

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria per l'Ambiente e il Territorio



Tesi di Laurea Magistrale

**IMPIEGO DI GEOSINTETICI DI RINFORZO
IN RILEVATI FERROVIARI**

Relatore

Prof. Claudio Oggeri

Candidato

Davide Veneruso

Luglio 2019

Sommario

Capitolo 1	1
Introduzione	1
Capitolo 2	3
Infrastruttura ferroviaria.....	3
2.1 Sovrastruttura ferroviaria.....	3
2.2 Corpo stradale	5
Capitolo 3.....	6
Rilevato: definizione e tipologie	6
3.1 Classificazione e metodi costruttivi	8
3.2 Rilevati su terreni soffici	9
3.2.1 Verifiche di stabilità	9
3.2.2 Cedimenti.....	9
3.2.3 Fase costruttiva	11
3.2.4 Metodi di miglioramento del terreno	11
3.3 Rilevati su pendii.....	12
3.3.1 Interventi.....	12
Capitolo 4.....	14
Classificazione e funzione dei geosintetici.....	14
4.1 Geotessili (GTX)	16
4.1.1 Geotessili tessuti (GTX _W).....	16
4.1.2 Geotessili nontessuti (GTX _N)	21
4.2 Geogriglie (GGR).....	25
4.2.1 Processi di produzione	25
4.2.2 Caratteristiche	27
4.3 Georeti (GNE)	30
4.4 Geocelle (GCE)	30
4.5 Geostrisce	31
4.6 Geostuoie (GMA).....	31
4.7 Geospacer (GSP)	32
4.8 Geosintetici con funzione barriera	33
4.9 Geocompositi (GCO)	34

Capitolo 5	37
Terre rinforzate	37
Capitolo 6	42
Principi di funzionamento	42
6.1 Zona attiva	42
6.2 Zona passiva	44
Capitolo 7	48
Approcci teorici.....	48
7.1 Rimandi al British Standard.....	48
7.1.1 Concetti e principi fondamentali	48
7.1.2 Muri di sostegno rinforzati.....	51
7.1.3 Pendii rinforzati.....	52
7.1.4 Rilevati rinforzati su terreni scadenti	57
7.2 Rimandi alle NTC 2018.....	61
7.3 Michalowski.....	63
7.3.1 Introduzione	63
7.3.2 Analisi limite.....	64
7.3.3 Ammissibilità dei meccanismi di collasso	66
7.3.4 Rottura del rinforzo	66
7.3.5 Ottimizzazione dei meccanismi di collasso	71
7.3.6 Lunghezza del rinforzo.....	73
7.3.7 Distribuzione dei rinforzi	74
7.3.8 Considerazioni finali	76
7.4 Jewell	77
7.5 Giroud	80
7.6 Palmeira	82
Capitolo 8	83
Verifiche tipo.....	83
8.1 Stabilità globale	83
8.2 Stabilità esterna.....	84
8.3 Stabilità interna	84
8.3.1 Verifica di resistenza dei rinforzi	85
8.3.2 Verifica allo sfilamento (pull-out).....	86
8.3.3 Verifica allo scorrimento diretto	86
8.4 Compatibilità degli spostamenti (SLE).....	88

Capitolo 9.....	91
Rilevato ferroviario rinforzato con geogriglie e pali.....	91
9.1 Introduzione.....	91
9.2 Sistema strutturale	92
9.3 Programma di monitoraggio.....	94
9.3.1 Parametri da misurare	94
9.3.2 Strumenti.....	95
9.3.3 Implementazione dei dispositivi di monitoraggio	98
9.3.4 Esecuzione delle misurazioni	98
9.4 Risultati delle misurazioni.....	99
9.4.1 Cedimenti.....	99
9.4.2 Misurazioni delle deformazioni della geogriglia.....	101
9.5 Considerazioni finali	103
Capitolo 10.....	104
Rilevato ferroviario rinforzato con materasso di geocelle	104
10.1 Introduzione.....	104
10.2 Caratteristiche dell'opera e del terreno	106
10.3 Modello impiegato e risultati	109
10.4 Monitoraggio e risultati	113
Capitolo 11	116
Conclusioni	116
Allegati.....	118
Figure.....	118
Tabelle	122
Bibliografia.....	123

Capitolo 1

Introduzione

Con il termine ferrovia si intende generalmente l'infrastruttura di trasporto terrestre, idonea alla circolazione di treni. Per estensione, la medesima parola assume anche il significato di "linea ferroviaria" o di "sistema ferroviario", indicando in quest'ultimo caso tutte le infrastrutture, la tecnologia ed il personale, necessari a garantire la circolazione dei treni sulle linee ferroviarie. Le origini della ferrovia sono da ricercare nell'Inghilterra dei primi anni del 1800. All'epoca era ben diversa da come la vediamo al giorno d'oggi, venivano infatti impiegati cavalli per trazionare carri contenenti materiale asportato dalle miniere. In seguito iniziò ad essere utilizzata anche con funzione di trasporto pubblico. Nel 1804 venne utilizzata la prima locomotiva e nel 1825 fu inaugurata la prima ferrovia pubblica (Stockton & Darlington Railway). In molti altri stati europei e non, furono costruite le prime linee già pochi anni dopo quella inglese. In Italia la prima linea ferroviaria realizzata risale al 1839 e fu la Napoli-Portici. Negli anni successivi furono ampliate notevolmente le linee fino a realizzare una rete interconnessa che permettesse di collegare i maggiori centri abitati. L'infrastruttura necessaria al corretto funzionamento di una linea ferroviaria è costituita dalla via e dalle opere civili quali ponti, gallerie e cavalcavia oltre ad un ampio sistema di trazione, segnalamento e di sicurezza.

La via è formata da due rotaie (guide metalliche di acciaio) mantenute parallele e a una distanza prefissata (scartamento) grazie a traverse di legno, acciaio o cls. L'insieme delle rotaie e delle traverse è detto binario. Il binario è poi fissato al suolo mediante l'impiego di pietrisco a grande pezzatura e spigoli vivi detto ballast o massicciata. La massicciata poggia poi sul corpo stradale. Qualora la geometria del terreno sul quale si voglia realizzare una linea ferroviaria, non sia piana ma sia interessata da dislivelli, diventa necessario realizzare un'opera tale da garantire un piano sul quale poi costruire la sovrastruttura ferroviaria. Per fare ciò si realizzano rilevati in terra o eventualmente in altri materiali.

La realizzazione del rilevato sarà funzione di numerosi parametri relativi alla geometria dell'area e alle caratteristiche del sottosuolo sul quale poggierà.

Esistono norme ormai ben definite sulle caratteristiche meccaniche e geometriche che deve rispettare un rilevato ferroviario, così come sono presenti linee guida circa i vari step da eseguire.

In Italia, la rete ferroviaria nazionale è in gran parte gestita dal gruppo Ferrovie dello Stato Italiane SpA. All'interno del gruppo, Italferr, è la società di ingegneria e ha compiti in materia di progettazione e realizzazione di nuove linee o ammodernamenti di linee già esistenti. A seguito di situazioni particolari, risulta a volte necessario l'impiego di rinforzi nel terreno di fondazione o nel rilevato stesso. Esistono al giorno d'oggi numerose tecniche e tecnologie atte a migliorare le caratteristiche del terreno, a migliorarne la capacità portante, ridurre i cedimenti o che permettano di ottenere altre migliorie che verranno esposte in modo più ampio in seguito.

Il lavoro proposto si pone come obiettivo di descrivere l'impiego di elementi di rinforzo da impiegare nella realizzazione di rilevati. In particolare ci si focalizzerà su una tecnologia nata negli anni '60 e ormai affermata e impiegata in moltissimi modi in tutto il mondo: i geosintetici. Essi sono largamente impiegati in opere di vario tipo e con molteplici funzioni (rinforzo, separazione, drenaggio, filtro ecc...). La loro semplicità di utilizzo, i costi ridotti e l'efficacia dimostrata hanno permesso di imporsi in vari settori, sostituendo soluzioni più costose e complesse.

Dopo aver descritto le tipologie e i vari possibili impieghi, l'attenzione sarà posta su due particolari geosintetici, i geotessili e le geogriglie, e il loro utilizzo come elemento di rinforzo. Saranno enunciati i principi di funzionamento, la teoria alla base del loro impiego e il dimensionamento di opere rinforzate. Saranno infine proposti due casi studio riguardanti due soluzioni differenti del loro impiego per la realizzazione di rilevati ferroviari.

Capitolo 2

Infrastruttura ferroviaria

L'infrastruttura ferroviaria è caratterizzata dall'insieme di due componenti: sede ferroviaria e impianti. Nella sede ferroviaria è poi possibile individuare il corpo stradale e la sovrastruttura ferroviaria.

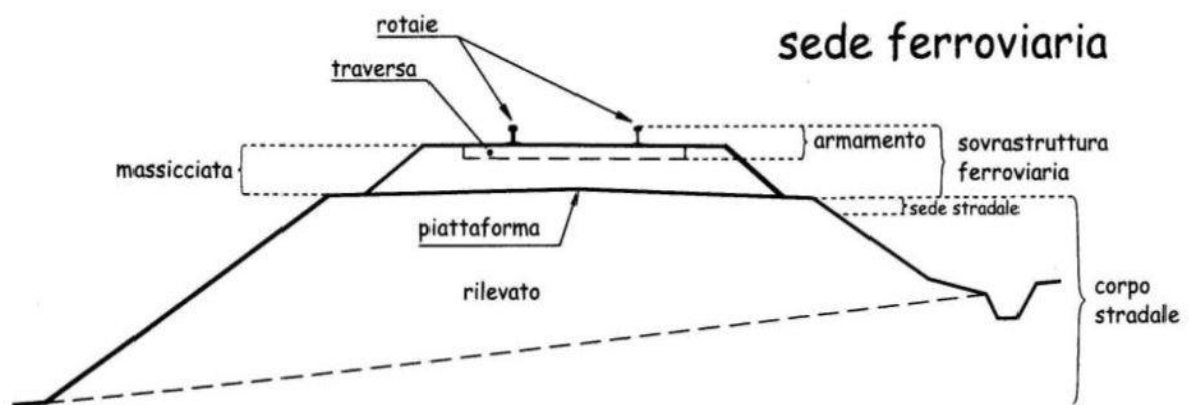


Figura 1 Sede ferroviaria

2.1 Sovrastruttura ferroviaria

La sovrastruttura ferroviaria è il complesso degli elementi che poggiano sulla superficie del corpo stradale. Essa è costituita dalle rotaie, bloccate su traversine in modo da formare una struttura rigida, poggiata, a sua volta, sulla massicciata.

Questo tipo di opera, deve essere realizzata affinché rispetti i requisiti di sicurezza e affidabilità, inoltre, la durabilità deve essere elevata e i costi di costruzione e manutenzione bassi. Deve poi essere garantita la facilità e la rapidità di intervento, riducendo eventuali disagi per i viaggiatori. Rumori e vibrazioni devono essere ridotti al minimo affinché sia assicurato un grado di sicurezza e di comfort elevato.

Gli elementi che compongono la sovrastruttura ferroviaria sono:

- armamento
- massicciata (o ballast)

L'armamento è, a sua volta, costituito da: rotaie, traversine, organi di attacco e giunzione, apparecchi di deviazione.

- Rotaia

La rotaia è un profilato di acciaio, a forma di "fungo", con la funzione di supportare e guidare il convoglio, trasmettere i carichi e di circuito di linea.

- Traversine

Le traversine sono elementi posizionati tra le rotaie e la massicciata. Sono disposte trasversalmente rispetto alla direzione dei binari. Lo scopo è quello di trasferire i carichi dei convogli dalla rotaia alla massicciata. Devono inoltre garantire il rispetto dello scartamento tra le rotaie e l'ancoraggio del binario alla massicciata. Devono infine essere realizzate in modo da garantire un'adeguata resistenza meccanica verticale e orizzontale. Tali elementi possono essere realizzati in legno o cls armato. Nel primo caso sono solitamente di rovere e faggio opportunamente trattati e garantiscono flessibilità e distribuzione omogenea dei carichi, oltre ad un isolamento elettrico. Al tempo stesso, però, hanno una durata di vita utile ridotta, elevati costi e bassa resistenza alle azioni trasversali. Nel secondo caso si ha una maggiore durabilità e la manutenzione richiesta è inferiore, possono essere realizzate con un solo blocco di cls armato precompresso oppure con due blocchi di cls ad armatura lenta collegati tra loro da un tirante di acciaio inserito con lo scopo di mantenere il giusto scartamento.

- Apparecchi di deviazione

Gli apparecchi di deviazione sono elementi che permettono il passaggio di un convoglio da un binario all'altro. Essi sono costituiti da una parte mobile e una parte fissa.

La parte mobile, detta telaio degli aghi, può assumere due posizioni diverse, per garantire la continuità del binario di entrata con l'uno o l'altro binario in uscita (corretto tracciato oppure deviata).

La parte fissa (dispositivo di incrocio) permette la marcia del rotabile. Tale elemento comprende il cuore e le due controrotaie.

- Organi di attacco

Gli organi di attacco sono dispositivi che permettono l'ancoraggio delle rotaie alla traversine e garantiscono una loro corretta posizione longitudinale e trasversale.

- Massicciata (ballast)

La massicciata è costituita da materiale roccioso frantumato di grossa pezzatura. La forma deve essere spigolosa in modo da favorire l'ingranamento. La granulometria è tipicamente compresa tra i 30 e i 60 mm, e la presenza di particelle fini deve essere ridotta al minimo. La classificazione del pietrisco da utilizzare nelle massicciate ferroviarie è presente nella norma UNI EN 13450. In Italia, si fa riferimento alle specifiche tecniche di RFI: Pietrisco per massicciata ferroviaria.

Le funzioni della massicciata sono molteplici. Innanzitutto permette di distribuire i carichi verticali, garantisce che siano rispettate le condizioni geometriche di progetto del binario, il livello trasversale e longitudinale e l'allineamento. Consente inoltre di assorbire gli sforzi indotti sui binari, sia a seguito di variazioni di temperatura che sforzi legati al passaggio di convogli. In ultimo, la struttura della massicciata è realizzata, come già detto in precedenza con pietrisco di grossa pezzatura, ciò permette il drenaggio delle acque meteoriche.

2.2 Corpo stradale

Il corpo stradale è l'insieme delle opere civili che sostiene la sovrastruttura ferroviaria. Tale componente deve essere caratterizzato da cedimenti limitati e vita utile elevata. Il lavoro di tesi si concentrerà sui rilevati ferroviari, eventualmente presenti nel corpo strale, e l'impiego di elementi di rinforzo geosintetici al loro interno.

Capitolo 3

Rilevato: definizione e tipologie

Si definisce rilevato il cumulo realizzato solitamente in terra, limitato lateralmente da scarpate di una certa pendenza o, eventualmente, da muri di sostegno. Nella parte superiore vi sarà la fondazione stradale o ferroviaria. Le componenti strutturali nelle quali può essere suddiviso un rilevato saranno quindi le seguenti:

- strato di sottofondazione (A)
- fondazione ferroviaria o stradale (B)
- nucleo centrale (C)
- rivestimento (D)

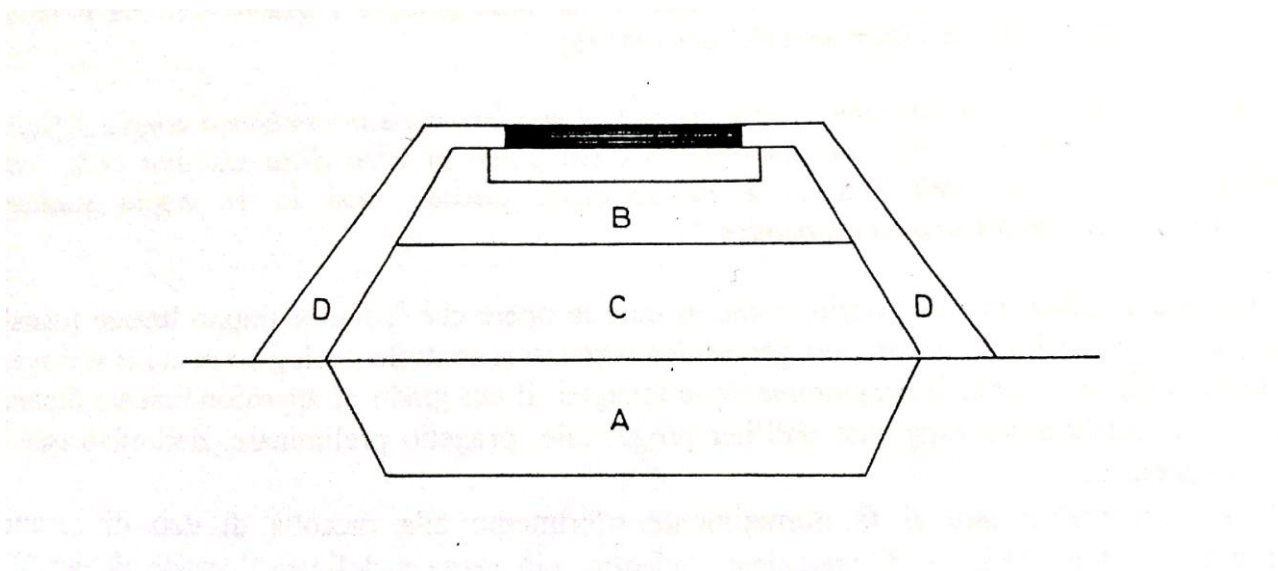


Figura 2 Rilevato

Nell'ingegneria geotecnica, per la realizzazione di rilevati stradali e ferroviari, i requisiti funzionali sono connessi all'esercizio in sicurezza del traffico, pertanto sono fondamentali:

- stabilità
- assenza di cedimenti
- durabilità
- drenaggio

I materiali impiegati nella costruzione sono generalmente sabbie e materiali argillosi. Affinché le condizioni sopracitate vengano garantite non sempre risulta sufficiente l'impiego di tali materiali, si procede quindi all'impiego di tecnologie atte a migliorarne le caratteristiche. La scelta del metodo di consolidamento da impiegare è legata a fattori quali:

- tipologia di struttura geologica (terreno o roccia costituente e condizioni idrauliche presenti)
- fattori climatici e ambientali
- disponibilità di materiali necessari e di operatori qualificati
- tempistiche necessarie alla realizzazione dell'opera e vita utile della stessa
- costo complessivo dell'intervento
- compatibilità con eventuali strutture adiacenti

Particolari precauzioni devono essere inoltre adottate qualora siano impiegati materiali potenzialmente tossici o causa di inquinamento di suolo e risorse idriche.

Secondo il tipo di tecnologia impiegato sarà possibile intervenire andando a modificare le proprietà meccaniche (compattazione), idrauliche (impiego di dreni), fisiche o chimiche (congelamento, impiego di leganti cementizi). Le modalità di intervento attuabili avranno come obiettivo di migliorare e garantire la sicurezza dell'opera.

Queste tecnologie potranno essere applicate a una o più componenti strutturali del rilevato che si intende realizzare. Sarà possibile anche l'impiego di più tecnologie contemporaneamente.

3.1 Classificazione e metodi costruttivi

I rilevati possono essere classificati in base al loro impiego. Infatti, a seconda che il rilevato venga realizzato per impiego stradale o ferroviario, le caratteristiche, seppur simili, avranno alcune differenze. Ad esempio, per quanto riguarda i cedimenti ammissibili dovranno essere minori qualora esso sia impiegato in una linea ferroviaria.

Sulla linea ferroviaria i cedimenti differenziali da considerare sono:

- cedimenti differenziali tra le due rotaie
- cedimenti lungo l'asse del binario

Il primo tipo di cedimento è detto "difetto trasversale" mentre il secondo è definito come "difetto longitudinale".

RFI nella parte II delle "Norme tecniche sulla qualità del binario con velocità < 250 km/h" indica i valori ammissibili del difetto trasversale e del difetto longitudinale per un tratto di linea percorribile ad una velocità massima di 250 km/h. Di seguito è riportata la tabella estratta dalla sopracitata norma.

Tabella 1 Difetto trasversale e longitudinale massimi ammissibili

Difetto trasversale ΔH [mm]	3
Difetto longitudinale L [mm]	2

Qualora i cedimenti differenziali misurati risultino inferiori ai valori tabulati si avrà compatibilità con l'esercizio dell'opera.

Un'altra classificazione che può essere fatta riguarda il tipo di materiale impiegato nella realizzazione e il tipo di terreno presente nella parte sottostante. Un'ulteriore discriminante è l'altezza del rilevato stesso. Infine, si possono differenziare i rilevati realizzati su una superficie piana o inclinata (bassa o alta inclinazione). A seconda della morfologia e geometria del terreno sottostante, dovranno essere fatte delle considerazioni preliminari sulla stabilità del sottofondo.

3.2 Rilevati su terreni soffici

Nel caso in cui si debba realizzare un rilevato su terreni soffici, caratterizzati da elevata compressibilità e bassa resistenza al taglio, le principali problematiche sono legate alla stabilità e ai cedimenti.

Per la progettazione di rilevati in tali condizioni bisogna tener presente che il terreno coesivo di fondazione si deforma in condizioni non drenate durante la fase di costruzione del rilevato stesso ed in condizioni drenate in seguito. Nella fase iniziale, il terreno si deforma mantenendo costante il proprio volume. Si andranno conseguentemente a generare delle sovrappressioni interstiziali che si dissiperanno successivamente, durante il processo di consolidazione. Nella fase seguente, dopo la costruzione dell'opera, il terreno si consolida. In questa fase diminuiranno le pressioni e il contenuto di acqua, fino al raggiungimento di una nuova fase di equilibrio che si otterrà al termine del processo di consolidazione. A questo punto le sollecitazioni trasmesse dal rilevato sono completamente sopportate dallo scheletro solido.

3.2.1 Verifiche di stabilità

Il primo problema da affrontare è la verifica della capacità portante del terreno. Le tensioni verticali agenti sul piano di fondazioni devono essere tali da non indurre la rottura del complesso rilevato-terreno per superamento della capacità portante del terreno alla base.

La verifica di stabilità può essere eseguita mediante il metodo dei conci e l'ausilio delle equazioni di equilibrio. Esistono in letteratura diversi metodi più o meno complessi e accurati per la risoluzione di tale problema, come il metodo di Fellenius, Bishop, Janbu semplificato e Janbu generalizzato.

3.2.2 Cedimenti

Il secondo problema da affrontare nella realizzazione di rilevati su terreni soffici riguarda i cedimenti nel terreno di fondazione durante la costruzione e nella fase successiva. Esistono diversi metodi applicabili per la previsione della risposta del terreno di fondazione a seguito del carico indotto dal rilevato.

Tali metodi ricadono nelle seguenti tre categorie:

- metodi basati su una semplificata analisi del terreno ottenuta assimilando il terreno ad un mezzo continuo
- metodi basati sull'analisi dei percorsi tensionali in termini di tensioni totali
- metodi numerici più complessi nei quali l'analisi viene fatta in termini di tensioni effettive considerando il terreno come elasto-plastico

L'approccio seguito dai primi due metodi è impiegato molto sovente anche nei casi più complessi come metodo preliminare di analisi. Una delle semplificazioni generalmente fatte consiste nel trascurare i cedimenti dei terreni granulari eventualmente presenti e considerare solo i cedimenti degli strati di terreno coesivo. I cedimenti di un terreno coesivo possono essere visti come la somma di tre componenti $s_{tot} = s_i + s_c + s_s$ dove, s_i = cedimento immediato, s_c = cedimento di consolidazione e s_s = cedimento secondario. Il cedimento immediato si ha nella fase iniziale, quando viene applicato il carico. Il metodo di calcolo generalmente impiegato considera che questo cedimento avvenga in condizioni non drenate e quindi a volume costante. Questi cedimenti si esauriscono al termine della costruzione del rilevato. Non vale lo stesso per i cedimenti di consolidazione i quali sono legati al fenomeno della consolidazione, alla compressione del terreno ritardata nel tempo. Questo fenomeno è tipico di terreni coesivi saturi sia normalconsolidati che sovraconsolidati. Durante questo processo, il carico del rilevato sovrastante, inizialmente agente sul fluido interstiziale, tende ad agire sullo scheletro solido portando all'espulsione del fluido. Il processo di consolidazione terminerà quando l'intero carico sarà sopportato dallo scheletro solido.

La terza componente del cedimento totale, ovvero il cedimento secondario, si sviluppa in tempi lunghi. Esso può essere calcolato mediante una formula semplificata valida però nella condizione di deformazione monodimensionale. Tale relazione leggerà lo spessore dello strato di interesse al logaritmo del tempo mediante il cedimento secondario.

L'approccio tradizionale, nonostante sia ampiamente utilizzato, risulta molto restrittivo e basato inoltre su legami sforzo-deformazioni del terreno alquanto semplificati. Nella realtà, il comportamento del terreno è molto più complesso. Per ottenere risultati maggiormente soddisfacenti e prossimi alla realtà sono stati messi a punto metodi più complessi e realistici. Lo sviluppo di modelli costitutivi elasto-plastici in termini di tensioni efficaci, uniti a metodi numerici come il metodo degli elementi finiti, ha permesso, a partire dagli anni '70, di risolvere problemi geotecnici anche complessi. Tale metodo permette di tenere conto della geometria del sistema, dell'anisotropia del terreno e della stratigrafia.

