrigo Croce, Rivista Italiana di Geotecnica, anno XXXV, n. 1, pp. 17-46.
- WARTMANN J., RONDINEL-ORVIEDO E.A., RODRIGUEZ-MAREK A. (2006) – *Performance and analysis of mechanically stabilized earth walls in the Tecoman, Mexico Earthquake*. Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, vol. XX, n. 3, August 1, 2006, pp. 287-299.
- WHITE D.M., HOLTZ R.D. (1996) – *Performance of geosynthetic reinforced slopes and walls during the Northridge earthquake*. Special Report to the Session on Performance of Earth Reinforcement Structures Under Earthquakes. Int. Symp. On Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, vol. II, pp. 965-972.
- WOLFE W.E., LEE K.L., REA D., YOURMAN A.M. (1978) – *The effect of vertical motion on the seismic stability of*

*reinforced earth walls*. Proc. ASCE Symposium on Earth Reinforcement, Pittsburgh, PA, USA, pp. 856-879.

YEON H.Y., BOUAZZA A., CHO S.D., CAZZUFFI D. (2008) – *Interpretation of installation damage of geogrids by considering environmental conditions*. Proceedings of Geosynthetics Asia 2008 – the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics “Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering”, Shanghai, pp. 508-512.

YOSHIOKA Y., DELMAS P., GOURC J.P., GOTTELAND P. (1990) – *Validation of the displacement method on an experimental reinforced wall at failure*. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, the Netherlands.

ZAESKE D., KEMPFERT H.G. (2002) – *Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten auf punkt- und linienförmigen Traggliedern*. Bauingenieur Band 77.

ZAESKE D. (2001). *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen*, Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 10.

ZORNBERG J.G., LESHCHINSKY D. (2003) *Comparison of international design criteria for geosynthetic-reinforced soil structures*. Landmarks in Earth Reinforcement, Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp. 1095-1106.

## The design of geosynthetics reinforced embankments on soft soils

### Summary

*The paper deals with the issues related to the design of geosynthetics reinforced embankments on soft soils. In particular, in the paper the possible applications in which geosynthetics play the reinforcement function, such as embankment reinforcement, basal reinforcement, pile caps, geosynthetic reinforced columns, are analyzed. For each reinforcement applications the ultimate and service limit states, the interaction mechanisms, the design parameters and the design criteria are illustrated in detail.*