3.2.3 Fase costruttiva

Nel caso in cui i requisiti di stabilità a breve termine non siano soddisfatti è possibile realizzare il rilevato a strati, attraverso varie fasi. L'incremento di carico, applicato in ognuna delle fasi, deve essere tale da evitare la rottura del complesso rilevato-terreno di fondazione e la velocità di applicazione del carico deve essere tale da consentire la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali (consolidazione), in modo da poter sostenere l'incremento di carico successivo.

Nella risoluzione del problema dei cedimenti elevati, è importante la valutazione delle profondità d'intervento. Quando lo spessore è di entità modeste (pochi metri) si può intervenire con la bonifica del sottosuolo andando a rimuovere il terreno con caratteristiche scadenti e sostituendolo con materiale migliore. Quando lo spessore aumenta non risulta più realizzabile la bonifica ma si procede con l'impiego di pali di sabbia, dreni o jet-grouting.

Il secondo problema che si pone qualora si voglia realizzare un rilevato su terreno con caratteristiche scadenti è relativo alla stabilità. Le condizioni di stabilità possono essere migliorate in molteplici modi quali l'inserimento di geosintetici con funzione di rinforzo al piede, pali o colonne di jet-grouting con l'obiettivo di scaricare i carichi agli strati di terreno con caratteristiche di resistenza maggiore.

3.2.4 Metodi di miglioramento del terreno

Qualora le caratteristiche del terreno siano scadenti, è necessario impiegare tecnologie atte a migliorarne le caratteristiche. Le tecnologie maggiormente impiegate sono:

- Precarico e drenaggio verticale
- Colonne di ghiaia

Precarico e drenaggio verticale

Nel caso in cui i cedimenti di consolidazione primari richiedano tempi troppo lunghi perché si esauriscano, è possibile ridurre le tempistiche applicando un precarico. Una volta raggiunto un valore di cedimento di consolidazione pari a quello finale previsto per il solo carico del rilevato allora si procede alla rimozione del precarico. Per spessori di terreno molto elevati l'impiego di precarico può rivelarsi insufficiente e di conseguenza, in aggiunta, si ricorre all'utilizzo di dreni verticali (in sabbia o prefabbricati).

Colonne di ghiaia

Le colonne di ghiaia permettono di migliorare le caratteristiche meccaniche del terreno, accoppiando alla funzione drenante il miglioramento delle caratteristiche del terreno naturale, aumentandone la resistenza al taglio e diminuendone la sua deformabilità.

3.3 Rilevati su pendii

La progettazione e la costruzione di rilevati su pendii sono condizionate da problemi di stabilità rilevato-terreno di fondazione. È importante garantire la continuità idraulica della rete idrografica e un adeguato smaltimento delle acque meteoriche. Deve essere inoltre assicurata la stabilità del piano d'appoggio, dei fronti di scavo e dei rilevati. I fattori da prendere in considerazione, e che determinano le condizioni di stabilità che si devono ottenere, sono svariati e non sempre di facile determinazione. Deve essere considerata la geometria del versante, la stratigrafia presente ed eventuali superfici di separazione e scorrimento già presenti, la presenza di materiali con caratteristiche meccaniche scadenti e il regime delle acque sotterranee.

3.3.1 Interventi

Affinché siano garantite le condizioni di sicurezza è possibile intervenire sul terreno di fondazione, sul corpo del rilevato stesso o su entrambi. Le finalità degli interventi possono essere:

- stabilizzazione del corpo frana, così da garantire la stabilità del rilevato
- diminuzione delle velocità di deformazione
- riduzione del carico del rilevato agente sul terreno di fondazione
- migliorare le caratteristiche del rilevato

3.3.1.1 Interventi nel corpo del rilevato

Qualora si intervenga sul corpo del rilevato, gli scopi di tali interventi possono essere volti a ridurre gli incrementi di tensioni che il rilevato causa nel terreno di fondazione oppure a migliorare le caratteristiche del rilevato stesso.

Esistono diverse azioni che possono essere intraprese per ottenere tali risultati.

La realizzazione di rilevati di altezza minore o con terreni più leggeri permette di alleggerire il carico sul terreno di fondazione.

L'inserimento di elementi di rinforzo, quali geogriglie e geotessili, all'interno del corpo del rilevato ha l'obiettivo di migliorare le caratteristiche meccaniche dell'opera e assorbire le deformazioni.

3.3.1.2 Interventi nel terreno di fondazione

Oltre ad interventi sul rilevato, come detto in precedenza, è possibile agire anche sul terreno di fondazione sul quale dovrà essere realizzata l'opera. L'impiego di dreni, la sostituzione del materiale di sottofondo o la costruzione di opere di sostegno sono le tre soluzioni che possono essere adoperate a tale scopo.

Opere di drenaggio

Le opere di drenaggio hanno come obiettivo di impedire che si creino sovrappressioni interstiziali all'interno del pendio. In questo modo si aumenta la sicurezza, migliorando le condizioni di stabilità. Le opere di drenaggio sono: pozzi drenanti, trincee drenanti superficiali o profonde, gallerie drenanti e dreni realizzati su opere di sostegno come puri o paratie.

Sostituzione del terreno di fondazione

Un altro intervento possibile è la sostituzione del terreno di fondazione con terreno avente caratteristiche meccaniche migliori. Lo spessore di terreno da rimuovere dipenderà dall'altezza del rilevato e dal carico che esso produrrà sul terreno.

Impiego di opere di sostegno

Il terzo metodo di intervento consiste nel realizzare opere di sostegno. In questo modo si possono contrastare fenomeni franosi e garantire la sicurezza dell'opera da realizzare. Opere di questo tipo sono: muri di sostegno, paratie, tiranti.

Capitolo 4

Classificazione e funzione dei geosintetici

Come riporta la normativa UNI EN ISO 10318 “Geosintetici - Termini e definizioni”, con il termine "geosintetico" si descrive un prodotto industriale di cui almeno una delle componenti è costituita da un polimero sintetico o naturale, sotto forma di un foglio, striscia o una struttura tridimensionale, utilizzato in contatto con il suolo e/o altri materiali in molte applicazioni di ingegneria geotecnica e civile. Si tratta principalmente di materiali polimerici, organici o tessili, commercializzati in rotoli classificabili in categorie secondo il metodo di fabbricazione. Il loro impiego è in continua crescita grazie ai loro costi contenuti e alla loro semplicità d'installazione, oltre ad una scelta sempre più ampia.

I geosintetici oggi sono classificati secondo la norma UNI EN ISO 10318 in base alla loro struttura, al loro impiego e alla loro funzione.

Tabella 2 Classificazione dei geosintetici in base alla funzione (norma UNI EN ISO 10318)

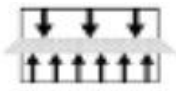
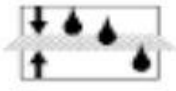
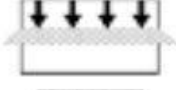
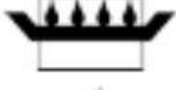
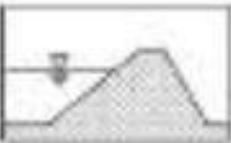
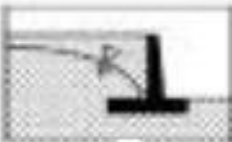
SEPARAZIONE	
FILTRAZIONE	
RINFORZO	
PROTEZIONE	
BARRIERA	
DRENAGGIO	
CONTROLLO EROSIONE	

Tabella 3 Classificazione dei geosintetici in base al loro impiego (norma UNI EN 10318)

Racini e dighe		Discariche	
Corsi d'acqua		Strutture di sostegno	
Strade		Sistemi controllo erosione	
Ferrovie		Sistemi per il drenaggio	
Gallerie			

Altre classificazioni presenti nella norma UNI EN ISO 10318 fanno riferimento a: proprietà generali, proprietà fisiche, proprietà idrauliche, proprietà meccaniche, proprietà d'interfaccia e durabilità. Di seguito saranno descritti i vari geosintetici utilizzando la classificazione riguardante la struttura.

4.1 Geotessili (GTX)

I geotessili sono strutture piane composte da fibre sintetiche. I materiali utilizzati sono materiali polimerici come il polietilene, il polipropilene, il poliestere, il clorurovinil-acrilnitrile. La natura del materiale utilizzato definisce le caratteristiche chimico-fisiche del prodotto finale. Possono essere suddivisi in:

- geotessili tessuti
 - monofilamento
 - multifilamento
 - a bandella
 - a struttura orientata
- geotessili nontessuti
 - agugliati meccanicamente
 - termosaldati

4.1.1 Geotessili tessuti (GTX_w)

Nella produzione di geotessili tessuti, le fibre di materiale sintetico vengono intrecciate secondo ordito (perpendicolari al senso di produzione) e trama (paralleli al senso di produzione) andando a costituire strutture piane regolari. Il geotessile così ottenuto sarà caratterizzato da elevato modulo di elasticità e quindi allungamenti ridotti, grande stabilità dimensionale, ottime resistenze a trazione, abrasione e punzonamento. Inoltre, le caratteristiche meccaniche dipendono dalla natura del singolo filo che viene sollecitato, più che dall'effetto partecipativo di tutti i fili come avviene nei geotessili non tessuti. In relazione alla sezione della fibra e alla tipologia di tessitura si suddividono in geotessili tessuti monofilamento (trama e ordito sono realizzati con alternanza di un solo filo di grosso diametro), multifilamento (trama e ordito sono realizzati con alternanza di più fili di grosso diametro), a bandelle (trama e ordito sono ottenuti con strisce di fili di varia larghezza) e a struttura orientata (detti anche *DOS = Directionally Oriented Structures*, ottenuti con sistema maglieria in catena con inserzione di trama).

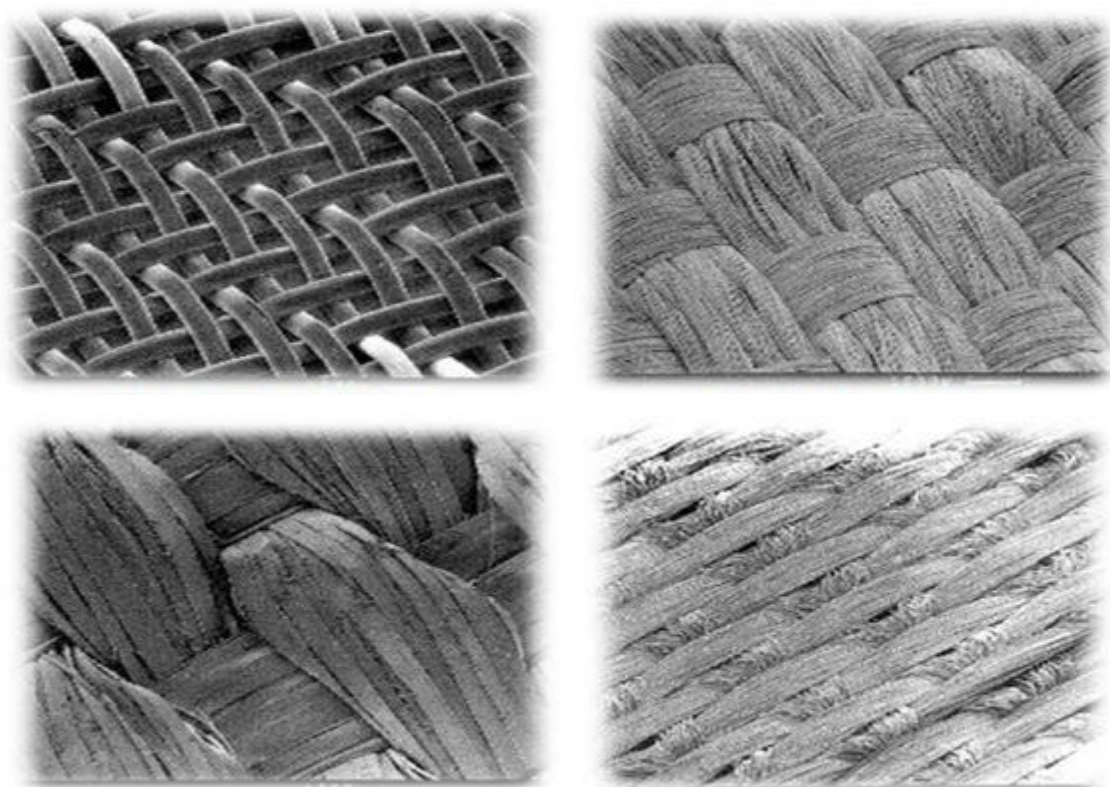


Figura 3 Geotessile tessuto monofilamento (in alto a sinistra) , geotessile tessuto multifilamento (in alto a destra), geotessile tessuto a bandelle (in basso a sinistra), geotessile tessuto a struttura orientata (in basso a destra)

4.1.1.1 Caratteristiche

Il geotessile agisce come strato di rinforzo garantendo una miglior distribuzione di carichi qualora le proprietà meccaniche del terreno risultassero scadenti. Ciò permette di aumentare la capacità portante del terreno stesso. Nella realizzazione di strade e piazzali, può essere posizionato tra terreno in sito e terreno di riporto. La particolare struttura del geotessile tessuto agisce inoltre come filtro permettendo lo scorrere dell'acqua ma impedendo la migrazione di particelle fini di terreno verso strati a granulometria maggiore. Quest'ultima caratteristica del geotessile tessuto viene sfruttata per la realizzazione di trincee drenanti e nella protezione di argini marittimi e fluviali.

4.1.1.2 Applicazioni

Strade e ferrovie: nella realizzazione di rilevati ferroviari e stradali o nella costruzione di strade provvisorie, ad esempio nei cantieri, l'ausilio di geotessili tessuti posti tra il terreno di fondazione e lo strato di terreno di riporto permette la riduzione dello spessore dello strato di riporto. Ciò andrà conseguentemente a ridurre le tempistiche e i costi dei lavori.

I benefici derivanti dalla posa di geotessili tessuti riguardano l'assorbimento di sollecitazioni di taglio trasmesse da un manufatto al terreno di base e una conseguente riduzione delle deformazioni locali, grazie ad una distribuzione dei picchi di carico su una superficie più ampia.

Idraulica: la buona capacità filtrante dei geotessili tessuti li rende adatti alla presenza di acqua. Molti lavori d'ingegneria civile e ambientale sono legati al controllo del flusso d'acqua nel terreno e al trasporto solido che ciò comporta. L'impiego di questa tecnologia permette di garantire il flusso d'acqua intervenendo sul trasporto di particelle solide che potrebbero creare fenomeni erosivi e danneggiamenti ad opere di drenaggio. La rapidità e la semplicità di posa, oltre ai costi contenuti, rendono i geotessili tessuti una valida alternativa ai tradizionali filtri in materiale granulare. Alcuni particolari geotessili tessuti, mediante l'ausilio di appositi lacci usati per l'alloggiamento di fascine, creano un telaio che, riempito con materiale arido, permette la protezione dalle onde. Ciò è dovuto all'aumento dell'angolo di attrito.

Di seguito vengono riportate alcune schede tecniche relative a geotessili tessuti. In esse sono presenti tutte le caratteristiche del prodotto necessarie per scegliere il geotessuto più adatto alle proprie esigenze.

SPECIFICHE TECNICHE

POLIMERO: Polipropilene

PESO SPECIFICO: 0.91 kg/dm³

PROCESSO: Tessitura

COLORE: Nero

CARATTERISTICHE FISICHE

			15	20	25	30	40	45	60	80	100
Massa areica	[EN ISO 9864]	g/m ²	100	130	165	175	190	230	285	350	480
Spessore	[EN ISO 9863]	mm	0,57	0,63	0,65	0,70	0,75	0,90	1,25	1,27	1,40

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Resistenza a trazione T _{max}	[EN ISO 10319]	MD	kN/m	20	21	30	35	40	45	60	80	105
		CMD	kN/m	14	21	25	30	40	45	60	80	105
Allungamento a carico massimo	[EN ISO 10319]	MD	%	13	13	15	15	13,5	12	11	11	15
		CMD	%	12	13	9	9	6	10	7,5	7	11
Punzonamento dinamico	[EN ISO 13433]	mm		15	15	10	8	14	10	6	4	3
Punzonamento statico	[EN ISO 12236]	kN		2,35	3,0	3,5	3,5	4,0	5,0	6,0	9,0	12,0

CARATTERISTICHE IDRAULICHE

Porometria O ₉₀	[EN ISO 12956]	µm	200	200	200	200	200	200	200	190	375
Permeabilità ortogonale	[EN ISO 11058]	mm/s	13	13	18	20	29	25	25	20	33

CARATTERISTICHE DI DURABILITÀ

Geodren W-PP deve essere ricoperto entro 15 giorni dalla data di installazione. Il materiale può essere esposto alla luce solare per un massimo di 4 mesi; la degradazione delle caratteristiche meccaniche dipende dalla stagione e dalla latitudine di installazione. La previsione di durabilità minima è di 25 anni per applicazioni in terreni naturali con 4<pH<9 e temperature del terreno < 25°C.

Figura 4 Scheda tecnica relativa a geotessile tessuto a trama e ordito in propilene (Geodren W-PP) EDILFLOOR

DESCRIZIONE: Geotessile tessuto a bandelle (GTX-W)
COMPOSIZIONE: Polipropilene nero

CARATTERISTICHE FISICHE		15/15	23/23	32/32	42/42	52/52	75/75	110/110	
Massa areica	g/m ²	75	125	160	210	255	340	480	EN ISO 9864
CARATTERISTICHE MECCANICHE									
Resistenza a trazione longitudinale MD	kN/m	15,0	23,0	32,0	42,0	52,0	75,0	110,0	EN ISO 10319
Resistenza a trazione trasversale CMD	kN/m	15,0	23,0	32,0	42,0	52,0	75,0	110,0	EN ISO 10319
Allungamento a carico max longitudinale MD	%	14	15	15	16	15	15	15	EN ISO 10319
Allungamento a carico max trasversale CMD	%	10	11	13	11	11	11	11	EN ISO 10319
Resistenza al punzonamento statico CBR	kN	1,8	3,0	3,5	5,2	6,5	10,0	12,0	EN ISO 12236
Perforazione al cone drop test	mm	17	12	12	10	8	5	3	EN ISO 13433
CARATTERISTICHE IDRAULICHE									
Apertura caratteristica O ₉₀	µm	300	250	230	200	190	110	150	EN ISO 12956
Permeabilità normale al piano V _h 50	l/s*m ²	5	7	7	25	21	10	9	EN ISO 11058

NOTE

Sono indicati i valori nominali desunti dalla elaborazione statistica delle prove di laboratorio eseguite sul prodotto.

Viganò Pavitex S.p.A. si riserva il diritto di aggiornare i dati indicati in qualsiasi momento e senza preavviso. Tolleranza sulle dimensioni dei rotoli ± 5%.

Su richiesta sono disponibili altre grammature. Altre informazioni sono disponibili sulle schede dei singoli prodotti.

Figura 5 Scheda tecnica relativa a geotessile tessuto monofilamento in polipropilene ad alta densità (Pavirock M) PAVITEX

Caratteristiche meccaniche			90/90 S	100/100 S	120/120 S	150/50 S	150/150 S	200/50 S	250/50 S	300/50 S	400/50 S
Resistenza a trazione [EN ISO 10319]	MD	kN/m	100	110	125	160	160	220	280	325	410
	CMD	kN/m	100	110	125	55	160	60	60	65	60
Allungamento al carico max [EN ISO 10319]	MD	%	10	10	12	11	13	10	11	12	11
	CMD	%	11	12	10	11	11	9	10	15	8
Carico al 2% [EN ISO 10319]	MD	kN/m	18.6	20.4	17.1	29.9	11.3	36.4	52.4	60.6	75.6
	CMD	kN/m	17.5	23.1	26.6	11.1	34.0	11.8	11.7	5.9	13.3
Carico al 5% [EN ISO 10319]	MD	kN/m	38.0	39.4	35.9	50.1	35.2	59.5	91.7	128.4	130.5
	CMD	kN/m	30.8	43.6	55.9	18.2	63.6	18.3	32.7	16.5	34.6
Punzonamento CBR [EN ISO 12236]		kN	7.3	4.0	4.0	8.0	6.0	10.0	6.3	8.2	6.2
Punzonamento dinamico [EN ISO 13433]		mm	6	27.2	33.2	10.1	22.8	9.5	24.8	18	34.8
Caratteristiche idrauliche											
Permeabilità normale al piano [EN ISO 11058]		mm/s	13	22	16	43	15	8	1	2.6	11.6
Apertura caratteristica [EN ISO 12956]		µm	191	485	742	451	449	174	78	74	176
Caratteristiche fisiche											
Massa areica [EN ISO 9864]		g/m ²	270	330	370	320	460	395	535	550	680
Spessore [EN ISO 9863-1]		g/m ²	0.48	0.80	0.90	0.64	1.02	0.84	1.01	1.11	1.46
Caratteristiche di durabilità			Composizione					Applicazioni			
Geodren W-PES supera il test di invecchiamento secondo la norma EN 12224: si raccomanda di coprire il geotessile entro 1 giorno dalla posa, il materiale può essere esposto alla luce solare per un massimo di 4 mesi con una degradazione delle proprietà meccaniche in funzione della stagione e della latitudine di installazione. La previsione di durabilità minima è di 25 anni in terreni naturali con 4<pH<9 e temperature del terreno < 25°C.			POLIMERO: Poliestere PESO SPECIFICO: 1.36 kg/dm³ MATERIA PRIMA: Filato poliestere PROCESSO: Tessitura COLORE: Bianco PUNTO DI FUSIONE: 255-260°C								
											
											
								Canali		Scariche	
Sistema di gestione della qualità			Certificazioni					Funzioni			
Il sistema di gestione della qualità applicato da Edilfloor è in accordo con la norma EN ISO 9001:2008 con l'obiettivo di raggiungere la completa soddisfazione del cliente. Il laboratorio interno applica procedure per il controllo dei prodotti e lo sviluppo di nuovi articoli. La costante collaborazione e confronto con laboratori esterni sono la garanzia di ottimizzazione del controllo di qualità.			Geodren W-PES soddisfa i requisiti del regolamento europeo relativo ai prodotti da costruzione con un sistema di controllo qualità di livello 2 +.								
								Filtrazione Geodren W-PES agisce come filtro, permettendo il flusso dell'acqua attraverso il suolo, mantenendo tutte le caratteristiche del terreno.	Separazione Geodren W-PES agisce come separatore tra terreni che hanno diverse granulometrie.	Rinforzo Geodren W-PES svolge la funzione di rinforzo con lo scopo di migliorare la proprietà meccaniche del suolo su cui è installato.	

Figura 6 Scheda tecnica relativa a geotessile tessuto in poliestere ad alta tenacità (Geodren W_PES) EDILFLOOR

4.1.2 Geotessili nontessuti (GTX_N)

I geotessili nontessuti vengono realizzati intrecciando in modo casuale fibre o filamenti del materiale in modo da ottenere una struttura isotropa dello spessore di alcuni millimetri. La realizzazione avviene mediante processi meccanici e/o termici (coesionati mediante agugliatura meccanica e termocalandratura). Oltre ad una distinzione legata al processo produttivo, tali geotessili possono essere classificati in base alla lunghezza delle fibre utilizzate. Si hanno quindi i geotessili nontessuti "a fiocco" per fibre corte e geotessili nontessuti "a filo continuo" qualora la lunghezza delle fibre sia continua lungo tutto il geosintetico.

I geotessili nontessuti "a fiocco" sono realizzati con agugliatura di nappe composte da fibre aventi una lunghezza compresa tra i 20 mm e 150mm. Tale meccanismo di produzione è realizzato mediante l'impiego di numerosi aghi uncinati che a seguito di movimenti verticali, permette di mescolare le fibre.

I geotessili nontessuti "a filo continuo" sono realizzati, invece, mediante calandratura (processo di filatura per via fusa). Il risultato è un geotessile formato da nappe senza fine e non coesionate. Successivamente, avviene la coesione dei fili costituenti la nappa. Secondo il tipo di processo impiegato nella fase di coesione, si otterranno geotessili nontessuti agugliati a filo continuo e geotessili nontessuti termosaldati a filo continuo.

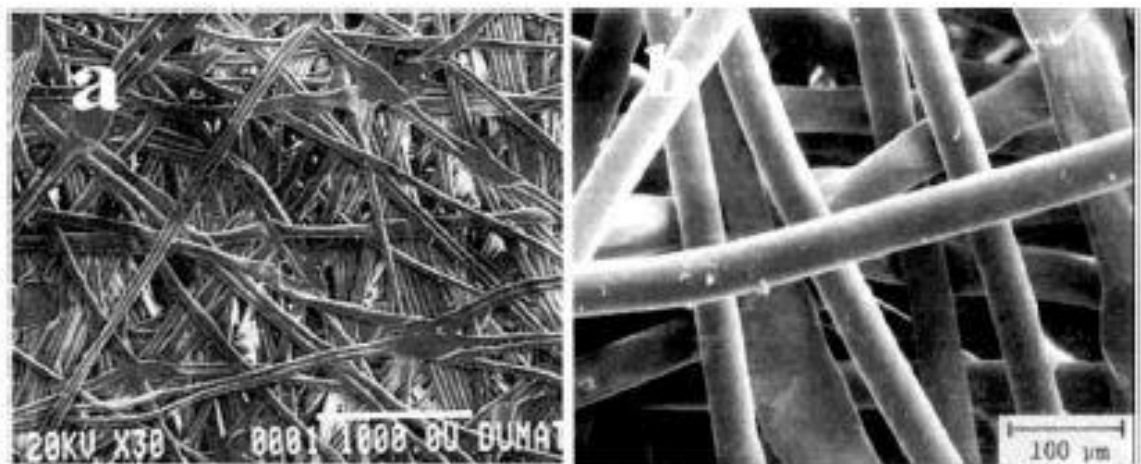


Figura 7 Geotessile nontessuto termosaldato (sinistra) e geotessile nontessuto agugliato (destra)

4.1.2.1 Caratteristiche

Il geotessile non tessuto, applicato tra terreno in sito e terreno di riporto, nel caso di piazzali e strade, previene la compenetrazione del pietrisco nel terreno di sottofondo a granulometria più fine.

La sua struttura fa sì che possa essere impiegato come filtro, in quanto consente all'acqua di scorrere liberamente, impedendo al tempo stesso la migrazione di particelle fini di terreno. Questa caratteristica viene sfruttata per avvolgere tubazioni microfessurate o nella realizzazione di trincee drenanti. Infine esso agisce come strato protettivo antipunzonante per barriere impermeabili.

4.1.2.2 Applicazioni

Strade: strato separatore e filtrante tra i terreni di sottofondo e di riporto, fungendo in parte anche da ripartitore di carichi.

Ferrovie: strato separatore tra terreno di sottofondo e ballast del rilevato ferroviario. Impedisce al ballast di disperdersi nel terreno evitando quindi una diminuzione della capacità portante della struttura.

Gallerie, tunnel, strutture sotterranee: svolge una funzione protettiva delle geomembrane ed il drenaggio delle acque di infiltrazione.

Discariche: garantisce facilità di posa e affidabilità.

Bacini, dighe: protegge la geomembrana da azioni punzonanti dovuti all'eventuale presenza di materiale presente nel terreno e al tempo stesso costituisce un'ottima superficie di lavoro.

DESCRIZIONE: Geotessile nontessuto agugliato (GTX-N)
COMPOSIZIONE: Poliestere bianco/multicolore

CARATTERISTICHE FISICHE

Massa areica	g/mq	200	300	400	500	600	800	1000	EN ISO 9864
Spessore a 2 kPa	mm	1,00	1,40	2,00	2,40	2,80	4,00	4,00	EN ISO 9863

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Resistenza a trazione longitudinale MD	kN/m	1,0	2,0	3,0	3,0	3,4	5,0	6,0	EN ISO 10319
Resistenza a trazione trasversale CMD	kN/m	1,0	2,0	3,0	3,0	3,4	5,0	6,0	EN ISO 10319
Allungamento a carico max longitudinale MD	%	80	60	70	70	70	70	70	EN ISO 10319
Allungamento a carico max trasversale CMD	%	90	80	70	70	70	70	70	EN ISO 10319
Resistenza al punzonamento statico CBR	kN	0,2	0,5	0,6	0,6	0,7	0,8	1,0	EN ISO 12236
Perforazione al cone drop test	mm	45	30	20	18	16	15	10	EN ISO 13433

CARATTERISTICHE IDRAULICHE

Apertura caratteristica O_{90}	μm	100	80	70	70	70	70	70	EN ISO 12956
Permeabilità normale al piano V_{iH50}	$\text{l/s} \cdot \text{mq}$	98	58	46	35	35	20	10	EN ISO 11058

NOTE

Sono indicati i valori nominali desunti dalla elaborazione statistica delle prove di laboratorio eseguite sul prodotto.

Viganò Pavitex S.p.A. si riserva il diritto di aggiornare i dati indicati in qualsiasi momento e senza preavviso. Tolleranza sulle dimensioni dei rotoli $\pm 2\%$.

Su richiesta sono disponibili altre grammature. Altre informazioni sono disponibili sulle schede dei singoli prodotti.

Figura 8 Scheda tecnica relativa a geotessile nontessuto agugliato in poliestere (Geotex R/RC) PAVITEX

Geotessile nontessuto

TENAX TSP è un geotessile non tessuto in fibre di poliestere coesionate meccanicamente per agugliatura.

Applicazioni tipiche:

- strati di separazione
- giardini pensili
- terrazzi carrabili
- vialetti in ghiaia
- trincee drenanti

CARATTERISTICHE FISICHE	METODO DI PROVA	UNITA'		NOTE
POLIMERO			PET	-
COLORE			VERDE	-
IMBALLO			FILM DI POLIETILENE	-

CARATTERISTICHE DIMENSIONALI	METODO DI PROVA	UNITA'		NOTE
PESO UNITARIO	ISO 9864	g/m ²	200	a
SPESSORE	ISO 9863-1	mm	1.00	b
ALTEZZA ROTOLO		m	2.0	-
LUNGHEZZA ROTOLO		m	50.0	-
SUPERFICIE COPERTA		m ²	100.0	-
DIAMETRO ROTOLO		m	-	-
VOLUME ROTOLO		m ³	-	-
PESO NETTO		kg	20.0	-

CARATTERISTICHE TECNICHE	METODO DI PROVA	UNITA'		NOTE
RESISTENZA AL PUNZONAMENTO STATICO	ISO 12236	N	250	-
POROMETRIA	ISO 12956	µm	100.0	-
PERMEABILITA' NORMALE SUL PIANO	ISO 11058	m/s	0.098	-
RESISTENZA MASSIMA MD	ISO 10319	kN/m	1.0	-
RESISTENZA MASSIMA TD	ISO 10319	kN/m	1.0	-
ALLUNGAMENTO AL PICCO MD	ISO 10319	%	80.0	c
ALLUNGAMENTI AL PICCO TD	ISO 10319	%	90.0	c

NOTE:

- a) Tolleranze ± 10%
- b) Tolleranza ± 20%
- c) MD: direzione longitudinale
TD: direzione trasversale

Figura 9 Scheda tecnica di geotessile nontessuto agugliato in PET (Tenax TSP) TENAX

4.2 Geogriglie (GGR)

Le geogriglie sono strutture piane realizzate con materiali polimerici. I principali materiali utilizzati per la loro realizzazione sono il polipropilene (PP), poliestere (PET), alcol polivinilico (PVA), polietilene ad alta densità (HDPE), aramide. I processi utilizzati nella produzione di geogriglie sono: estrusione, tessitura e saldatura.

4.2.1 Processi di produzione

Estrusione: le geogriglie ottenute mediante questo procedimento sono realizzate con polipropilene (PP) o polietilene ad alta densità (HDPE) e, a seguito dell'estrusione, subiscono un trattamento di stiratura longitudinale, nel caso si voglia ottenere un tipo di geogriglia monodirezionale mentre, qualora si voglia una geogriglia bidirezionale, sarà necessaria anche una stiratura trasversale. Le prime avranno una maggior resistenza in direzione longitudinale e vengono quindi impiegate qualora si abbia una direzione prevalente di sforzi. Nelle seconde, la resistenza sarà elevata sia in direzione longitudinale che trasversale e forniscono una reazione in tutte le direzioni.

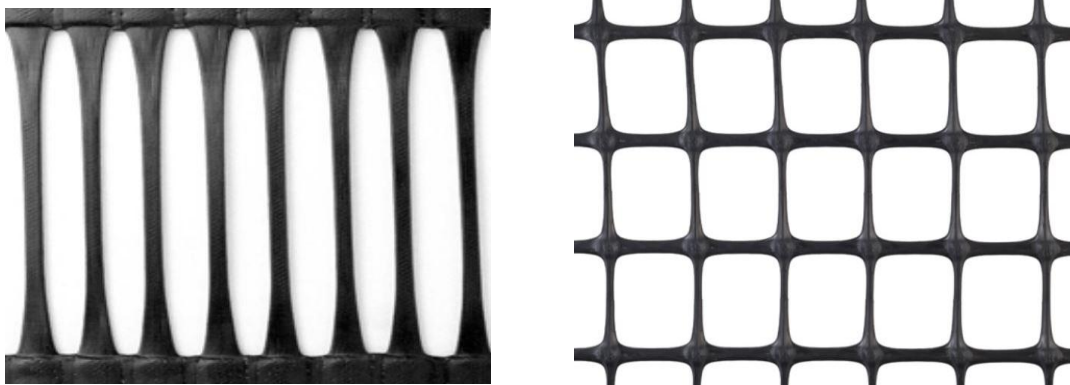


Figura 10 Geogriglia estrusa monodirezionale (sinistra), geogriglia estrusa bidirezionale (destra)

Tessitura: le geogriglie tessute sono ottenute mediante tessitura a maglia aperta di bande di fili polimerici, solitamente poliestere, ricoperte con un bagno di polivinilcloruro (PVC) in grado di garantire la resistenza strutturale delle giunzioni. Le geogriglie così ottenute avranno una maglia in genere quadrata con dimensioni maggiori rispetto alle strisce che le costituiscono.

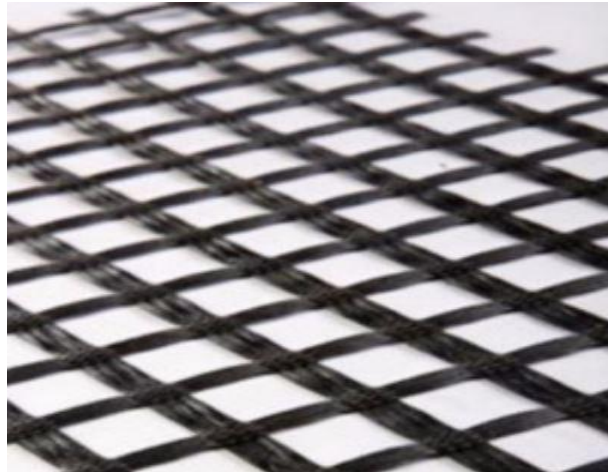


Figura 11 Geogriglia tessuta

Saldatura: le geogriglie saldate sono realizzate mediante processo di saldatura di strisce di fili in poliestere (PET) ricoperti da un bagno di polietilente a bassa densità (LDPE). I fili di poliestere non sono collegati tra loro in quanto la saldatura è superficiale ed interessa quindi solamente lo strato di copertura.

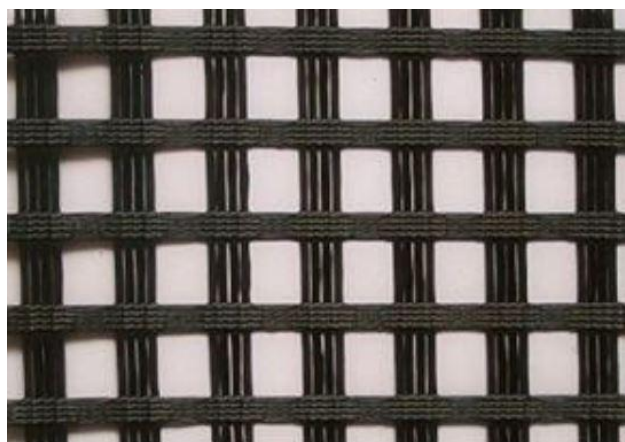


Figura 12 Geogriglia saldata

4.2.2 Caratteristiche

Le geogriglie sono caratterizzate da bassa deformabilità, alti moduli di resistenza alle basse deformazioni, bassa resistenza al danneggiamento. È inoltre necessaria la stabilizzazione agli UV. L'interazione tra la geogriglia stessa e il terreno avviene per attrito all'interfaccia tra terreno e superficie piena della geogriglia e per incastro dei grani di terreno nella parte vuota. Le caratteristiche delle geogriglie così come il processo di realizzazione dipendono dal tipo di polimero utilizzato. Di seguito si riporta una tabella qualitativa realizzata dalla società TENAX geosynthetics nella quale sono indicate le caratteristiche di alcuni dei polimeri maggiormente impiegati nella produzione di geogriglie.

Tabella 4 Caratteristiche di alcuni polimeri impiegati per la realizzazione di geogriglie

	modulo al 2%	resistenza chimica	danneggiamento	creep
POLIPROPILENE				
POLIETILENE AD ALTA DENSITA'				
POLIESTERE				

ottimo
discreto
scarso

TENAX
GEOSYNTHETICS

Vengono di seguito riportate alcune schede tecniche relative a vari tipi di geogriglie presenti sul mercato.

TENAX TT SAMP

Tipo: **045 - 060 - 090 - 120**

Geogriglie monorientate



Le geogriglie TENAX **TT SAMP** sono prodotti progettati specificamente per il rinforzo del terreno. Esse sono prodotte tramite una esclusiva tecnologia di estrusione e stiro utilizzando polimeri aventi elevate caratteristiche. Le geogriglie TENAX **TT SAMP** sono caratterizzate da elevato modulo elastico e da una grande resistenza a trazione di lungo periodo.

Applicazioni tipiche

Muri di contenimento; pendii ripidi rinforzati; recupero pendii franosi; stabilizzazione di rilevati; rinforzo argini discariche.

CARATTERISTICHE FISICHE	METODO DI PROVA	UNITA'	SPECIFICHE	NOTE
STRUTTURA			GEOGRIGLIE MONORIENTATE	
TIPO DI MAGLIA			APERTURE OVALI	
COLORE STANDARD			NERO	
TIPO DI POLIMERO			HDPE	
STABILIZZANTE U.V.			CARBON BLACK	
IMBALLO			BOBINE CON ETICHETTA DI IDENTIFICAZIONE	

CARATTERISTICHE DIMENSIONALI	METODO DI PROVA	UNITA'	TT 045 SAMP	TT 060 SAMP	TT 090 SAMP	TT 120 SAMP	NOTE
APERTURE MD		mm	220	220	220	220	b,d
APERTURE TD		mm	13/20	13/20	13/20	13/20	b,d
PESO UNITARIO	ISO 9864	g/m ²	320	420	600	800	b
LARGHEZZA BOBINA		m	2.0	2.0	2.0	2.0	b,f
LUNGHEZZA BOBINA		m	50.0	40.0	30.0	30.0	b
DIAMETRO BOBINA		m	0.30	0.30	0.31	0.34	b
VOLUME BOBINA		m ³	0.18	0.18	0.19	0.23	b
PESO LORDO BOBINA		kg	32.0	33.6	36.0	48.0	b

CARATTERISTICHE TECNICHE	METODO DI PROVA	UNITA'	TT 045 SAMP	TT 060 SAMP	TT 090 SAMP	TT 120 SAMP	NOTE
RESISTENZA AL 2% DI ALLUNGAMENTO	ISO 10319	kN/m	11.0	17.0	26.0	36.0	a,c
RESISTENZA AL 5% DI ALLUNGAMENTO	ISO 10319	kN/m	25.0	32.0	50.0	72.0	a,c
RESISTENZA MASSIMA A TRAZIONE	ISO 10319	kN/m	45.0	60.0	90.0	120.0	a,c
ALLUNGAMENTO A SNERVAMENTO	ISO 10319	%	11.5	13.0	13.0	13.0	b,c
RESISTENZA GIUNZIONI	GRI-GG2	kN/m	36.0	50.0	80.0	110.0	b
Resistenza di Progetto di Lungo Termine – Stato Limite di Servizio	ISO 13431	kN/m	18.5	24.6	36.9	49.2	a,e

NOTE:

- a) Valori determinati con limite inferiore di confidenza del 95%, ISO 2602
- b) Valori tipici
- c) Prove effettuate utilizzando estensimetri a 100 mm/min a 20°C
- d) MD : longitudinalmente alla bobina
- TD : trasversalmente alla bobina
- e) Resistenza di progetto determinata a 20°C per 120 anni di durata prevista dell'opera con terreni aventi massimo 40 mm di diametro
- f) Su richiesta disponibile in larghezza 1 m

Figura 13 Scheda tecnica relativa a geogriglia monorientata in HDPE (TENAX TT SAMP) TENAX

TENAX LBO SAMP

Tipo: **370**

Geogriglie biorientate



Le geogriglie TENAX **LBO SAMP** sono prodotti in polipropilene progettati specificamente per la stabilizzazione ed il rinforzo dei terreni. Le geogriglie TENAX **LBO SAMP** sono prodotte con un esclusivo sistema di estrusione e stiro biassiale per aumentare le loro caratteristiche tensionali. Le geogriglie TENAX **LBO SAMP** hanno un elevato modulo a trazione ed una eccellente resistenza al danneggiamento durante la posa in opera. L'incastro dei granuli nelle aperture consente un efficace rinforzo del terreno.

Applicazioni tipiche

Rinforzo di sottofondi stradali; riduzione dello spessore della ghiaia; ripartizione dei carichi statici e dinamici; rinforzo di pendii; stabilizzazione di rilevati; materassi antierosivi.

CARATTERISTICHE FISICHE	METODO DI PROVA	DATA
STRUTTURA		GEOGRIGLIE BIORIENTATE
TIPO DI MAGLIA		APERTURE RETTANGOLARI
COLORE STANDARD		NERO
TIPO DI POLIMERO		POLIPROPILENE
CARBON BLACK	ASTM D4218	2.0%
IMBALLO	ISO 10320	BOBINE IN FILM DI POLIETILENE CON ETICHETTA

CARATTERISTICHE DIMENSIONALI	METODO DI PROVA	UNITA'	LBO 370 SAMP	NOTE
APERTURA MD		mm	65	b,d,e
APERTURA TD		mm	65	b,d,e
PESO UNITARIO	ISO 9864	g/m ²	370	b
LARGHEZZA BOBINA		m	4.0	b,f
LUNGHEZZA BOBINA		m	50.0	b
DIAMETRO BOBINA		m	0.35	b
VOLUME BOBINA		m ³	0.50	b
PESO LORDO BOBINA		kg	81.0	b

CARATTERISTICHE TECNICHE	METODO DI PROVA	UNITA'	LBO 370 SAMP		NOTE
			MD	TD	
RESISTENZA al 2% DI ALLUNGAMENTO	ISO 10319	kN/m	11.0	12.0	b,c,d
RESISTENZA a TRAZIONE	ISO 10319	kN/m	30.0	30.0	a,c,d
ALLUNGAMENTO a SNERVAMENTO	ISO 10319	%	12.0	12.0	b,c,d

NOTE:

a) Valori determinati con limite inferiore di confidenza del 95%, ISO 2602

b) Valori tipici

c) Prove effettuate utilizzando estensimetri

d) MD: longitudinalmente alla bobina

TD: trasversalmente alla bobina

e) Tolleranza per Apertura MD e TD: ± 3 mm

f) Disponibile anche in altre altezze: 4.3m

Figura 14 Scheda tecnica relativa a geogriglia biorientata in polipropilene (TENAX LBO SAMP) TENAX

4.3 Georeti (GNE)

Le georeti sono geosintetici aventi struttura a rete planare e regolare costituita da due o tre fili sovrapposti in modo tale da formare aperture regolari. Gli elementi costituenti sono uniti per estrusione di polimeri termoplastici, quali, ad esempio, il polietilene ad alta densità. Nella fase produttiva, i fili vengono tra loro uniti nei punti di contatto quando si trova ancora in uno stato semifluido in modo da poterli saldare tra loro.

Le georeti trovano impiego nel drenaggio di discariche. Esse infatti sono spesso utilizzate con funzione di drenaggio e vengono adoperate congiuntamente a geotessili o geomembrane aventi funzione di filtro (nel caso di geotessile) o impermeabilizzazione (nel caso di geomembrane).



Figura 15 Georete bidimensionale (sinistra) e georete tridimensionale (destra)

4.4 Geocelle (GCE)

Le geocelle sono particolari geosintetici tridimensionali costituiti da celle realizzate per assemblaggio oppure per estrusione di materiali sintetici. La struttura che si ottiene è a nido d'ape o di forma simile.

Tale geosintetico ha come funzione principale quella di confinamento e il suo impiego è legato al controllo dell'erosione. Le celle vengono riempite con il terreno che sarà così confinato e non potrà scivolare verso valle. Vengono quindi solitamente utilizzate su pendii e rilevati.

Nell'impiego di geocelle è importante che vi sia un'apertura all'altezza delle giunzioni affinché sia garantito il passaggio dell'acqua. Altri impieghi delle geocelle sono: drenaggio di biogas in discarica e parcheggi.

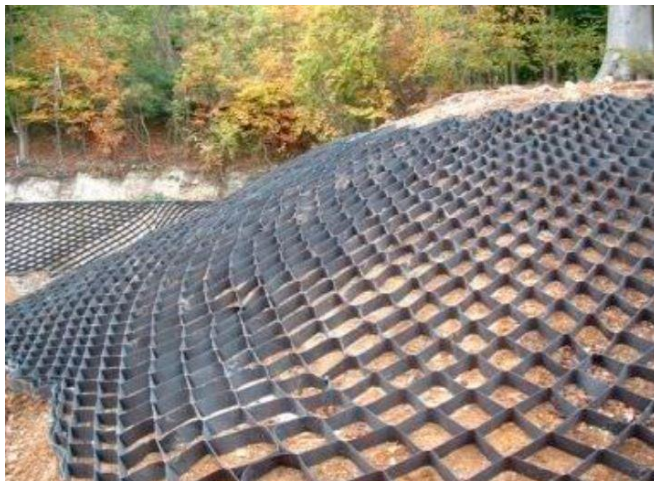


Figura 16 Geocelle

4.5 Geostricce

Le geostricce sono geosintetici formati da bande di materiale polimerico. Esse trovano applicazione con funzione di rinforzo in rilevati nei quali vengono posati a distanze regolari sia verticalmente che orizzontalmente. Migliorano le caratteristiche del terreno conferendo una resistenza a trazione nella direzione di posa. Nella progettazione di opere con impiego di geostricce sarà necessario determinare l'interspazio tra di essi, sia orizzontale che verticale.

4.6 Geostuoie (GMA)

Le geostuoie hanno struttura tridimensionale realizzata con filamenti di polimeri o altri elementi sintetici o naturali aggrovigliati oppure con cucitura di reti estruse. Nel caso di filamenti aggrovigliati, si avrà un'elevata deformabilità a seguito dello schiacciamento da parte del terreno. Nel caso di reti estruse, le geostuoie, saranno composte da due strati di reti piane con all'interno una terza rete che sarà, però, piegata ed avrà come scopo quello di rendere la struttura indeformabile e di aumentare lo spessore.

Le geostuoie sono caratterizzate da un elevato indice dei vuoti, solitamente superiore al 90%. Possono essere rivestite con una geogriglia per aumentare la resistenza longitudinale.

Le geostuoie sono impiegate su pendii o scarpate con l'obiettivo di contrastare i fenomeni erosivi dovuti ad acque meteoriche. Esse, infatti, costituiscono una protezione superficiale durante il periodo di crescita della vegetazione. Si possono impiegare anche su sponde di corsi d'acqua e canali ma limitatamente alle zone non bagnate dall'acqua e solamente sottoposte ad azioni di ruscellamento e acque meteoriche.



Figura 17 Geostuoia

4.7 Geospacer (GSP)

I geospacer sono strutture polimeriche tridimensionali progettate per creare uno spazio a elevato indice di vuoti nel suolo.

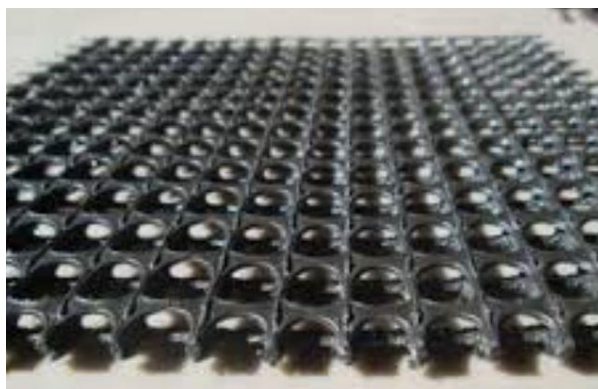


Figura 18 Geospacer

4.8 Geosintetici con funzione barriera

La geomembrana è uno strato di materiale sintetico caratterizzato da una bassissima permeabilità (10^{-13} - 10^{-14} cm/s). Essa è utilizzata nelle discariche come strato impermeabile, sia di fondo che di copertura. Dato il ruolo importante che essa ricopre, dovrà essere sottoposta a rigorosi controlli di conformità affinché siano rispettati i requisiti minimi di qualità. In particolare, le caratteristiche da controllare sono: composizione, spessore nominale, resistenza a trazione e lacerazione, stabilità dimensionale e punzonamento statico. Per garantire l'efficienza d'impermeabilizzazione sarà fondamentale, inoltre, effettuare dei controlli nelle zone di saldatura tra una geomembrana e l'altra. I teli di geomembrane possono avere superfici lisce o scabre, nel secondo caso si parlerà di geomembrane "ad aderenza migliorata".

I polimeri impiegati per la realizzazione di geomembrane sono solitamente HDPE (polietilene ad alta densità), LDPE (polietilene a bassa densità), VFPE (polietilene molto flessibile), CSPE-R (polietilene clorosolfonato rinforzato), PP (polietilene), PVC (polivinilcloruro).

Secondo il materiale utilizzato, essi si suddividono in geosintetici bentonitici, polimerici e bituminosi.

Nella norma EN 13492 sono indicate le caratteristiche che devono avere i geosintetici impiegati, come barriere, nella realizzazione di discariche per lo smaltimento, opere per il trasferimento o il contenimento di rifiuti liquidi e tutte le prove che devono essere eseguite per determinare le caratteristiche di tali geosintetici. Nella norma EN 13493 sono presenti le stesse indicazioni della norma EN 13492 ma essa è riferita all'impiego dei geosintetici con funzione di barriera alla presenza di rifiuti solidi.

Le geomembrane bentoniche sono realizzate con l'ausilio di argilla (bentonite) che, grazie alla sua permeabilità molto ridotta, permette di ottenere un geosintetico con caratteristiche tali da poter essere impiegato con funzione di barriera.

Le geomembrane polimeriche possono essere omogenee o rinforzate a seconda che vi sia o no un elemento di rinforzo. Tali geosintetici sono poi suddivisi in geomembrane plastometriche e geomembrane elastometriche.

Le geomembrane bituminose, invece, sono fogli con spessore di 3-6 mm fabbricati mediante lavorazione di mescola fusa costituita da una miscela di bitumi e polimeri.

4.9 Geocompositi (GCO)

I geocompositi sono geosintetici ottenuti dalla combinazione, in fase di produzione, di geogriglie, geotessili, geomembrane o altri materiali. L'obiettivo è ottenere un geosintetico con caratteristiche migliori rispetto ai singoli elementi utilizzati. In questo modo è possibile avere un elemento in grado di assolvere più compiti, un risultato che sarebbe impossibile da ottenere con l'ausilio di un solo geosintetico. Si distinguono due tipi di geocompositi: geocompositi per il drenaggio e geocompositi bentonitici.

I geocompositi per il drenaggio si possono ottenere principalmente con i seguenti abbinamenti:

- geotessili + georete
- geotessile + geogriglia
- geotessile + geomembrana
- geomembrane + georete

I geocompositi bentonitici sono costituiti da uno strato sottile di argilla racchiuso tra due geotessili o geomembrane. I vari elementi sono uniti tra loro tramite cucitura, incollaggio o agugliatura in modo da ottenere una struttura con permeabilità molto bassa (10^{-10} - 10^{-11} cm/s). Si possono distinguere tre tipi di geocompositi bentonitici. Il primo è ottenuto andando a fissare meccanicamente uno strato di bentonite tra due geotessili. Il secondo tipo è dato dalla composizione di una polvere bentonitica miscelata con un collante e inserita anch'essa tra due geotessili. Il terzo e ultimo tipo di geocomposito bentonitico è realizzato utilizzando bentonite+collante che andrà ad aderire a una geomembrana in polietilene ad alta densità (HDPE).

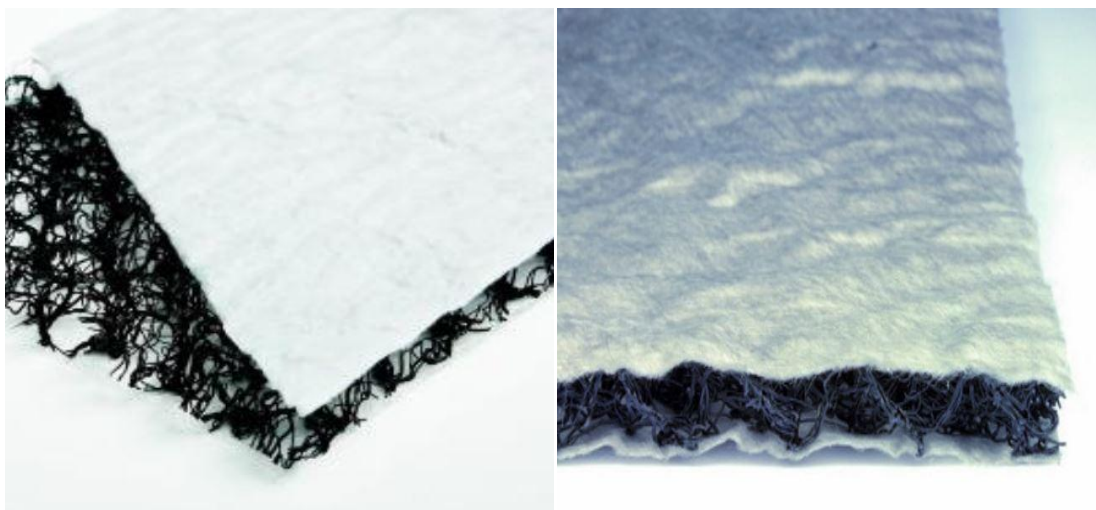


Figura 19 Geocomposito drenante costituito da una geostuoia tridimensionale in polipropilene accoppiata su entrambi i lati a due geotessili non tessuti in polipropilene (sinistra). Geocomposito drenante con anima in monofilamenti e due strati di geotessile non tessuto (destra)



Figura 20 Geocomposito realizzato con un nucleo in geostuoia ad alto indice di vuoti in monofilamenti in PP accoppiato ad uno/due filtri/membrana impermeabile



Figura 21 Geocomposito drenante realizzato con filamenti estrusi accoppiato con due strati di geotessile nontessuto (sinistra). Geocomposito ottenuto con l'accoppiamento di una georete con due geotessili (destra)

Capitolo 5

Terre rinforzate

La terra rinforzata è un materiale composito realizzato con l'obiettivo di combinare la resistenza a compressione del terreno con la resistenza a trazione data, invece, dal rinforzo. Questa tecnologia di miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno è realizzata mediante l'applicazione di strati di rinforzo sia polimerici (geosintetici) che metallici. Nel secondo caso si parlerà più propriamente di terre armate. Nell'utilizzo di rinforzi, è bene ricordare che, oltre alla resistenza fornita dagli elementi di rinforzo, si rivela di fondamentale importanza la valutazione delle deformazioni a cui deve essere soggetto l'elemento, affinché espliciti le proprie caratteristiche di resistenza. Infatti, qualora le deformazioni necessarie non siano compatibili con il funzionamento della struttura, il rinforzo impiegato risulterà del tutto inutile.

Questa tecnologia è definita "a stabilizzazione interna" in quanto il rinforzo viene introdotto all'interno della struttura. Le sollecitazioni del terreno sono trasferite al rinforzo per attrito e taglio, andando in questo modo a mobilitare la resistenza a trazione. L'impiego di elementi di rinforzo interni crea un sistema di stabilizzazione tale per cui la massa di terreno è suddivisa in modo che ogni sezione sia sostenuta da uno strato di rinforzo. Ciò si differenzia dai sistemi a stabilizzazione esterna in cui la forza resistente globale è esercitata dalla struttura nel suo complesso, e non più localmente.

Il concetto di terreno rinforzato è noto sin dall'antichità. L'impiego di strati naturali, quali foglie di palma, paglia e altri elementi vegetali, permetteva di garantire una resistenza a trazione alla struttura che, altrimenti, non avrebbe avuto. Negli anni '60 l'ingegnere francese Henry Vidal, con il brevetto "terre armée", diede il via alla tecnologia della terra armata come la conosciamo oggi. I suoi studi hanno permesso di conoscere meglio il fenomeno d'interazione tra il terreno e il rinforzo che sono alla base di questa metodologia di miglioramento del terreno.

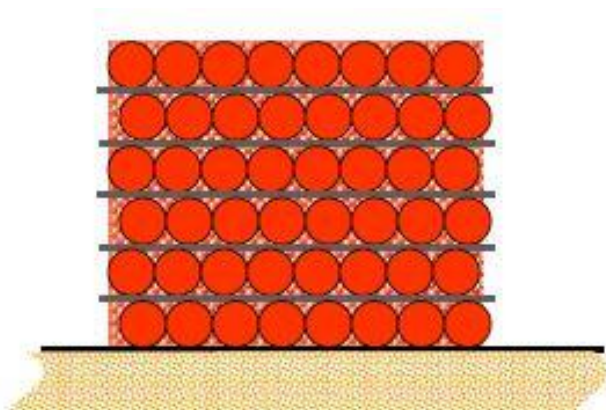


Figura 22 Principi di funzionamento delle terre armate

La tecnica della terra armata consiste nel posizionare strisce metalliche all'interno di un terrapieno. La presenza di questi elementi di rinforzo permette di realizzare strutture con fronte verticale, sul cui fronte sono posizionati pannelli prefabbricati in calcestruzzo, che contengono il terreno, impedendo fenomeni erosivi e di dilavamento superficiale ma non hanno funzione di resistenza a trazione, la quale viene invece richiesta alle strisce metalliche.



Figura 23 Esempi di strutture in terra armata

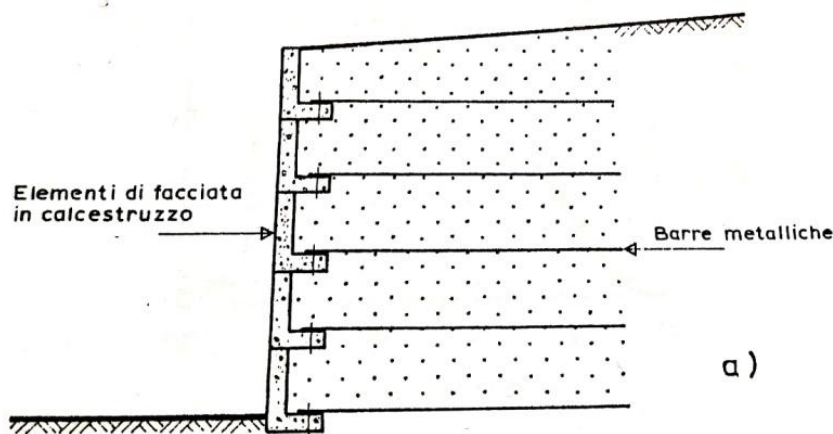


Figura 24 terra armata

A partire dagli anni '70, il miglioramento di strutture con inserzione di rinforzi si è concentrato maggiormente sull'ausilio di materiali polimerici, i cosiddetti geosintetici.

Negli ultimi decenni, questa tecnologia si è diffusa notevolmente. Questo boom è legato sia ad aspetti economici sia tecnici. La realizzazione di opere mediante geosintetici risulta economicamente vantaggiosa, oltre ad essere un metodo molto versatile e di semplice applicazione. In breve tempo sono stati fatti investimenti importanti, ciò ha permesso di ampliare la scelta, i campi di utilizzo e, grazie agli innumerevoli studi, si dispone oggi di un vasto serbatoio di informazioni e dati dai quali attingere per risolvere problemi ingegneristici anche complessi. Sono in oltre stati sviluppati, e messi a punto, numerosi metodi per la misurazione delle fondamentali proprietà di tali rinforzi sintetici.

La tecnica di rinforzo con geosintetici è analoga a quella di rinforzi metallici. La differenza è legata alla sostituzione di armature metalliche con reti sintetiche, realizzate in modo da garantire elevate caratteristiche meccaniche e di resistenza allo sfilamento. L'impiego di materiali polimerici permette di eliminare il problema di corrosione, invece presente nelle armature metalliche, ma al tempo stesso introduce problematiche relative a degradi chimici, fisici, biologici e fenomeni di creep, che possono causare perdita di efficacia a lungo termine. Questi processi sono legati alla natura del polimero e al processo produttivo.

Si riportano di seguito le proprietà di alcuni tra i polimeri maggiormente impiegati nella realizzazione di geosintetici e un'indicazione sulle relative resistenze ad agenti chimici, fisici e biologici.

Tabella 5 Proprietà di alcuni tra i polimeri maggiormente impiegati nei geosintetici

	POLIETILENE AD ALTA DENSITA' (HDPE)	POLIPROPILENE (PP)	POLIESTERE (PET)	POLIAMMIDE (PA)
Densita' (Kg/mc)	950	910	1380	1140
Tasso di ripresa d'umidita' (%)	< 0,05	< 0,05	0,4	6,5
Temperatura di fusione (°C)	125	165	250	250
Temperatura di rammollimento (°C)	110	140	220 – 240	230
Tenacita' (N/Tex)	0,4 – 0,6	0,4 – 0,65	0,4 – 0,8	0,4 – 0,8
Allungamento a trazione per fibre non ritorte (%)	20 – 50	15 – 50	10 – 25	20 – 40
Resistenza a:				
- Acidi	Eccellente	Eccellente	Buona	Sufficiente
- Basi	Eccellente	Eccellente	Sufficiente	Buona
- Solventi clorurati ed aromatici	Sufficiente	Sufficiente	Buona	Buona
- Agenti ossidanti	Scarsa	Buona	Buona	Sufficiente
- Raggi UV	Scarsa	Scarsa	Sufficiente	Sufficiente
- Funghi	Eccellente	Buona	Sufficiente	Buona
- Insetti	Eccellente	Sufficiente	Sufficiente	Sufficiente
- Vermi	Eccellente	Sufficiente	Sufficiente	Sufficiente
- Riscaldamento secco	Sufficiente	Sufficiente	Buona	Sufficiente
- Riscaldamento umido	Sufficiente	Sufficiente	Sufficiente	Buona
- Abrasione	Buona	Buona	Eccellente	Eccellente

Le prime opere di terra rinforzata con geosintetici risalgono a metà degli anni '70. I geosintetici impiegati furono i geotessili sia tessuti che nontessuti. Alcuni anni dopo furono introdotte le geogriglie le quali, grazie alla loro struttura a maglia aperta, permettevano di garantire resistenza a trazione, non solo per attrito dell'interfaccia con il terreno ma grazie anche a fenomeni di confinamento dei grani di terreno nelle zone vuote della maglia.

I geosintetici utilizzati con funzione di rinforzo sono solitamente impiegati in pendii e muri in terra rinforzata e fondazioni di rilevati su terreni comprimibili.

Il terreno di riempimento dell'opera in terra rinforzata può essere di qualunque tipo. Migliori sono, però, le sue caratteristiche e minore saranno la resistenza a trazione e la lunghezza di ancoraggio richiesta al geosintetico.

Nella realizzazione di pendii ripidi e muri verticali in terra rinforzata, la stabilizzazione dell'opera avviene agendo internamente, i rinforzi sono applicati all'interno del terreno.

Nel caso di utilizzo di strisce o barre di rinforzo, sia polimeriche sia metalliche, oppure con l'ausilio di geotessili, il meccanismo d'interazione tra terreno e rinforzo avviene solamente per attrito tra i due componenti. L'impiego di geogriglie, invece, permette di ottenere una duplice interazione. Grazie alla struttura aperta del rinforzo, oltre ad avere un incremento di resistenza dovuta all'attrito sulla superficie piena, si crea una resistenza passiva contro le barre trasversali, legata all'incastro dei grani di terreno nelle aperture della geogriglia. La resistenza al taglio del terreno rinforzato dipenderà, quindi, in questo caso, sia dalle caratteristiche dell'elemento di rinforzo sia da quelle del terreno. L'utilizzo sempre più diffuso delle geogriglie ha permesso la realizzazione di opere anche di dimensioni notevoli con terreni aventi caratteristiche meccaniche scadenti, riducendo in maniera considerevole i costi di realizzazione delle opere stesse.

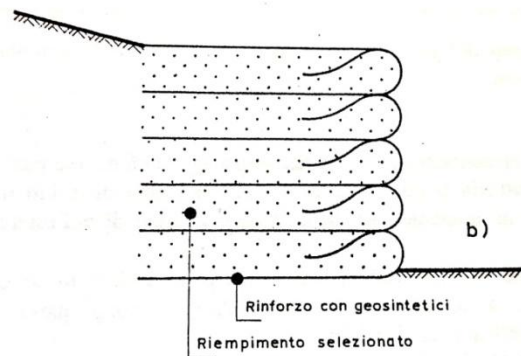
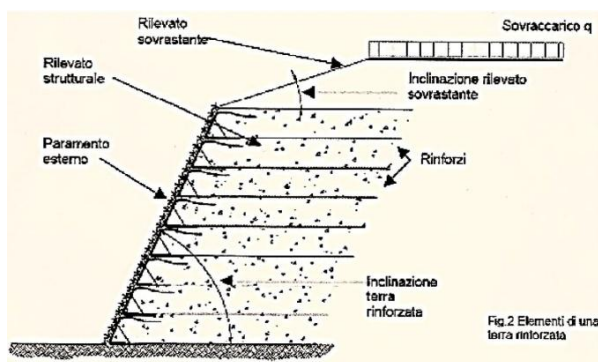


Figura 25 Strutture in terra rinforzata

Capitolo 6

Principi di funzionamento

Nelle terre armate e nelle terre rinforzate si possono individuare meccanismi di mobilitazione delle sollecitazioni di trazione all'interno dell'opera. Le armature mobilitate per prime sono quelle inferiori e l'entità delle sollecitazioni di trazioni cresce al procedere in altezza del rilevato. Ad opera conclusa, si avranno delle sollecitazioni di trazione nei rinforzi, che saranno crescenti con la profondità. Quest'andamento sarà maggiormente accentuato nella parte alta e tenderà a smorzarsi in quella inferiore. In particolare, all'interno dell'ammasso rinforzato, vengono a crearsi due zone ben distinte, la zona attiva e la zona passiva.

6.1 Zona attiva

Nella zona cosiddetta attiva, collocata a monte del paramento, il terreno tende a muoversi verso di esso ma è trattenuto dalle tensioni tangenziali di attrito, che si creano tra il terreno e il rinforzo. Il terreno esercita sul rinforzo un'azione di trascinamento, che si traduce nell'applicazione di τ di attrito dirette verso l'esterno. Le forze di trazione nel rinforzo avranno un valore T_0 , non nullo in corrispondenza del paramento e tenderanno a crescere allontanandosi da esso, fino a raggiungere un valore massimo (T_{MAX}) in corrispondenza della zona limite, che separa la zona attiva da quella passiva.

Il valore massimo delle tensioni T_{MAX} , situato sulla superficie di separazione tra la zona attiva e quella passiva e la posizione di tale superficie, non sarà costante lungo tutta l'altezza dell'opera. Il luogo dei punti delle T_{MAX} formerà una curva. Nella zona alla base della struttura si avrà un allontanamento importato rispetto al paramento, salendo verso la parte superiore. La posizione di tale curva tenderà, poi, a stabilizzarsi a una distanza rispetto al paramento, pari a $D = 0.3H$ (dove D è la distanza tra paramento e superficie di T_{MAX} mentre H è l'altezza dell'opera).

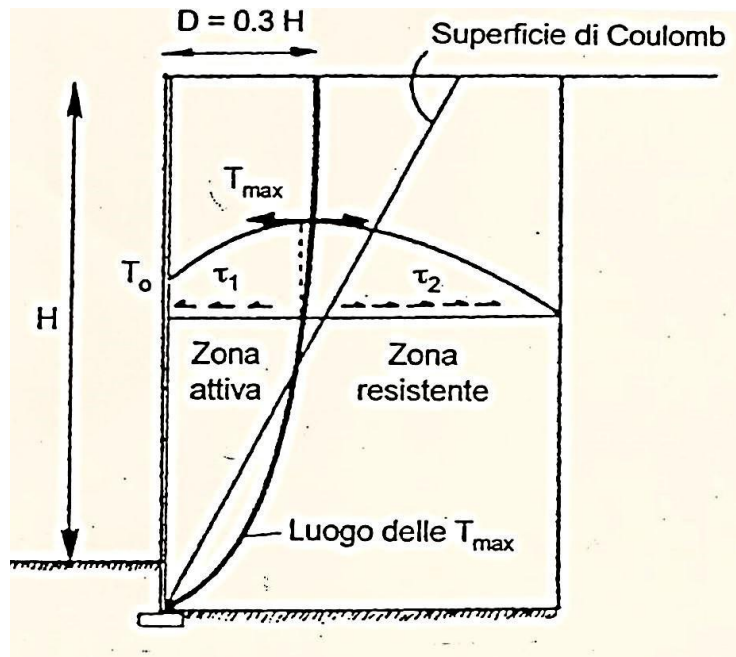


Figura 26 Andamento delle $T_{\max}$

Nella fase progettuale, si ritiene una buona approssimazione considerare tale curva come rappresentato in figura 27, andando a considerare due tratti. Nel primo, che parte dalla base e sale fino a $H/2$, si ha la superficie che, salendo, si allontana linearmente dal paramento. La parte superiore (da $H/2$ a H) è invece considerata costante e pari a $D=0.3H$.

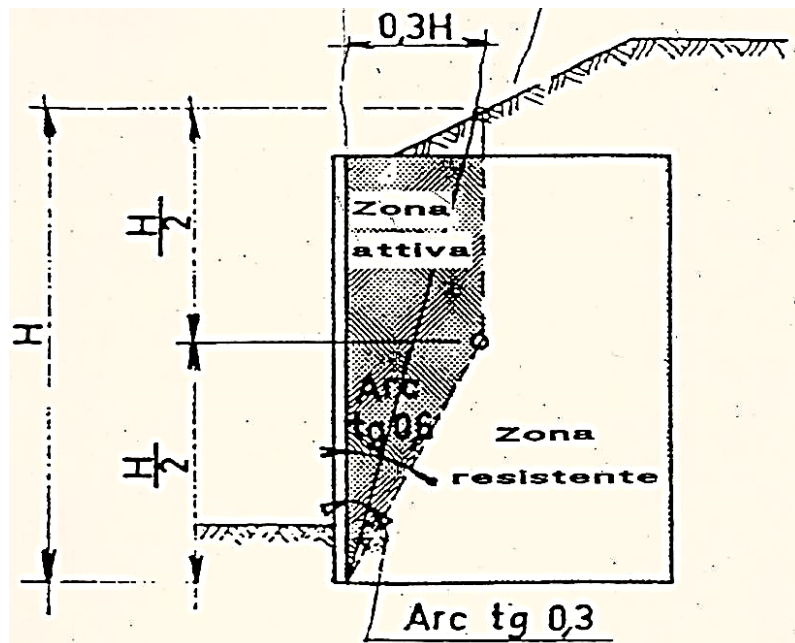


Figura 27 Andamento delle $T_{\max}$ per la progettazione

6.2 Zona passiva

La zona passiva, o resistente, è situata oltre quella attiva. In questa zona, il terreno è fermo, mentre i rinforzi, per effetto delle forze di trazione dirette verso l'esterno, a cui sono assoggettati nella zona attiva, sono sollecitati a sfilamento. Le tensioni tangenziali di attrito, alle quali sono soggette le parti di armatura situate in questa zona, tendono a decrescere verso l'interno dell'opera, fino ad annullarsi all'estremo del rinforzo.

La conoscenza di T_{MAX} è fondamentale nel dimensionamento di un'opera in terra rinforzata. Osservazioni sperimentali hanno mostrato come effettivamente la superficie di rottura si vada a creare all'incirca in corrispondenza di quella relative alle T_{MAX} . Le forze di trazione massime sono legate alla spinta orizzontale, che viene esercitata dal terreno contro la zona attiva. Il coefficiente di spinta che si ottiene rimane circa costante e pari al coefficiente di spinta a riposo K_0 nella parte superiore mentre, nella metà inferiore della struttura, tende a diminuire con la profondità, fino a raggiungere il valore del coefficiente di spinta attiva K_a . Secondo il tipo di rinforzo impiegato si ha un andamento diverso del coefficiente di spinta orizzontale con la profondità. Tale differenza è legata alla rigidità del rinforzo come dimostrato nel 1997 da Ghionna e Moraci.

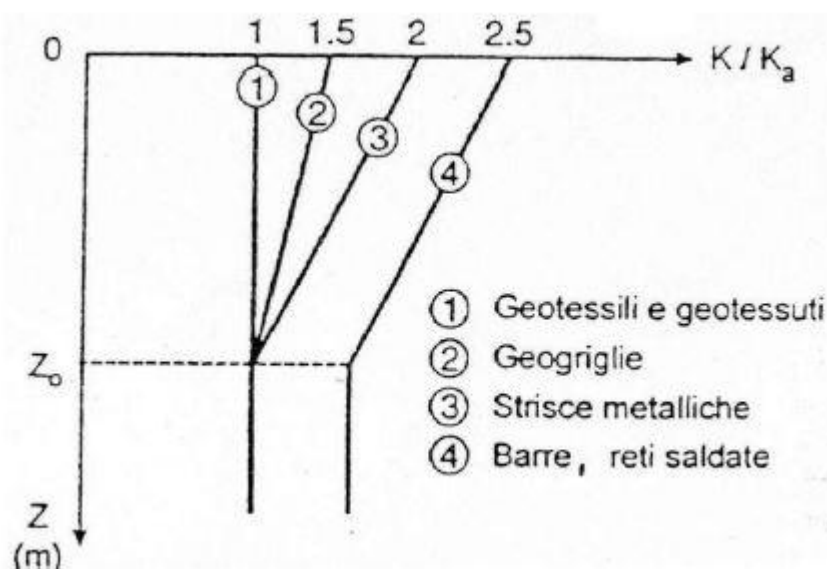


Figura 28 Andamento di K/K_a in funzione della profondità per diverse tipologie di rinforzo

L'utilizzo di geogriglie permette di risolvere problemi geotecnici, sfruttando l'interazione tra esse e il terreno. Un'aliquota degli sforzi sarà assorbita dalla geogriglia e, di conseguenza, verranno ridotte le deformazioni, accrescendo la stabilità dell'opera. Il miglioramento meccanico del suolo rinforzato sarà legato a un incremento della resistenza a compressione e della resistenza al taglio.

Si prenda una massa di terreno di dimensioni praticamente infinite; l'applicazione di uno sforzo verticale σ_y andrà a generare una deformazione dell'elemento stesso e un conseguente sforzo orizzontale σ_h , causato dal terreno adiacente, che si oppone alla deformazione. Nel caso in cui venga applicato uno sforzo verticale σ_y al terreno rinforzato con un elemento resistente a trazione, in aggiunta all'espansione laterale dell'elemento di terreno, si avrà anche l'estensione del rinforzo. Quest'ultima genera una forza di trazione T nel rinforzo, che produce a sua volta uno sforzo orizzontale σ_h^* . L'azione di confinamento del rinforzo andrà quindi ad agire sulle deformazioni riducendole. In definitiva, l'utilizzo di geogriglie permette di ridurre gli sforzi e le deformazioni che agiscono sul terreno quindi, a parità di deformazioni del terreno, sarà possibile aumentare il carico.

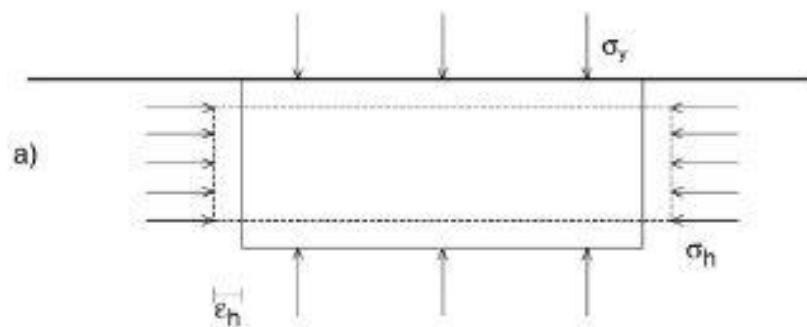


Figura 29 Elemento di terreno senza rinforzo

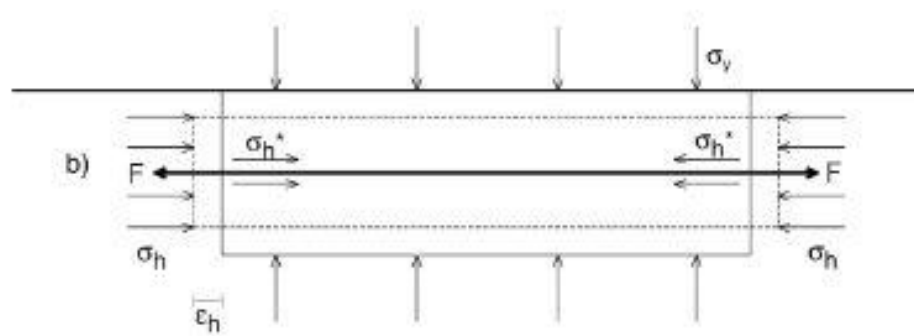


Figura 30 Elemento di terreno con rinforzo

Analizzando lo sforzo di taglio di un terreno non coesivo, si ha che $(\tau_{yx})_{max}$ è descritta dalla seguente equazione:

$$(\tau_{yx})_{max} = \sigma_y \tan \phi_{max} \quad (6.1)$$

Dove ϕ_{max} è l'angolo di resistenza al taglio del terreno, mentre $(\tau_{yx})_{max}$ è il massimo sforzo di resistenza al taglio fornito dal terreno.

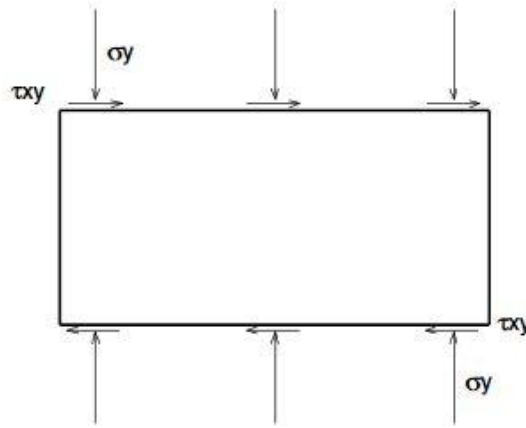


Figura 31 Elemento di terreno senza rinforzo

Nel caso di applicazione di rinforzo al terreno, si generano due ulteriori componenti di resistenza, che vanno quindi ad aumentare la resistenza al taglio totale. Scomponendo la forza T , nella componente tangenziale e normale, si ottiene che la componente tangenziale $T \sin \theta$ genera direttamente uno sforzo di taglio, mentre nella componente normale $T \cos \theta$ interviene l'angolo di resistenza al taglio del terreno. Lo sforzo di taglio resistente nel terreno rinforzato sarà quindi dato da tre componenti come riportato nella formula sottostante.

$$(\tau_{yxr})_{max} = \sigma_y \tan \phi_{max} + \left(\frac{T}{A_s} \right) \cos \theta \tan \phi_{max} + \left(\frac{T}{A_s} \right) \sin \theta \quad (6.2)$$

Dove A_s indica l'area dell'elementino di terreno, mentre $(\tau_{yxr})_{max}$ è il massimo valore di resistenza al taglio del terreno rinforzato.

L'aggiunta di un elemento di rinforzo andrà quindi ad incrementare lo sforzo normale sull'elementino di $\sigma_y^{\wedge} = \left(\frac{T}{A_s}\right) \cos \vartheta$.

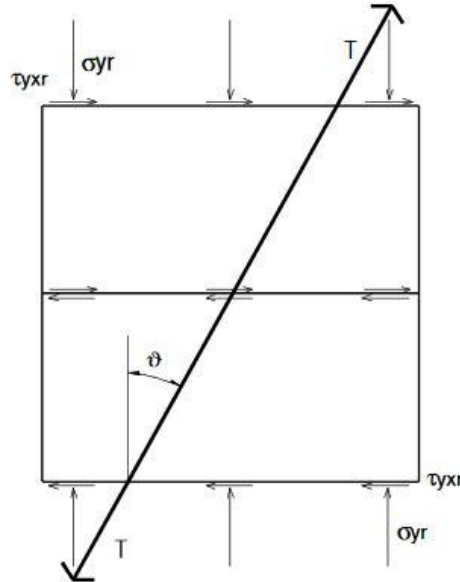


Figura 32 Elemento di terreno con rinforzo

La resistenza al taglio del terreno rinforzato sarà influenzata da:

- caratteristiche meccaniche del rinforzo (resistenza a trazione e rigidezza);
- caratteristiche spaziali (posizione del/dei rinforzi all'interno della struttura);
- caratteristiche geometriche (forma, dimensione delle aperture nella maglia);
- caratteristiche di creep (fenomeni viscosi interessano il geosintetico sul lungo periodo);
- durabilità (il rinforzo durante la posa e l'intera vita utile è soggetto ad azioni meccaniche, chimiche e biologiche che possono comprometterne l'efficacia).

Capitolo 7

Approcci teorici

Nel seguente paragrafo saranno esposti alcuni degli approcci teorici proposti, a partire dagli anni '80, per lo studio di terre rinforzate. I cenni alle teorie esposte in questo paragrafo sono tratti al BS (British Standard), dalle NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni) e dagli studi di Michalowski, Jewell, Giroud e Palmeira.

7.1 Rimandi al British Standard

Il British Standard "code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills" contiene raccomandazioni e linee guida relative all'impiego di suoli rinforzati. I rinforzi, impiegabili per migliorare le caratteristiche del suolo, possono essere: strisce, griglie o maglie metalliche, geosintetici o ancoraggi.

7.1.1 Concetti e principi fondamentali

L'approccio utilizzato nel dimensionamento di opere in suolo rinforzato, illustrato nel BS, si basa sui principi di stato limite. I due limiti presi in analisi sono: lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio.

Lo stato limite ultimo viene raggiunto per un dato tipo di rottura, quando le forze instabilizzanti raggiungono o superano quelle stabilizzanti. I margini di sicurezza vengono incrementati introducendo fattori di sicurezza al materiale, ai carichi applicati e alla componente di resistenza. In particolare, vengono introdotti quattro fattori parziali da utilizzare nella fase progettuale.

Due di questi sono fattori di carico (f_f e f_q), uno è relativo al materiale (f_m) e uno è utilizzato per prendere in considerazione ramificazione della rottura (f_n).

I fondamenti di meccanica relativi al suolo ed al suolo rinforzato, che vengono descritti ed impiegati nel British Standard, sono quelli descritti in precedenza, nel capitolo 6 Principi di funzionamento. Come già detto, il terreno è caratterizzato da alta resistenza a compressione ma resistenza a trazione nulla. L'impiego di rinforzi ha come principale obiettivo quello di garantire al suolo una resistenza a trazione che senza di esso non avrebbe.

Di seguito vengono illustrati gli effetti di un carico assiale applicato su un terreno senza alcun elemento di rinforzo e su un elementino di terreno nel quale invece è stato inserito un rinforzo. Con σ_1 e σ_3 vengono indicate le tensioni nelle due direzioni principali e con δ_v e δ_{vr} le conseguenti deformazioni nei due casi. Come si può evincere dalle immagini, nel caso di impiego di rinforzo, a parità di carico applicato, si avranno deformazioni minori.

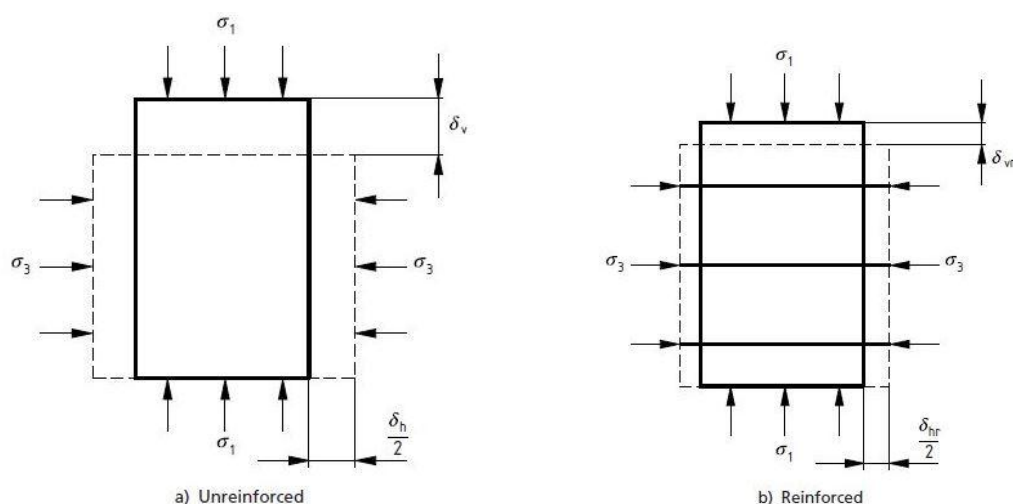


Figura 33 Comportamento di un elemento di terreno rinforzato (destra) e non rinforzato (sinistra) soggetto a carico assiale

Nella definizione della rottura di un suolo rinforzato sono applicabili due criteri: lo stato ultimo di collasso e lo stato limite di esercizio. In termini d'interazione tra suolo e rinforzo, lo stato limite di collasso può essere raggiunto o per rottura del rinforzo o per rottura all'interfaccia tra suolo e rinforzo. Lo stato limite di esercizio, invece, si raggiunge quando le deformazioni nel terreno o gli sforzi agenti sul rinforzo superano i limiti prefissati.

7.1.1.1 Proprietà del suolo e dei rinforzi

Le caratteristiche da prendere in considerazione per il corretto impiego di rinforzi possono essere raggruppate in due insiemi, uno relativo agli effetti dei carichi sul suolo rinforzato e l'altro legato, invece, agli effetti della durabilità dei rinforzi. I carichi trasmessi dal suolo al rinforzo sono correlati alla resistenza al taglio del suolo, definita dai parametri di resistenza al taglio effettiva c' e ϕ' oppure a c_u nel caso di condizioni di suolo non drenato. Qualora si vada a considerare un suolo rinforzato, il terreno è preso come puramente attritivo e, conseguentemente, la resistenza al taglio sarà semplicemente data dall'angolo di attrito ϕ' . Finché le deformazioni indotte nei rinforzi sono piccole, si avrà a che fare con la resistenza al taglio di picco ϕ_p . Per alcuni tipi di strutture, quali ad esempio un rilevato soggetto a cedimenti differenziali, verranno indotte deformazioni maggiori all'interno dei rinforzi e si dovrà considerare ϕ'_{cv} ovvero la resistenza a volume costante.

I suoli rinforzati sono costituiti da tre elementi fondamentali:

- riempimento
- rinforzo
- rivestimento

Nel BS sono presenti tutte le nozioni necessarie alla piena e completa conoscenza di questi tre elementi. Nel terzo capitolo, infatti, sono analizzati i materiali presenti in strutture in suolo rinforzato. Nel primo paragrafo viene tratto l'elemento suolo, mentre in quello successivo sono presenti indicazioni generali sui rinforzi sia metallici che polimerici (geotessili, geogriglie e geocompositi), in particolare sul trattamento, sulla conservazione e sulla loro messa in posa. Infine, nell'ultimo paragrafo, viene descritto il terzo elemento, la parte di rivestimento della struttura.

Il quarto capitolo del BS illustra le prove da effettuare per la progettazione di suoli rinforzati. L'interazione tra il terreno di fondazione e l'opera in suolo rinforzato può esplicitarsi dando due possibilità effetti. Innanzitutto, la deformazione assiale del rinforzo può influenzare la resistenza al taglio mobilitata dal suolo. Secondariamente, la chimica e i fluidi del terreno possono influenzare la durabilità del rinforzo.

Nel caso di rinforzi polimerici, i test realizzati dal BS hanno come obiettivo la determinazione di caratteristiche a lungo termine, relativamente alla loro resistenza a trazione, resistenza a rottura per creep, agli effetti di deterioramento delle proprietà durante la fase di installazione e al degrado chimico, biologico e dovuto ad agenti atmosferici.

Nel paragrafo 5 vengono enunciati i principi da seguire per la progettazione di opere rinforzate. Per lo scopo di progettazione di suoli rinforzati, lo stato limite si può ritenere raggiunto qualora si verifichi una delle seguenti tre condizioni:

- collasso
- deformazioni che superano i limiti accettabili
- altri tipi di condizioni di danni minori, ma comunque tali da rendere la struttura non utilizzabile e necessaria la manutenzione straordinaria o tali da diminuire la durata utile di vita.

La prima condizione definisce lo stato limite ultimo, mentre le altre due lo stato limite di esercizio.

I paragrafi successivi sono dedicati alla procedura di progettazione di muri di sostegno rinforzati (capitolo 6), pendii rinforzati (capitolo 7) e rilevati con suolo rinforzato su terreni di fondazione scadenti (capitolo 8).

7.1.2 Muri di sostegno rinforzati

Con muri di sostegno s'intendono strutture aventi un'inclinazione non superiore ai 20° rispetto alla verticale. Essi possono essere rinforzati mediante ancoraggi, barre, griglie o strisce metalliche o polimeriche.

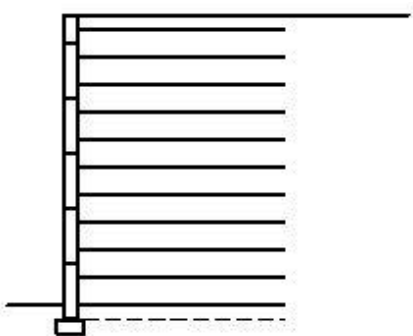


Figura 34 Muro rinforzato

Nel dimensionamento di muri di sostegno rinforzati è possibile seguire due metodi :

- Tie back Wedge Method, per opere con impiego di rinforzi estensibili
- Coherent Gravity Method, per opere con impiego di rinforzi inestensibili.

Le strutture in suolo rinforzato devono essere progettate nel rispetto di due stati limite:

- stato limite ultimo
- stato limite di esercizio

Per rinforzi inestensibili, la spinta laterale del terreno è approssimabile a K_0 (spinta a riposo) e la progettazione viene fatta con il coherent gravity method. La spinta attiva del terreno si può presumere che agisca sui muri con rinforzi estensibili e si dimensiona l'opera con il tie back wedge method. Per entrambi i metodi devono essere verificati gli stati limite ultimo e di esercizio.

7.1.3 Pendii rinforzati

Il rinforzo di pendii può essere impiegato sia nel caso di un'opera di nuova costruzione che nel caso di pendii già franati. Qualora l'inclinazione della superficie rispetto alla verticale sia inferiore a 20° gradi, ci si riconduce al caso precedente relativo ai muri rinforzati.

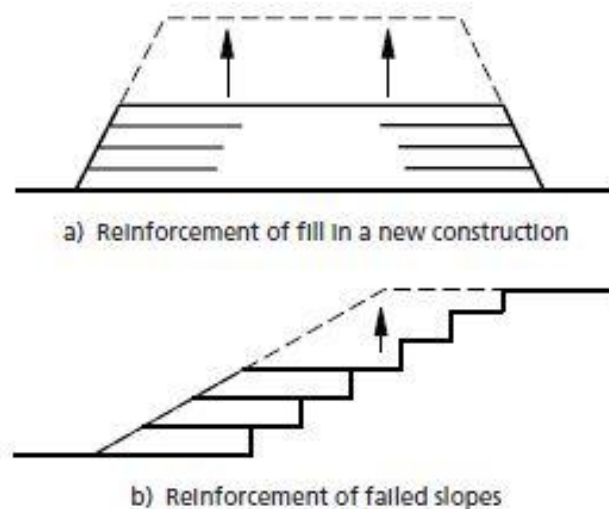


Figura 35 Rinforzo in opera di nuova costruzione (a) e su pendio franato (b)

I metodi di progetto con stato limite per pendii rinforzati, considera l'incremento del peso e dei carichi esterni mediante appositi fattori parziali di carico e riduce le proprietà del suolo e la resistenza dei rinforzi con l'impiego di fattori parziali di carico. Nella seguente tabella vengono riportati tali fattori parziali da impiegare in fase progettuale.

Tabella 6 Fattori parziali da impiegare nella progettazione di pendii rinforzati

Partial factors		Ultimate limit state	Serviceability limit state
Load factors	Soil unit weight, e.g. slope fill,	$f_{fs} = 1.5$	$f_s = 1.0$
	External dead loads, e.g. line or point loads	$f_f = 1.2$	$f_f = 1.0$
	External live loads, e.g. traffic loading	$f_q = 1.3$	$f_q = 1.0$
Soil material factors	To be applied $\tan \phi'_p$	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
	To be applied to c'	$f_{ms} = 1.6$	$f_{ms} = 1.0$
Reinforcement material factor	To be applied to the reinforcement base strength	The value of f_m should be consistent with the type of reinforcement to be used and the design life over which the reinforcement is required (see 5.3 and Annex A)	
Soil/reinforcement interaction factors	Sliding across surface of reinforcement	$f_s = 1.3$	$f_s = 1.0$
	Pull-out resistance of reinforcement	$f_p = 1.3$	$f_p = 1.0$
Partial factors of safety	Sliding along base of structure where there is soil-to-soil contact	$f_s = 1.2$	NA

7.1.3.1 Progettazione

La stabilità di pendii rinforzati ha molto in comune con il caso di muri rinforzati descritti in precedenza.

Gli stati limite ultimi che devono essere considerati come segue:

a) stabilità esterna

- capacità portante
- slittamento
- rotazione

b) stabilità interna

- rottura a trazione dei singoli elementi di rinforzo
- rottura all'interfaccia dei singoli elementi di rinforzo

c) stabilità composta

- rottura a trazione dei singoli elementi di rinforzo
- rottura all'interfaccia dei singoli elementi di rinforzo

Il carico massimo supportato dal rinforzo, tenendo conto delle condizioni di stato limite ultimo, deve essere:

$$T_j \leq \frac{T_D}{f_n} \quad (7.1)$$

dove

- T_j è il massimo carico di trazione del rinforzo per ogni livello j nel pendio
- T_D è lo sforzo di trazione di progetto
- f_n è il fattore parziale di ramificazione

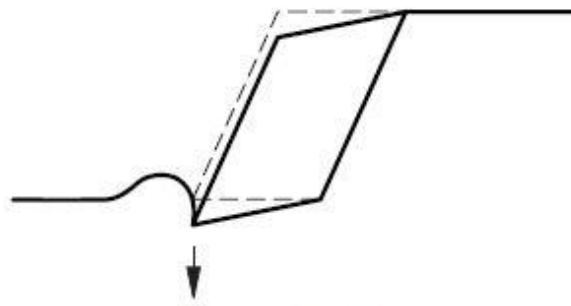
Gli stati limite di esercizio che invece devono essere considerati sono:

a) stabilità esterna

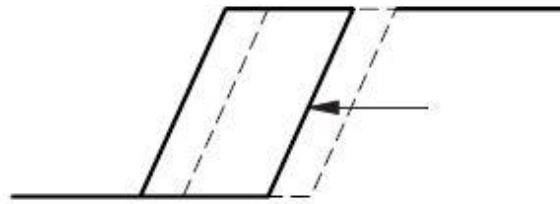
- cedimento del terreno di fondazione del pendio

b) stabilità interna

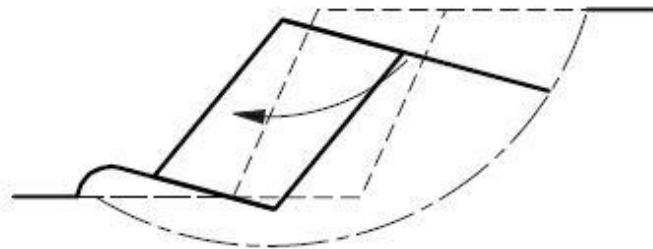
- deformazioni dei rinforzi nella fase successiva alla realizzazione del pendio rinforzato
- fenomeni di creep nella fase successiva alla realizzazione del pendio rinforzato



a) Bearing and tilt failure

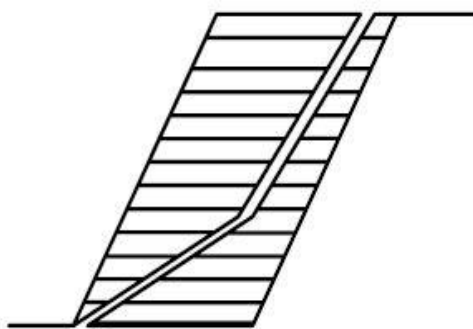


b) Forward sliding

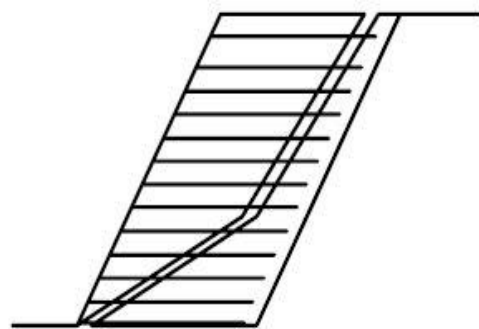


c) Slip failure around reinforced block

Figura 36 Stabilità esterna



a) Tensile failure of reinforcements



b) Bond failure of reinforcements

Figura 37 Stabilità interna

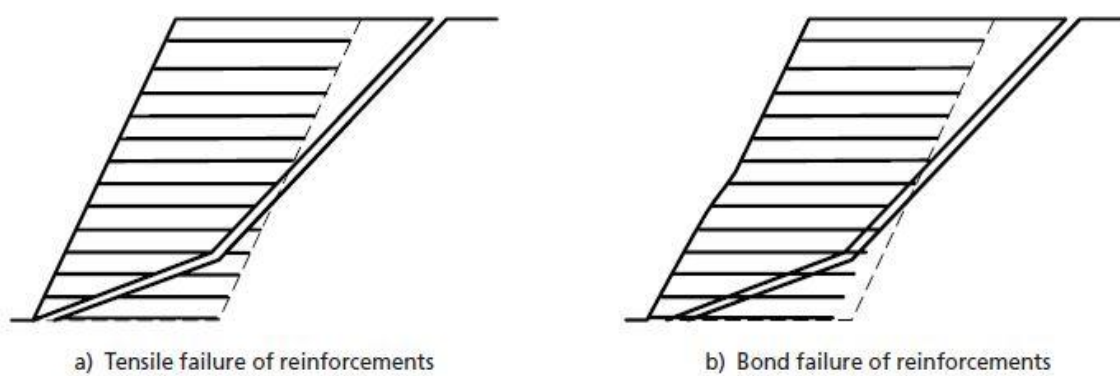


Figura 38 Stabilità composta

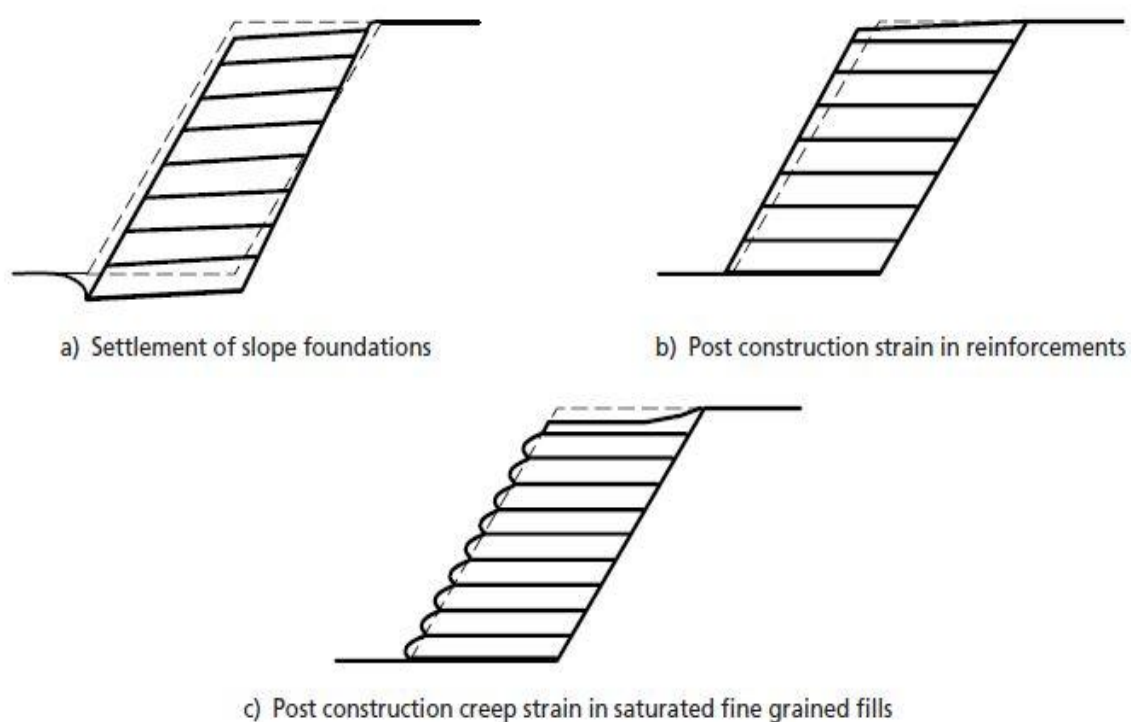


Figura 39 Stati limite di esercizio

7.1.4 Rilevati rinforzati su terreni scadenti

Come già detto in precedenza, nella fase progettuale, vengono impiegati alcuni fattori di sicurezza. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei fattori di sicurezza parziali proposti dal British Standard impiegati nel caso di rilevati rinforzati realizzati su suoli scadenti.

Tabella 7 Fattori di sicurezza proposti dal BS relativi a rilevati rinforzati realizzati su suoli cedevoli

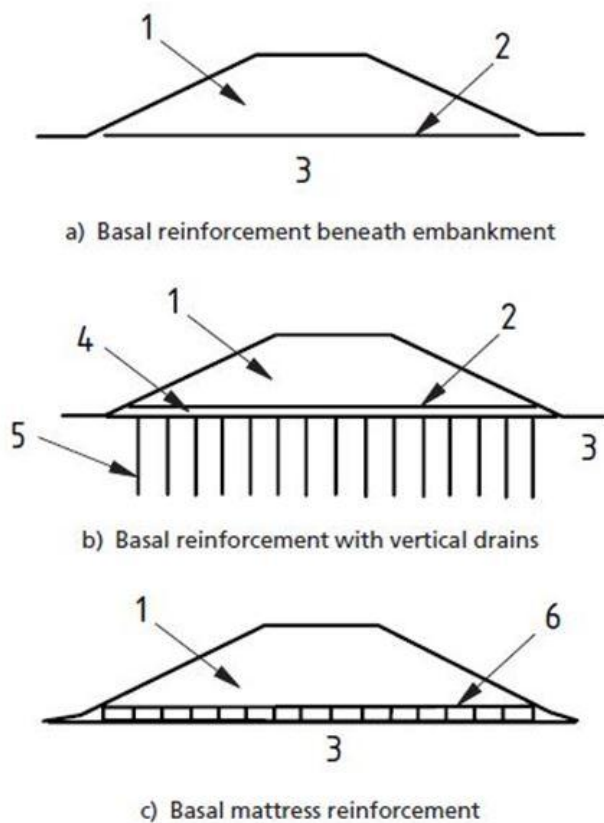
Partial factors		Ultimate limit state	Serviceability limit state
Load factors	Soil unit mass, e.g. embankment fill	$f_{fs} = 1.3$	$f_{fs} = 1.0$
	External dead loads, e.g. line or point loads	$f_f = 1.2$	$f_f = 1.0$
	External live loads, e.g. traffic loading	$f_q = 1.3$	$f_q = 1.0$
Soil material factors	To be applied to $\tan \phi'_{cv}$	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
	To be applied to c'	$f_{ms} = 1.6$	$f_{ms} = 1.0$
	To be applied to c_u	$f_{ms} = 1.0$	$f_{ms} = 1.0$
Reinforcement material factor	To be applied to the reinforcement base strength	The value of f_m should be consistent with the type of reinforcement to be used and the design life over which the reinforcement is required (see 5.3.3 and Annex A)	
Soil/reinforcement interaction factors	Sliding across surface of reinforcement	$f_s = 1.3$	$f_s = 1.0$
	Pull-out resistance of reinforcement	$f_p = 1.3$	$f_p = 1.0$

Il BS suddivide i rilevati realizzati su suoli cedevoli e rilevati costruiti, invece, in aree con terreno sottostante interessato da fenomeni di subsidenza.

7.1.4.1 Rilevati rinforzati su terreni cedevoli

Qualora si voglia realizzare un rilevato rinforzato su terreni soffici, le tecniche applicabili possono essere raggruppate in due categorie:

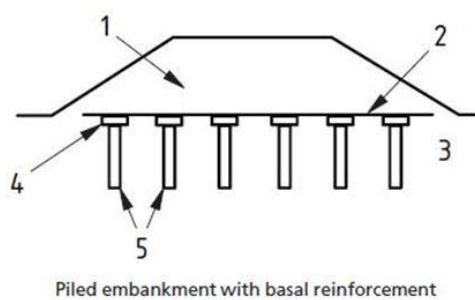
- A) Tecniche in cui il rinforzo è realizzato per il controllo della stabilità del rilevato, senza considerare i fenomeni di slittamento (tecnologie di questo tipo includono rinforzi applicati alla base del rilevato con o senza l'impiego di dreni verticali e materassi posizionati anch'essi alla base del rilevato).
- B) Tecniche in cui il rinforzo è impiegato come parte di un sistema di stabilizzazione della fondazione per il controllo e per la prevenzione o la riduzione di slittamenti del rilevato.



Key

- 1 Embankment
- 2 Reinforcement
- 3 Soft clay foundation
- 4 Drainage blanket
- 5 Vertical drains
- 6 Reinforced stone mattress

Figura 40 Rinforzi impiegati per il solo controllo della stabilità del rilevato



Key

- 1 Embankment
- 2 Reinforcement
- 3 Soft clay
- 4 Pile caps
- 5 Piles

Figura 41 Rinforzi impiegati per il controllo della stabilità e slittamenti

A) Rinforzi usati per il controllo della stabilità del rilevato

La stabilità di un rilevato realizzato su terreni cedevoli è governata principalmente dalla condivisione della resistenza della fondazione. Il rinforzo può essere posizionato alla base, per prevenire rottura per taglio, oppure all'interno del corpo del rilevato o nel terreno di fondazione, in questi casi la diminuzione dei cedimenti differenziali è un fattore di secondaria importanza.

Lo stato limite ultimo deve essere considerato come segue:

- stabilità locale del rilevato
- stabilità alla rotazione del rilevato (ribaltamento)
- stabilità allo scivolamento laterale del rilevato (scorrimento)
- stabilità al cedimento della fondazione (capacità portante)
- stabilità globale

Lo stato limite di esercizio va invece considerato come:

- deformazioni eccessive del rinforzo
- cedimenti del terreno di fondazione

Il massimo sforzo di trazione T_r , che il rinforzo alla base del rilevato può supportare, deve essere maggiore di:

- Trazione massima necessaria per resistere alla rotazione T_{ro}
- La somma della massima trazione necessaria per resistere allo scorrimento laterale T_{ds} e la massima trazione necessaria per resistere all'estrusione della fondazione T_{rf} .

Per garantire che lo stato limite ultimo che governa la rottura del rinforzo non raggiunga il valore di progetto del rinforzo, deve essere osservata la seguente condizione:

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_r \quad (7.2)$$

dove T_D è la resistenza di progetto del rinforzo e f_n è il fattore parziale di ramificazione della rottura.

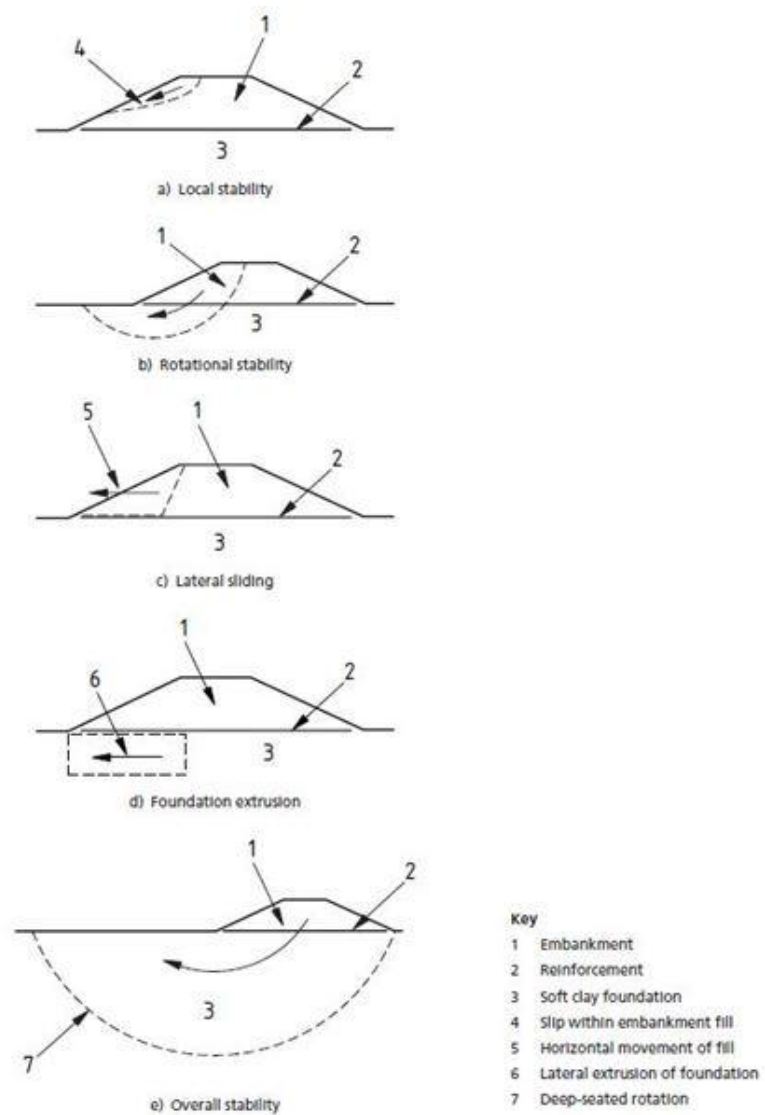


Figura 42 Stati limite ultimi per rilevati con rinforzo alla base

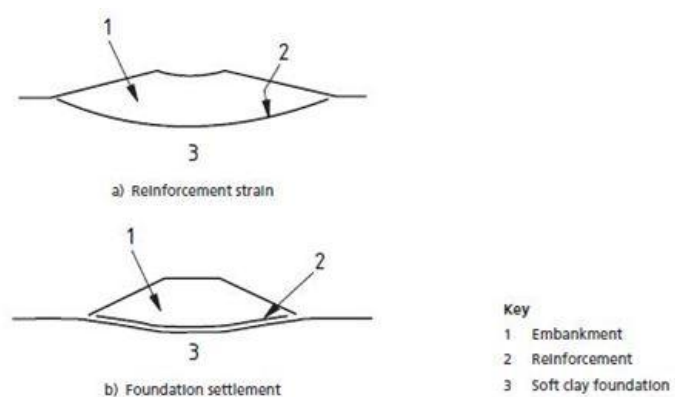


Figura 43 Stati limite di esercizio per rilevato con rinforzo alla base

B) Rinforzi usati per il controllo della stabilità del rilevato e cedimenti

Possono essere impiegate diverse tecniche per incrementare la resistenza al taglio su terreni di fondazione soffici e per il controllo della consolidazione, come i dreni, il jet-grouting, i pali, le colonne di ghiaia e la sostituzione del materiale.

7.1.4.2 Rilevati rinforzati realizzati in zone soggette a fenomeni di subsidenza

Questa seconda categoria di rilevati rinforzati che viene trattata nel BS non sarà analizzata in questo lavoro. Si rimanda direttamente a capitolo 8.4 del BS nel quale viene trattata, in maniera approfondita e dettagliata, la procedura di dimensionamento di un rilevato rinforzato, realizzato in un'area soggetta a fenomeni di subsidenza naturale (fenomeni carsici) e artificiale (ad esempio pompaggio di acqua, estrazioni petrolifere e miniere sotterranee).

7.2 Rimandi alle NTC 2018

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17.01.2018 (NTC 2018), le terre rinforzate rientrano nella categoria delle opere di sostegno quali strutture miste. *“Strutture miste che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento”*.

Per quanto riguarda l'approccio geotecnico, devono essere eseguite le seguenti verifiche allo stato ultimo:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- stabilità del complesso opera di sostegno-terreno
- scorrimento sul piano di posa
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali

La verifica alla stabilità globale, relativa all'insieme di terreno e opera, deve essere effettuata seguendo l'Approccio 1 - Combinazione 2 ($A2+M2+R2$). I coefficienti di sicurezza da utilizzare sono quelli riportati nelle Tabelle 9 e 10 (Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2018) per quanto riguarda le azioni e i parametri geotecnici, mentre nella Tabella 6.8.II vengono riportati i coefficienti relativi ai materiali sciolti e fronti di scavo.

Le altre verifiche devono invece essere fatte seguendo l'Approccio 2 - Combinazione Unica (A1+M1+R3), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 9, 10 e 11 (Tabelle 6.2.I, 6.2.II e Tabella 6.5.I delle NTC 2018).

La differenza rispetto alle NTC 2008 consiste nell'eliminazione dell'approccio 1. Nelle NTC 2018 rimane in uso solamente l'Approccio 2. Oltre a questa modifica, viene sostituita la verifica all'equilibrio del corpo rigido, con i coefficienti parziali M2, con la verifica al ribaltamento, senza impiego di parametri geotecnici ridotti ma impiegando la riduzione degli effetti delle azioni stabilizzanti tramite i coefficienti R3.

Di seguito sono riportate le tabelle con i vari coefficienti da impiegare nelle verifiche di stabilità per le terre rinforzate.

Tabella 8 Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I NTC 2018. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tabella 9 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 10 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati ultimi dei muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Le verifiche riportate finora sono le stesse che vengono impiegate nei muri di sostegno e riguardano la stabilità globale, cioè l'opera viene vista come un blocco rigido. Nel caso di terre armate, essendo "strutture miste", non sono sufficienti le verifiche precedenti, devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale, che prevedono due meccanismi di collasso:

- sfilamento del rinforzo dal terreno
- rottura locale interna o sulla facciata dell'opera

7.3 Michalowski

7.3.1 Introduzione

L'analisi di stabilità in strutture rinforzate è solitamente basata sul calcolo dell'equilibrio limite. I risultati ottenuti possono, però a volte essere ambigui.

Mediante un approccio cinematico dell'analisi limite è possibile eliminare tali ambiguità. Può essere fatta una formulazione duale dell'analisi limite cinematica in termini di equilibrio di forze.

Viene qui proposto un metodo di analisi limite, già esistente, applicato a una struttura di suolo rinforzato. Tuttavia, vengono introdotti alcuni elementi, in particolare il problema dell'inclinazione della forza sulla superficie di rottura.

L'analisi limite è un approccio per il calcolo della stabilità basato sulla ricerca del valore limite superiore e limite inferiore del carico di collasso. Si basa sui teoremi della plasticità.

Queste tecniche furono le prime proposte per le analisi di terre rinforzate negli anni '80 e seguivano due approcci. Il primo è l'approccio del continuo, dove suolo e rinforzo sono prima omogeneizzati e viene considerato il continuo anisotropo.

Il secondo è un approccio strutturale, dove il suolo e il rinforzo vengono considerati separati. Di seguito sarà illustrata solamente l'analisi limite applicata all'approccio strutturale. Nel 1995 Michalowski e Zhao presentarono anche un confronto tra l'approccio del continuo e l'approccio strutturale (Michalowski e Zhao, Continuum versus Structural Approach to Stability of Reinforced Soil, 1995).

7.3.2 Analisi limite

Le ipotesi fatte, affinché tale metodo sia applicabile, sono:

- il materiale coinvolto segue il criterio di Mohr-Coulomb:

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_x + \sigma_y) \sin \varphi - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} + 2c \cos \varphi = 0 \quad (7.3)$$

dove c e φ sono rispettivamente la coesione e l'angolo di attrito del terreno.

- la deformazione plastica è governata dalle normali leggi di flusso:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{pl} = \lambda \frac{\delta f(\sigma_{ij})}{\delta \sigma_{ij}}, \quad \begin{array}{ll} \lambda \geq 0 & \text{se } f = 0 \\ \lambda = 0 & \text{se } f < 0 \end{array} \quad (7.4)$$

dove λ è un moltiplicatore scalare non negativo, $f(\sigma_{ij})$ è il criterio di rendimento, $\dot{\varepsilon}_{ij}^{pl}$ deformazione plastica e σ_{ij} tensione interna.

Il teorema del limite superiore (metodo cinematico) è basato sulla costruzione di meccanismi di collasso compatibili (o campi di velocità). Esso afferma che:

"Se è possibile individuare un meccanismo di collasso, tale che il lavoro svolto dalle forze esterne è pari all'energia dissipata dalle tensioni interne, si verifica la rottura. Il sistema di forze esterne applicato, quindi, costituisce il limite superiore con il carico di collasso".

Ciò può essere scritto matematicamente con la seguente formula:

$$\int_V \dot{D}(\epsilon_{ij}) dV \geq \int_{S_v} T_i v_i dS_v + \int_{S_t} T_i v_i dS_t + \int_V \gamma_i v_i dV \quad (7.5)$$

A destra della disequazione, si ha il lavoro dissipato all'istante della rottura della struttura. A sinistra, si ha invece il lavoro delle forze esterne. T_i è il vettore delle tensioni superficiali su S_v e S_t . Il vettore T_i è incognito su S_v (è il carico limite) ma noto su S_t . v_i è il vettore velocità nel meccanismo cinematicamente ammissibile, γ_i è il vettore del peso specifico e V è il volume di terreno coinvolto. La disequazione afferma quindi che l'energia dissipata non è inferiore al lavoro delle forze esterne in qualsiasi cinematismo di rottura. Essa può essere utilizzata per calcolare il limite superiore della forza sulla superficie S_v qualora tutti gli altri termini siano noti. La forza totale al contorno può essere calcolata solo se la velocità al contorno è costante. Inoltre, se tutti i carichi agenti sono noti, allora sarà possibile calcolare i parametri del suolo necessari a mantenere lo stato di equilibrio limite. Il limite inferiore di uno di questi parametri può essere calcolato con questa formula. Per una struttura in terra rinforzata questo parametro può essere la forza del rinforzo. In alternativa, nota la geometria della struttura, i carichi e i parametri del materiale, sarà possibile calcolare il fattore di sicurezza.

L'approccio statico dell'analisi limite che viene qua illustrato, è basato sulla costruzione di un campo tensionale ammissibile. Oltre al teorema del limite superiore appena enunciato, deve essere introdotto anche un secondo teorema, il teorema del limite inferiore.

Il teorema del limite inferiore (metodo statico) afferma che:

"Se il sistema di forze esterne è in equilibrio con lo stato tensionale e non viola il criterio di rottura, allora il collasso non può avvenire. Il sistema di forze esterne definisce, quindi, un valore limite inferiore, o al più coincidente al carico di collasso".

Come detto in precedenza, tale approccio può essere utilizzato qualora venga costruito uno stato tensionale ammissibile, nel caso in cui risulti difficoltoso costruire uno stato tensionale ammissibile, tale approccio sarà difficilmente utilizzabile.

7.3.3 Ammissibilità dei meccanismi di collasso

La costruzione di un meccanismo di rottura ammissibile è un elemento fondamentale per l'applicazione del teorema del limite superiore.

Meccanismi cinematicamente ammissibili possono essere sia di tipo traslazionale (figura 44 a sinistra) che di tipo rotazionale (figura 44 a destra). Nel secondo caso, la superficie di scivolamento dovrà essere a spirale logaritmica o ad arco di circonferenza, affinché sia rispettata la condizione di ammissibilità cinematica.

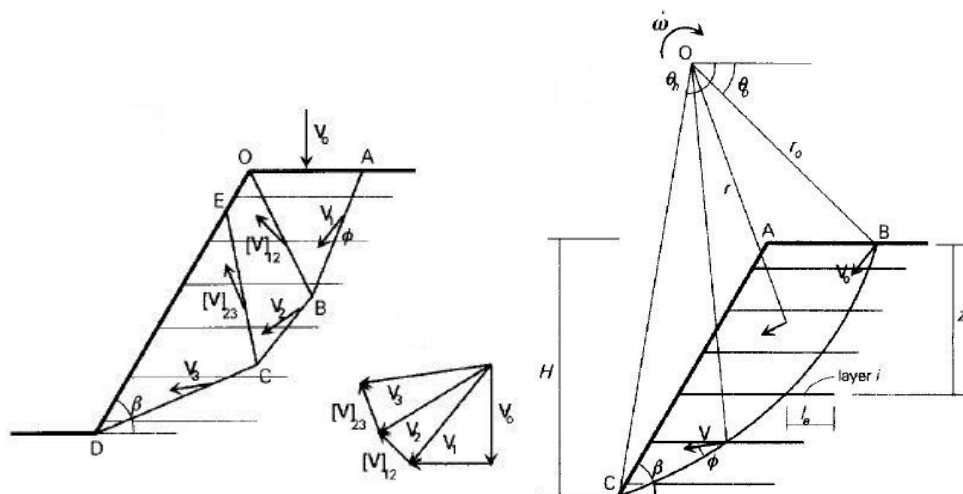


Figura 44 Meccanismo cinematicamente ammissibile di tipo traslazionale (sinistra) e rotazionale (destra)

Sia l'analisi limite che l'equilibrio limite sono due metodi approssimati. Un'analisi limite rigorosa comunque necessita di limiti rigidi della soluzione reale e, qualora un numero di meccanismi realistici vengono considerati e ottimizzati, allora una soluzione ragionevolmente vicina a quella reale può essere accettata. Questo è stato mostrato da Michalowski per alcuni problemi geotecnici, dal raggiungimento di una piccola differenza tra i rigorosi limiti superiore e inferiore.

7.3.4 Rottura del rinforzo

L'applicazione del teorema cinematico per suolo rinforzato richiede che, oltre al lavoro di dissipazione nel suolo, il lavoro interno, dovuto alla rottura plastica (pull-out) del rinforzo, sia calcolato e incluso nella parte sinistra dell'equazione (7.5).

Una soluzione di analisi limite rigorosa per un problema con un rinforzo è ottenibile solamente se il meccanismo di collasso è ammissibile e le deformazioni del suolo sono compatibili con le deformazioni del rinforzo.

Esempi di tali deformazioni sono mostrate nella figura 45. Lo schema in figura 45 si riferisce al collasso di un rinforzo flessibile, come ad esempio, un geotessile o una geogriglia, quando intercetta una superficie di rottura, quindi una discontinuità di velocità. La superficie di rottura è considerata come uno strato di spessore finito (t), con un alto gradiente di velocità. Tale rinforzo contribuisce alla stabilità solamente attraverso uno sforzo di trazione. La rottura del rinforzo avviene al raggiungimento della resistenza limite di trazione T_t .

Il lavoro di dissipazione all'istante della rottura può essere calcolato dall'integrazione del prodotto della forza limite e dello sforzo di deformazione nella sezione AB del rinforzo (Michalowski e Zhao, 1995).

La rottura di questo tipo di rinforzo è spesso dovuta a una rottura a trazione.

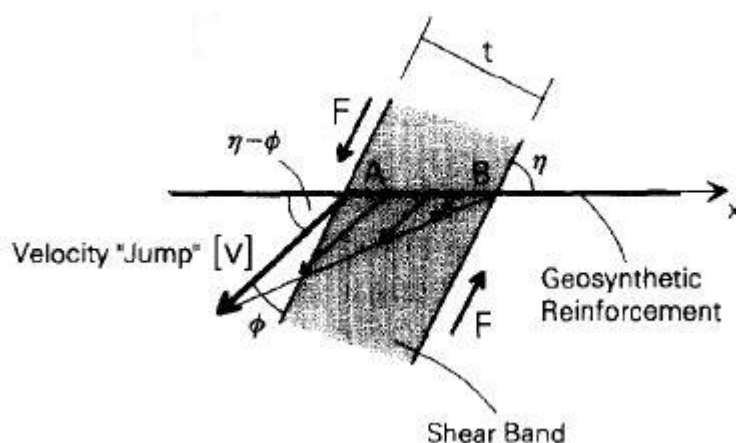


Figura 45 Rottura a trazione di un rinforzo flessibile

Il controverso problema dell'inclinazione della forza del rinforzo è stato trattato da Wright e Duncan nel 1991, nell'ambito del metodo dell'equilibrio limite come applicazione di pendii rinforzati. L'intuizione ingegneristica è spesso usata per indicare che, dopo un piccolo incremento di deformazione, il rinforzo non è più lungo l'orizzontale alla superficie di rottura (figura 46) e la direzione della forza limite del rinforzo, considerata nell'analisi limite, non è ben definita. Quest'ambiguità è facilmente eliminabile utilizzando un approccio cinematico dell'analisi limite. La soluzione più accurata si ha con la minimizzazione del fattore di sicurezza o con la massimizzazione della resistenza richiesta dal rinforzo.

Segue che l'uso di un rinforzo orizzontale garantisce la miglior soluzione all'analisi limite. Questo argomento risulta discutibile finché non è chiaro se dare o no un'inclinazione arbitraria alla forza del rinforzo sia ammissibile.

Utilizzando un approccio basato sull'equilibrio limite, è possibile mostrare come la direzione della forza del rinforzo deve essere presa orizzontale.

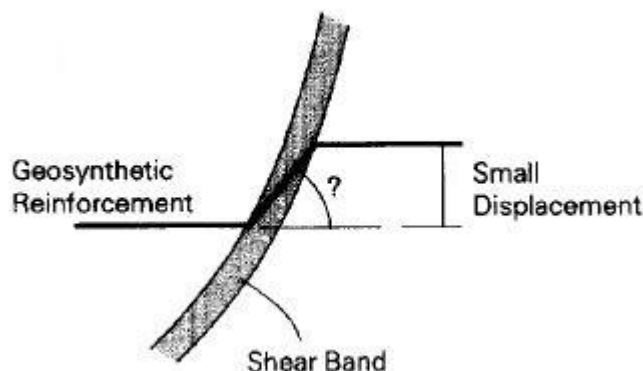


Figura 46 Piccole deformazioni di un geosintetico nella zona di rottura

Si consideri una porzione dello strato di rottura (figura 47 a sinistra). La resistenza al taglio lungo il segmento è data dalla resistenza al taglio del suolo e dal contributo del rinforzo. Il contributo alla resistenza a taglio F risulta indipendente se lo strato di rinforzo è orizzontale (figura 47 a sinistra) o se è alterato a causa di un piccolo sforzo di taglio lungo la superficie di rottura (figura 47 a destra).

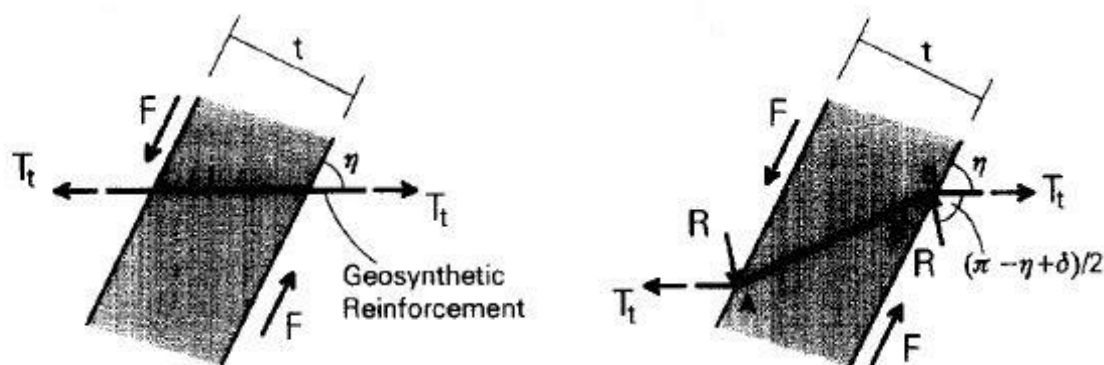


Figura 47 Schema per l'analisi dell'inclinazione della forza sulla superficie di rottura. Rinforzo orizzontale (sinistra) e forze agenti su rinforzo deformato (destra)

Il metodo dell'equilibrio limite è basato sul presupposto che il suolo ed il rinforzo si trovino entrambi in una condizione di equilibrio limite, ma che non vi sia interazione tra i due nella zona di rottura. Di conseguenza, la resistenza al taglio dei due componenti può essere direttamente sommata. Tuttavia, una volta innescatosi lo scivolamento prima della rottura, l'interazione tra suolo e rinforzo non può più essere ignorata. Se la forza limite inclinata T_t nella direzione AB è presa nel diagramma di corpo libero nel calcolo dell'equilibrio limite, la reazione R deve essere presa in considerazione.

La direzione della forza limite del rinforzo sulla superficie di rottura dovrebbe essere presa parallela alla direzione originale, in cui è collocato (tipicamente orizzontale). Se viene preso inclinato, ci sarà un'ulteriore interazione tra suolo e rinforzo, che dovrà essere considerata e che viene solitamente trascurata nelle analisi all'equilibrio limite.

Tuttavia, la deformazione del rinforzo ha un effetto. Questo è dovuto al fatto che la forza di pull-out sul rinforzo curvo è incrementata, a causa dell'effetto dell'attrito. Gli spostamenti del rinforzo sulla superficie di rottura sono stati studiati da Gourc nel 1986. Nonostante in questa trattazione non vengano utilizzati tali risultati, il punto di vista dell'analisi limite risulta comunque simile.

Nella determinazione del rinforzo necessario per mantenere l'equilibrio limite del pendio, andando a considerare l'inclinazione della forza del rinforzo nell'analisi di stabilità, ignorando però la forza d'interazione suolo-rinforzo che esso genera, si ottengono valori che sottostimano tale sforzo. Questa sottostima è piccola nel caso di suoli aventi un angolo di attrito interno grande. Per esempio, prendendo un pendio verticale con un angolo di attrito $\phi = 40^\circ$, si avrà una sottostima del 12% e diventa trascurabile per pendii con inclinazione sotto i 60° . Tuttavia la sottostima diventa importante se l'angolo di attrito è basso. Per un pendio verticale $\phi = 20^\circ$ si avrà una sottostima del 26%. Per terreni granulari, l'angolo di attrito rimane tuttavia non inferiore ai 32° .

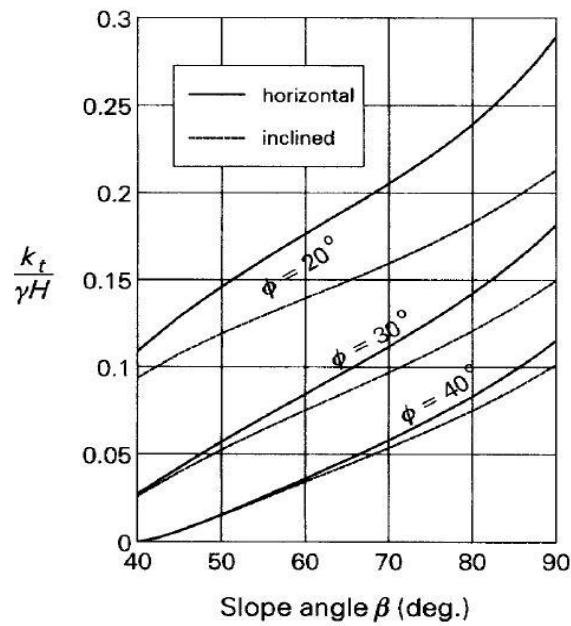


Figura 48 Confronto tra resistenza del rinforzo assumendo le forze del rinforzo orizzontali o inclinate

Il contributo del rinforzo nella stabilità di una struttura è incluso nell'analisi limite, attraverso il termine dissipativo alla sinistra dell'uguale nell'equazione (7.5). L'energia dissipata necessaria ha bisogno di essere integrata su tutti gli strati del rinforzo, e per ogni strato è necessario sommarla su tutte le intersezioni con le superfici di rottura.

Per esempio, la dissipazione sul secondo strato, partendo dall'alto in (figura 44 a sinistra), è la somma delle dissipazioni sulle superfici di rottura AB, OB e EC.

Analogamente nel metodo dell'equilibrio limite, la forza d'interazione tra i blocchi deve includere la forza limite del rinforzo. Tuttavia, essa viene generalmente trascurata e le forze del rinforzo sono solamente considerate sulle superficie di rottura esterne, come ad esempio AB e BC (figura 44 a sinistra).

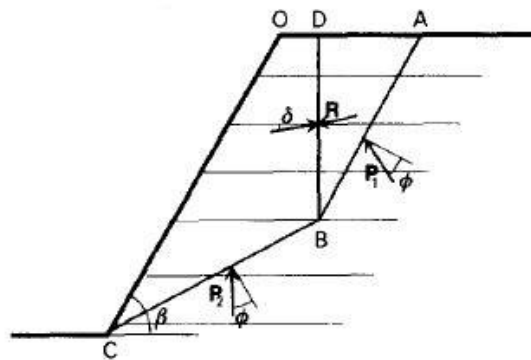


Figura 49 Meccanismo traslazionale cinematicamente non ammissibile

Trascurare il contributo del rinforzo su alcune superfici di rottura conduce a cinematismi non ammissibili, perché il meccanismo non si verifica a meno che il rinforzo, lungo tutte le superfici di rottura, non sia in condizioni stato limite (inclusa BD nel caso illustrato in figura 50). Di conseguenza, la soluzione del metodo dell'equilibrio limite, dove viene ignorato il contributo dato dal rinforzo su alcune superfici di rottura, si dimostra essere una stima né inferiore né superiore alla soluzione reale.

La seconda modalità di rottura per trazione del rinforzo è il pull-out del suolo. Il lavoro di dissipazione può essere calcolato per il pull-out in modo analogo alla rottura a trazione ma sostituendo lo sforzo di trazione con la forza di pull-out (sfilamento).

La forza di sfilamento così ottenuta è data dalla seguente equazione:

$$T_p = 2l_e \gamma z^* \mu \quad (7.6)$$

dove γz^* sono le sovrappressioni e l_e è la lunghezza effettiva del rinforzo (figura 44 a destra).

Il coefficiente μ solitamente è dato come tangente dell'angolo di attrito interno.

La forza di sfilamento T_p deve essere considerata nei calcoli del lavoro di dissipazione, qualora fosse inferiore alla forza di trazione limite T_l .

L'equazione (7.6) è approssimata finché lo sforzo del rinforzo è circa pari alla sovrappressioni. Sebbene questo sia un ragionevole metodo per il calcolo dello sfilamento, la stima delle forze limite del rinforzo calcolate con l'equazione (7.5) diventano una soluzione approssimata. Modelli di rottura per altre strutture di rinforzo potrebbero non essere intuitivi come lo sono nel caso di pendii.

7.3.5 Ottimizzazione dei meccanismi di collasso

Una volta scelto il tipo di meccanismo di rottura da utilizzare nell'analisi limite cinematica, la geometria non deve essere specificata a priori. Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti per diversi meccanismi.

A) Il primo è il meccanismo più semplice possibile, dove la rottura avviene lungo la superficie BC. L'angolo θ è l'unico parametro che descrive la specifica geometria del meccanismo di rottura.

L'altezza del pendio è nota, il suolo non è coesivo e di conseguenza $c = 0$ e il rinforzo necessario per evitare il collasso è incognito (nT_l dove n è il numero di strati di rinforzo).

Il rinforzo è abbastanza lungo per far sì che il collasso avvenga solo per rottura a trazione, e non per sfilamento. Il lavoro di dissipazione nel suolo è zero, essendo un materiale non coesivo, e l'energia dissipata è solo quella del rinforzo. In accordo con l'equazione (7.5), andando a eguagliare il lavoro di dissipazione nel rinforzo con il lavoro del peso del blocco ABC, si ottiene il limite inferiore del rinforzo necessario per impedire il collasso del pendio. Noto che il pendio non è caricato sulla superficie, l'unico termine diverso da zero a destra dell'equazione (7.5) è il termine relativo al peso stesso. Questa soluzione non è vicina a un buon limite inferiore perché il meccanismo considerato, avendo una sola variabile (9), è molto restrittivo.

B) Il meccanismo in figura 44 a sinistra è più flessibile e dà un miglior limite. Le velocità in questo meccanismo sono legate attraverso relazioni geometriche nell'odografo. Entrambi questi modelli di collasso sono meccanismi rotazionali.

C) Un meccanismo rotazionale è mostrato in figura 44 a destra. Il blocco ABC ruota attorno al punto O e il rinforzo lungo la superficie BC. Il meccanismo è cinematicamente ammissibile solo se la superficie BC è una spirale logaritmica $r = r_0^{((\vartheta - \vartheta_0)\tan\varphi)}$, dato che solo così il vettore del salto di velocità lungo BC è inclinato di un angolo φ . Il limite inferiore di $\frac{k_t}{\gamma H}$ può essere ricavato come nel caso semplice di meccanismo con un blocco, attraverso specifiche espressioni del lavoro (Michalowski, 1997).

Una volta che lo sforzo adimensionale del rinforzo $\frac{k_t}{\gamma H}$ necessario per garantire la stabilità è determinato, si può utilizzare la relazione $k_t = \frac{nT_t}{H}$ per calcolare il numero necessario di strati qualora lo sforzo del rinforzo sia dato oppure viceversa.

È importante che nell'analisi di stabilità ci siano dei meccanismi cinematicamente ammissibili e che siano stati ottimizzati per ottenere il miglior limite possibile. L'assunzione, per esempio, che la superficie di rottura BD in figura 49 sia verticale, è un vincolo importante per il meccanismo, che porterà a una stima scadente della soluzione reale. Per esempio con $\beta = 60^\circ$, $\varphi = 35^\circ$ e $\delta = \varphi$, il meccanismo in figura 49 si avrà uno sforzo del rinforzo pari a $\frac{k_t}{\gamma H} = 0.0426$ mentre, per lo stesso tipo di meccanismo ma con superficie BD non verticale, $\frac{k_t}{\gamma H} = 0.0501$. Quest'ultima è una stima migliore, ma ancora non buona come quella ottenuta dal meccanismo in fig.24, $\frac{k_t}{\gamma H} = 0.0570$. Sono comunque tutti inferiori al valore reale di $\frac{k_t}{\gamma H}$.

7.3.6 Lunghezza del rinforzo

Nel dimensionamento di un rinforzo devono essere definiti la sua lunghezza e la sua resistenza. Vengono usati due modelli nell' analisi limite per determinare la lunghezza del rinforzo: sfilamento e direzione di scivolamento sulla superficie di un singolo rinforzo.

Quando la forza di pull-out è inferiore alla resistenza a trazione del rinforzo, la forza di pull-out deve essere presa nel lavoro di dissipazione. Finché la forza di pull-out dipende dalla lunghezza del rinforzo, il limite inferiore della lunghezza necessaria può essere determinata dall'equazione (7.5). La lunghezza del rinforzo dipenderà dal numero di strati e dalla loro posizione.

Il secondo criterio, per il calcolo della lunghezza del rinforzo in pendii e muri, è la direzione di scivolamento del suolo sopra uno strato di rinforzo. La direzione di scivolamento è utilizzata nel meccanismo di traslazione e un esempio è mostrato in figura 50.

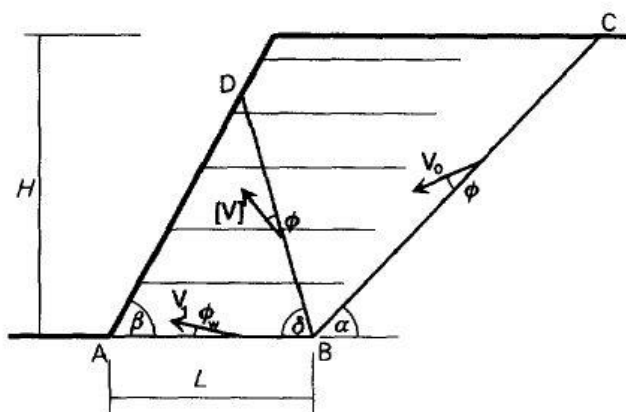


Figura 50 Meccanismo di collasso

L'analisi limite conduce al limite inferiore della lunghezza necessaria per prevenire lo scivolamento. Questa lunghezza è calcolata con l'equazione (7.5) nella quale, a sinistra viene sostituito il lavoro di dissipazione del rinforzo, che interseca la superficie di scivolamento BD , e a destra si ha il lavoro del peso dei blocchi BCD e ABD . La lunghezza massima deve essere cercata andando a variare gli angoli δ e α .

7.3.7 Distribuzione dei rinforzi

Né dall'analisi limite né dall'equilibrio limite è possibile determinare l'influenza della distribuzione del rinforzo, poiché in entrambi i casi si considera che, sia il terreno che il rinforzo, siano in condizione di equilibrio limite.

I calcoli, usando un approccio cinematico dell'analisi limite sono basati sull'equazione di bilancio del lavoro (equazione (7.5)), la quale può essere risolta per un'unica incognita. Questa incognita deve essere il limite inferiore della lunghezza necessaria del rinforzo oppure il limite superiore del carico limite o fattore di sicurezza. Non è possibile però valutare la distribuzione dei carichi limite, la distribuzione delle forze del rinforzo ecc. Lo stesso vale per il metodo dell'equilibrio limite. Entrambi sono basati sul fatto che sia il terreno che il rinforzo sono in condizioni di equilibrio limite.

È inoltre assunto che le forze degli strati di rinforzo sulle superfici di rottura raggiungano la lunghezza di rinforzo. Tuttavia, la distribuzione delle forze lungo un singolo rinforzo non è determinata.

L'influenza della distribuzione degli strati di rinforzo, ovvero la spaziatura tra essi, sullo sforzo necessario del rinforzo può essere indirizzato utilizzando le tecniche dello stato limite, purché venga considerato un meccanismo realistico nell'analisi.

Un esempio è illustrato in figura 51 dove viene usata lo stessa quantità di rinforzo ma distribuita in modo differente.

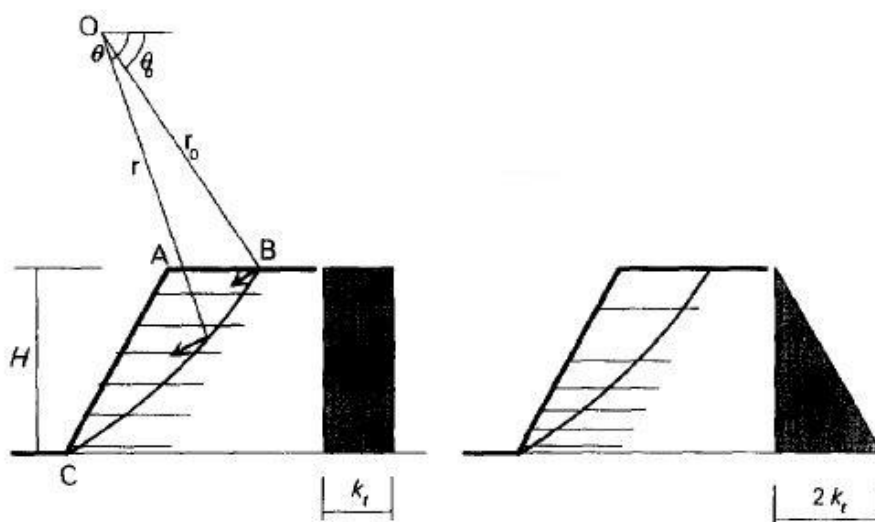


Figura 51 Meccanismi rotazionali cinematicamente ammissibili con spaziatura dei rinforzi fissa (sinistra) e variabile con l'altezza (destra)

La spaziatura in figura 51 a destra è variata per far coincidere la distribuzione triangolare della lunghezza. L'energia dissipata, dovuta alla rottura del rinforzo è diversa in entrambi i casi, finché il vettore della discontinuità di velocità lungo BC non è uniforme. Anche la superficie di rottura più critica non è la stessa nei due casi. La distribuzione in figura 51 a destra è più efficace finché c'è una grande dissipazione di energia. Di conseguenza, il limite inferiore calcolato per una data lunghezza richiesta del rinforzo è più piccola di quello per una distribuzione uniforme del rinforzo. Infatti, per un angolo $\beta = 60^\circ$ e $\phi = 35^\circ$ si ottengono rispettivamente $\frac{k_t}{\gamma H} = 0.0497$ e $\frac{k_t}{\gamma H} = 0.0570$.

Per affrontare il problema dell'influenza della spaziatura dei rinforzi sul rapporto tra quantità e lunghezza del rinforzo, sul fattore di sicurezza ecc, il meccanismo considerato deve essere sensibile a questa distribuzione. Mentre è già stato mostrato che la distribuzione del rinforzo ha effetti sull'energia dissipata per un meccanismo rotazionale in figura 51, la dissipazione per meccanismi traslazioni è indipendente dalla spaziatura. Quindi questi modelli risultano essere poco realistici.

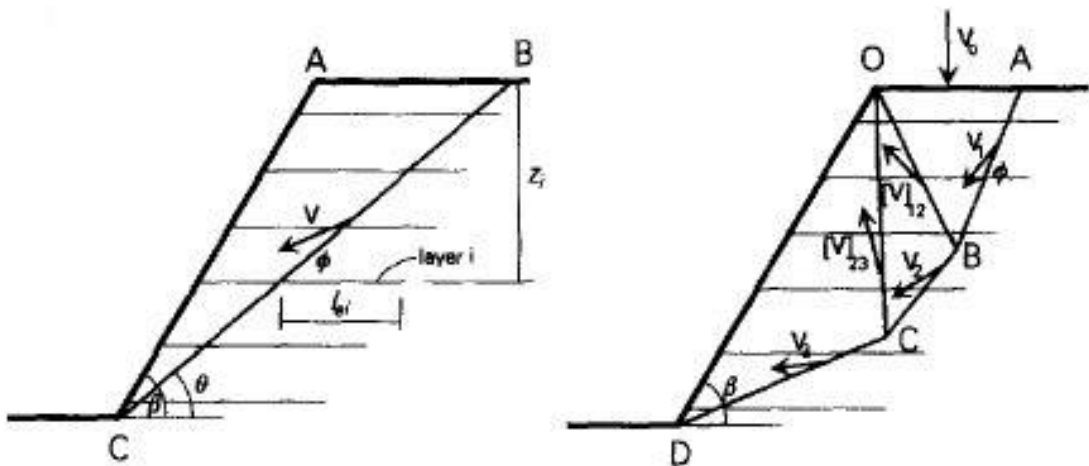


Figura 52 Meccanismi ammissibili. Meccanismo a blocco singolo (sinistra) e multi-blocco (destra)

7.3.8 Considerazioni finali

L'approccio cinematico dell'analisi limite è un buono strumento per l'analisi di stabilità di strutture di suolo rinforzato, dà un limite rigoroso alla soluzione esatta (il limite inferiore allo sforzo del rinforzo o il limite superiore ai carichi che causano la rottura). Il metodo è basato sulla costruzione di un meccanismo di collasso cinematicamente ammissibile e sull'equilibrio di forze nel processo d'incipiente rottura. Una formulazione duale dell'analisi limite cinematica è possibile in termini di equilibrio di forze limite. Tuttavia, i meccanismi considerati nelle analisi di equilibrio limite tradizionali non sono sempre cinematicamente ammissibili e ciò porta a soluzioni la cui accuratezza non è di facile stima. L'analisi limite, basata su un approccio cinematico, rimuove le incertezze che insorgono nelle tecniche tradizionali. L'analisi limite porta un limite rigoroso ad una soluzione esatta. Perciò è possibile valutare quale, tra le soluzioni ammissibili, risulta più vicina a quella esatta, nonostante la soluzione esatta non sia nota.

Due aspetti importanti dell'analisi limite assicurano che i meccanismi di collasso, considerati nel calcolo della stabilità, siano cinematicamente ammissibili e che la loro geometria cambi così da ottenere il miglior limite delle quantità incognite (lo sforzo del rinforzo o il carico limite).

Sia l'equilibrio limite che l'analisi limite erano abituati ad affrontare problemi dell'inclinazione della forza del rinforzo rispetto sulla superficie di rottura. L'analisi limite indica che il calcolo dovrebbe essere eseguito come se la direzione del rinforzo (tipicamente orizzontale) non cambiasse, finché questa inclinazione non influisce sui risultati sulla modalità di rottura a trazione. Solo dopo una più dettagliata analisi dell'equilibrio limite delle forze diventa chiaro che la direzione delle forze dei rinforzi deve essere presa orizzontale.

Le soluzioni dell'equilibrio limite sono spesso influenzate da ipotesi non coerenti con la rigorosa analisi dello stato limite. Le due più comuni sono: prendere l'inclinazione tra le forze di interazione sulla superficie di rottura con un angolo oltre ϕ e ignorare l'influenza del rinforzo su alcune superfici di rottura. Dal punto di vista dell'analisi limite tali ipotesi sono cinematicamente non ammissibili. Le superfici di rottura non possono verificarsi, a meno che la data condizione non venga raggiunta, e il meccanismo non è ammissibile, a meno che il rinforzo, sopra ogni superficie di rottura, si rompa per un collasso a trazione oppure per sfilamento.

7.4 Jewell

Nella seconda metà degli anni ottanta, Jewell effettuò alcuni studi relativi ai rilevati rinforzati realizzati su fondazioni soffici, con l'obiettivo di stabilire dei metodi appropriati di analisi e progettazione. La teoria proposta è basata sul teorema della plasticità.

Ci sono due possibilità distinte per utilizzare il rinforzo nei rilevati. La prima consiste nel posizionare il rinforzo alla base del rilevato, migliorando le condizioni della fondazione per consentire una realizzazione del rilevato in tempi minori e con uno spessore inferiore. In alternativa, si può incorporare il rinforzo nel rilevato, permettendo la realizzazione dell'opera con inclinazioni maggiori rispetto all'inclinazione che si avrebbe senza rinforzo.

La sostanziale differenza è che in un rilevato realizzato su terreno soffice, il rinforzo ha come scopo garantire la stabilità durante la fase costruttiva e la successiva fase di consolidazione, finché la resistenza al taglio della fondazione non sia sufficiente a garantire la stabilità, senza più necessità del rinforzo.

In un pendio ripido rinforzato, il rinforzo è necessario per tutta la durata di vita dell'opera, infatti è grazie ad esso che si può aumentare l'inclinazione del pendio oltre l'angolo di attrito a riposo del materiale granulare del rilevato.

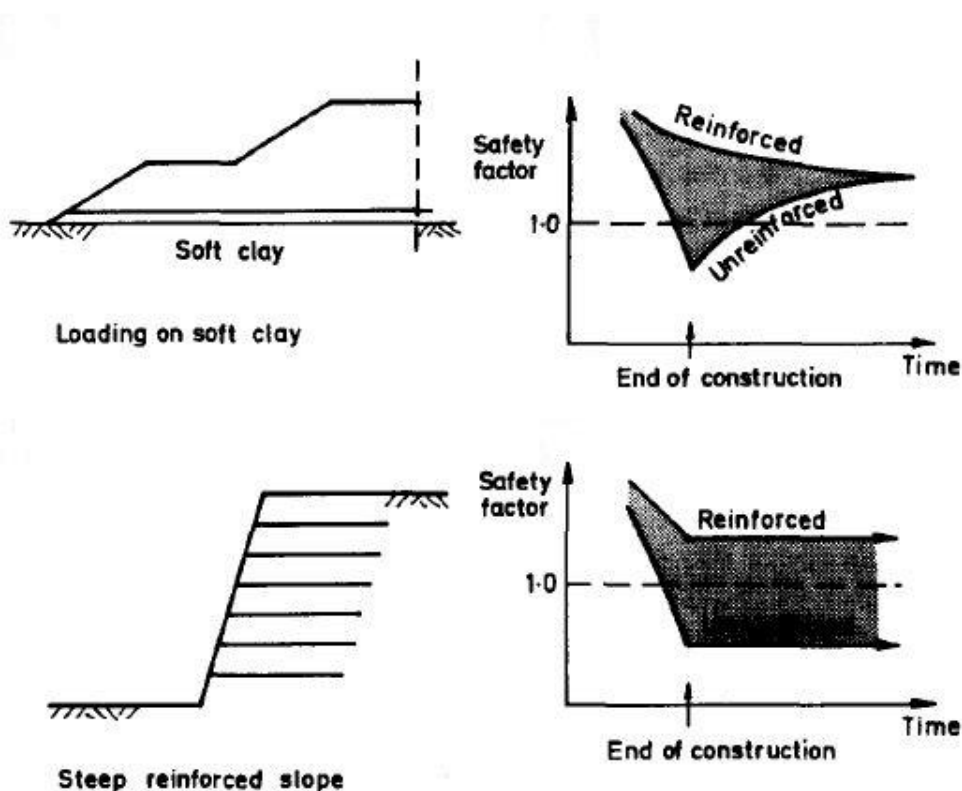


Figura 53 Rinforzo impiegato alla base di un terreno soffice (in alto) e rinforzo incorporato nel rilevato (in basso)

Dopo aver descritto l'applicazione dell'analisi di scivolamento, Jewell l'ha confrontata con le soluzioni di plasticità esistenti, relative al problema di rilevati su suoli soffici. Sono state introdotte soluzioni semplici e approssimate, che rappresentano i meccanismi di comportamento di rilevati rinforzati e sono utilizzabili per studi progettuali.

L'attenzione è stata posta sulla capacità portante della fondazione sotto il carico combinato, verticale e di taglio, derivante dal riempimento del rilevato. Soluzioni del limite inferiore di plasticità, in questo caso, esistono e indicano la magnitudo della riduzione di capacità portante, dovuta alle tensioni di taglio esterno, e l'incremento delle tensioni di taglio interno. L'incremento è maggiore per suoli in cui vi è un aumento delle tensioni con la profondità oppure in caso di strati sottili di suolo soffice.

L'azione del rinforzo può essere descritta in termini di rinforzo agente per contenere gli sforzi di taglio esterni, generati dal terreno del rilevato, e sforzi di taglio interno per trattenere il terreno di fondazione e impedire spostamenti laterali.

L'analisi di scivolamento circolare, per un rilevato su suolo soffice, può essere esaminata usando la soluzione di plasticità. Nel calcolo della stabilità della fondazione, lo scivolamento è utilizzato solo per la fondazione e gli sforzi verticali e di taglio applicati sulla superficie della fondazione. Nel caso di suolo non rinforzato, la spinta esterna nel riempimento deve essere inclusa nella valutazione della stabilità globale.

La conclusione ottenuta è che l'analisi di scivolamento circolare è soddisfacente in caso di depositi profondi, in cui c'è un aumento degli sforzi con la profondità. Qualora invece la profondità del suolo soffice sia limitata, l'analisi di scivolamento circolare sovrastimerà la stabilità, e di conseguenza si raccomanda l'utilizzo delle soluzioni di plasticità come base progettuale.

Nel 1988, Jewell descrive i meccanismi con cui il rinforzo agisce, migliorando le prestazioni dei rilevati realizzati su terreni soffici. Ciò implica che le pressioni laterali del terreno con un rilevato su un terreno coesivo impongono sforzi di taglio sul suolo di fondazione, il quale riduce la capacità portante della fondazione e quindi la stabilità dell'opera. Il rinforzo posto alla base del rilevato permette di resistere alle pressioni del terreno e alle deformazioni laterali della fondazione, aumentando così la capacità portante e la stabilità. Un certo numero di meccanismi di rottura può essere individuato per rilevati rinforzati: scivolamento laterale del rilevato sopra lo strato di base rinforzato, rottura per supero della capacità portante, superficie di scivolamento rotazionale che porta a rottura, sfilamento del rinforzo, deformazioni eccessive.

Se gli sforzi di taglio all'interfaccia, tra terreno e rinforzo, non sono adeguati, si può verificare uno scivolamento laterale del terreno sopra il rinforzo. In alternativa, con depositi di terreno a bassa resistenza, il materiale di fondazione può essere estruso dal basso del rilevato. Se il rinforzo è posizionato direttamente sul materiale di fondazione, questo meccanismo può comportare movimenti orizzontali del suolo di fondazione. I parametri più importanti che controllano questi due meccanismi sono: la resistenza al taglio e lo sforzo di taglio all'interfaccia tra suolo e rinforzo. La forza di trazione, necessaria affinché sia garantita la stabilità, deve essere sviluppata nel rinforzo per mezzo del taglio tra rinforzo e suolo soprastante.

Se si raggiunge la resistenza al taglio dell'interfaccia, allora si verificherà lo sfilamento del rinforzo. Nel caso in cui, invece, si raggiunga la resistenza a trazione del rinforzo, si avrà una rottura dello stesso. A questi due meccanismi di rottura, se ne aggiunge un terzo: la rottura del terreno. In alcuni casi, spostamenti importanti del suolo, lungo potenziali superfici di scivolamento, causano una riduzione della resistenza del suolo.

Ciò comporta un aumento del carico sul rinforzo, che può essere così soggetto a rottura. Affinché non avvenga questa rottura, è necessario prendere in considerazione: lo sforzo di taglio all'interfaccia tra suolo e rinforzo nelle condizioni in cui si ha lo sfilamento del rinforzo, la resistenza a trazione del rinforzo, le caratteristiche di sforzo-deformazione del rinforzo rispetto a quelle del terreno di fonazione.

Nei rilevati realizzati su suoli molto comprimibili, si può verificare una rottura legata alle deformazioni eccessive della base. Per particolari geometrie e profili del suolo, si ha una rigidità minima di soglia del rinforzo, al di sotto della quale il rinforzo non ha alcun effetto sullo scivolamento. Per valori superiori, il rinforzo ridurrà la spinta laterale. Questo effetto è importante in suoli poco profondi o suoli in cui c'è un aumento di resistenza con la profondità. Tuttavia, il rinforzo non può eliminare lo scivolamento e c'è anche una rigidità massima al di sopra della quale non si ha alcun ulteriore beneficio. Si possono quindi verificare deformazioni anche se il rinforzo è molto rigido e questo deve essere preso in considerazione in fase progettuale.

7.5 Giroud

Durante la realizzazione di strade su terreni cedevoli è richiesta una certa capacità portante al sottofondo, per impedire cedimenti differenziali indesiderati. Qualora la capacità portante del terreno non fosse sufficiente, sarà necessario incrementarla con l'impiego di geosintetici. Per molti anni i geosintetici sono stati utilizzati in strade non asfaltate, come ad esempio strade di accesso a cantieri. Per strade asfaltate invece, a causa delle basse resistenze a trazione a lungo termine di molti geosintetici, ed essendoci cedimenti molto inferiori rispetto alle strade non asfaltate, l'impiego è meno diffuso.

Nel 1981, Giroud e Noiray proposero una teoria valida per geotessili impiegati nei rilevati stradali. Alcuni anni dopo, più precisamente nel 1985, venne formulata un'altra teoria, utilizzabile però qualora venissero impiegate delle geogriglie (teoria di Giroud, Ah-line, Bonaparte). A distanza di una ventina di anni, le due teorie sono state unificate. Infatti, Giroud e Han nel 2004 proposero un metodo che permettesse di progettare rilevati stradali, sia nel caso in cui il rinforzo utilizzato fosse una geogriglia che nel caso d'impiego di geotessile.

Sulla base dei risultati delle prove e dalla teoria della membrana di Giroud e Noiray, sono stati sviluppati e presentati da Jaacklin e Floss grafici di progetto per geogriglie multifunzione per strade sterrate e strade temporanee.

Le condizioni al contorno sono: la profondità ammissibile della carreggiata, il carico assiale, il numero di assi passanti, le caratteristiche del sottosuolo e la qualità dell'aggregato. Dai grafici il progettista potrà leggere lo spessore della base senza geosintetico (D_u), lo spessore ridotto a seguito dell'utilizzo del geosintetico (D_r) e la differenza tra i due spessori (Δu).

La profondità del solco è solo un'indicazione del carico e delle deformazioni che sono assorbite dall'elemento di rinforzo. La capacità portante è normalmente misurata dalla prova di carico su piastra in cui, dal grafico ottenuto, si ha la relazione tra la pressione applicata e la conseguente deformazione.

Tale test permette inoltre di capire il comportamento del suolo solamente sul breve periodo. Nel caso in cui la strada sterrata sia stata realizzata perché abbia una vita più lunga, allora non sarà sufficiente questa analisi ma dovrà essere preso in considerazione anche il comportamento a lungo termine. Interverranno, quindi, altri fenomeni, che porteranno il geosintetico a una perdita di resistenza come il creep e danni meccanici. Per questo tipo di problemi si può far riferimento all'EBGEO.

Nel caso in cui si voglia utilizzare un geosintetico in strutture stradali asfaltate, sarà necessario prendere in considerazione il comportamento a lungo termine. La capacità portante sopra la base deve essere garantita per tutto il periodo di vita della strada. Nel considerare il comportamento a lungo termine del geosintetico devono essere considerati i fattori di riduzione descritti nell'EBGEO.

Per la progettazione di una strada asfaltata, si procede innanzitutto riportandosi al caso di strada sterrata. Successivamente, si andranno a integrare ai risultati ottenuti per la strada sterrata, quelli relativi alla strada asfaltata.

7.6 Palmeira

Lo studio dell'interazione tra suolo e geosintetico si rivela fondamentale per una corretta progettazione di suolo rinforzato con impiego di geosintetici. I fenomeni che intervengono nell'interazione sono molto complessi e dipendono sia dalle caratteristiche del geosintetico che da quelle del suolo. L'applicazione di una forza di trazione T all'interfaccia, tra il suolo ed il rinforzo, genera sforzi tangenziali, che andranno ad opporsi allo sfilamento del geosintetico. Tali fenomeni possono subire variazione nel tempo, a seguito del comportamento viscoso del rinforzo (dipende dal tipo di polimero del geosintetico, dal carico applicato e dalla temperatura) e delle proprietà reologiche del suolo.

Il comportamento all'interfaccia tra il rinforzo e il terreno è retto da fenomeni che si sviluppano lungo una piccola striscia di terreno posta in posizione adiacente alla superficie di contatto. Grazie a numerosi studi in laboratorio e in situ, tra i quali quelli di Palmeira e Milligan nel 1989, è stato possibile individuare tre meccanismi d'interazione che governano la resistenza allo scivolamento lungo l'interfaccia e la resistenza allo sfilamento nella zona di ancoraggio. Innanzitutto, l'attrito che si genera tra il suolo e le zone piene del rinforzo. Il secondo elemento da considerare è l'attrito tra granuli di terreno che sono imprigionati nelle parti vuote del rinforzo e il terreno circostante. Il terzo meccanismo che entra in gioco riguarda la resistenza passiva. Essa viene a mobilitarsi in corrispondenza degli elementi posti in direzione trasversale rispetto alla direzione nella quale avviene il movimento relativo tra il geosintetico e il terreno.

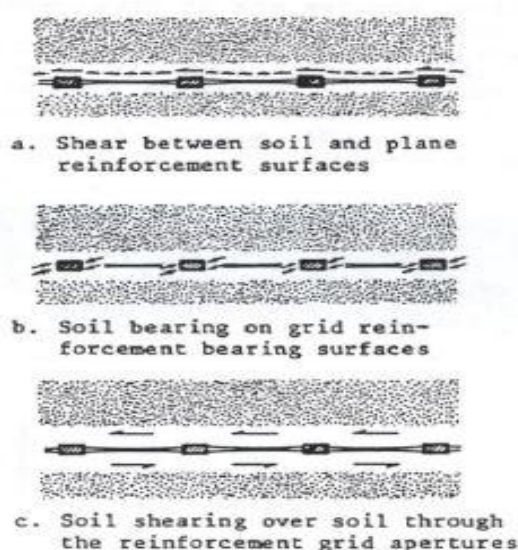


Figura 54 Fenomeni che si sviluppano all'interfaccia suolo-rinforzo

Capitolo 8

Verifiche tipo

Nella progettazione di una terra rinforzata sarà necessario effettuare verifiche di stabilità (SLU) e di compatibilità degli spostamenti (SLE).

Le verifiche di stabilità sono:

- stabilità globale
- stabilità esterna
- stabilità interna

8.1 Stabilità globale

La stabilità globale è relativa all'intera scarpata nella quale viene inserita l'opera di terra rinforzata. Nella determinazione di tale stabilità si ricorre ai metodi di calcolo di Fellenius, Bishop e Jambu.

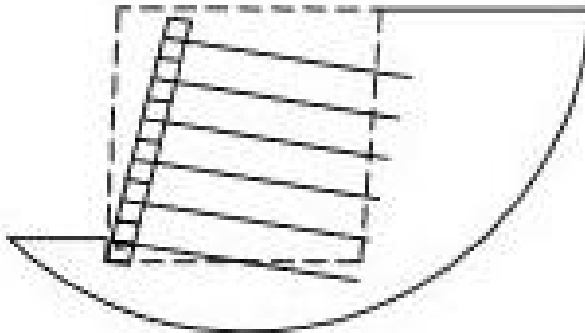


Figura 55 Stabilità globale

8.2 Stabilità esterna

Nella stabilità esterna, il blocco di terreno rinforzato, viene considerato come un blocco unico rigido e vengono applicati i criteri di stabilità delle opere di sostegno a gravità. Si effettuano quindi le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento e alla capacità portante.

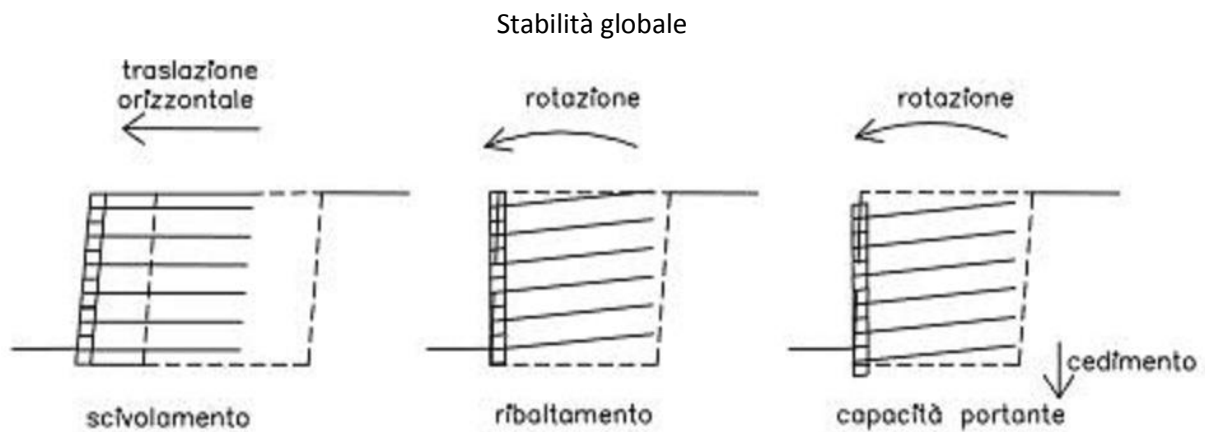


Figura 56 Stabilità esterna

8.3 Stabilità interna

La progettazione di strutture rinforzate avviene definendo la spaziatura verticale tra gli strati di rinforzo, la loro lunghezza e la loro resistenza a trazione.

Le verifiche di stabilità interna che devono essere soddisfatte sono quindi:

- Verifica di resistenza dei rinforzi
- Verifica allo sfilamento (pull-out)
- Verifica allo scorrimento diretto

8.3.1 Verifica di resistenza dei rinforzi

Deve essere verificato che la resistenza massima del rinforzo sia maggiore della resistenza che porterebbe a rottura il rinforzo, ovvero della sua resistenza limite a trazione.

La resistenza ultima ammissibile (T_{amm}) è definita come:

$$T_{amm} = \frac{T_{nom}}{FS} \quad (8.1)$$

dove T_{nom} è la resistenza nominale a rottura del rinforzo, mentre FS è il fattore di sicurezza globale ottenuto dai coefficienti di sicurezza parziali.

Il fattore di sicurezza globale è dato dal prodotto di 4 fattori di sicurezza parziali FS_{ID} , FS_{CR} , FS_{CD} , FS_{BD} . Il fattore di sicurezza FS_{ID} è relativo ai danni che possono prodursi durante la fase di installazione del rinforzo. FS_{CR} viene introdotto per tener conto della perdita di resistenza del rinforzo a seguito di fenomeni di creep. Infine FS_{CD} e FS_{BD} sono fattori di sicurezza che vengono utilizzati per tenere in considerazione rispettivamente i danni chimici e biologici che possono interessare il geosintetico. Secondo il tipo di opera che si vuole realizzare, tali fattori di sicurezza varieranno.

Tabella 11 Valori dei fattori di sicurezza parziali da utilizzare per diverse applicazioni

Application area	Factor of safety value			
	FS_{ID}	FS_{CR}	FS_{CD}	FS_{BD}
Unpaved roads	1.1 to 1.6	1.5 to 2.5	1.0 to 1.5	1.0 to 1.2
Paved roads	1.2 to 1.5	1.5 to 3.0	1.1 to 1.6	1.0 to 1.2
Embankments	1.1 to 1.4	2.0 to 3.5	1.0 to 1.4	1.0 to 1.3
Slopes	1.1 to 1.4	2.0 to 3.5	1.0 to 1.4	1.0 to 1.3
Walls	1.1 to 1.4	2.0 to 3.5	1.0 to 1.4	1.0 to 1.3
Bearing capacity	1.2 to 1.5	2.0 to 3.5	1.0 to 1.6	1.0 to 1.3
	danni installazione	creep	danneggiamento chimico e biologico	

8.3.2 Verifica allo sfilamento (pull-out)

La verifica allo sfilamento (pull-out) assicura che non venga raggiunta la resistenza limite a sfilamento. Se non venisse rispettata, si avrebbe l'estrazione del geosintetico dalla struttura rinforzata.

In questa verifica deve essere preso in considerazione l'attrito bilaterale.

$$\frac{T_{po}}{T_{MAX}} \leq FS_{po} \quad (8.2)$$

La resistenza limite allo sfilamento può essere calcolata dalla seguente relazione:

$$T_{po} = 2 L_a \sigma_v f_{po} \tan \phi' \quad (8.3)$$

dove L_a è la lunghezza di ancoraggio, σ_v sono le tensioni verticali e $f_{po} \tan \phi'$ indica l'efficienza del sistema rinforzo-terreno ed è funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

8.3.3 Verifica allo scorrimento diretto

La verifica allo scorrimento è analoga alla verifica allo sfilamento. La differenza riguarda il fenomeno, in quanto nello scorrimento diretto si ha un'estrazione del geosintetico assieme al terreno sovrastante. In questa situazione interviene l'attrito monolaterale.

$$\frac{T_{ds}}{T_{MAX}} \leq FS_{ds} \quad (8.4)$$

La resistenza limite allo sfilamento può essere calcolato dalla seguente relazione:

$$T_{ds} = L_a \sigma_v f_{ds} \tan \phi' \quad (8.5)$$

Nei fenomeni di sfilamento e scorrimento, le caratteristiche del geosintetico entrano in gioco nei termini f_{ds} (coefficiente di scorrimento) e f_{po} (coefficiente di sfilamento). È necessario a questo punto fare una distinzione tra geotessili e geogriglie.

Nei geotessili, si ha una maglia chiusa e i due coefficienti sono uguali e pari a:

$$f_{po} = f_{ds} = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi'} \cong 0.6 \quad (8.6)$$

dove φ' indica l'angolo di resistenza al taglio mentre δ è l'angolo di attrito all'interfaccia tra suolo e rinforzo.

Nel caso di geogriglie, in cui si ha una maglia aperta, i due coefficienti sono diversi.

Le equazioni che permettono di determinare i loro valori sono le seguenti:

$$\begin{cases} f_{ds} = \overline{a_s} \frac{\tan \delta}{\tan \varphi'} + (1 - \overline{a_s}) \\ f_{ds} = \overline{a_s} \frac{\tan \delta}{\tan \varphi'} + \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \right) \left(\frac{\overline{a_b} B}{2S} \right) \frac{1}{\tan \varphi'} \end{cases} \quad (8.7)$$

con $0.6 \leq f_{ds} \leq 1$ mentre f_{po} può raggiungere valori anche superiori all'unità.

In questo caso, a seguito della presenza di zone vuote che determinano quindi una maglia aperta, interviene un ulteriore fenomeno, la resistenza passiva. I granuli del terreno penetrando all'interno delle maglie della geogriglia esercitano una reazione sugli elementi trasversali del geosintetico.

Come viene illustrato in figura 59, i termini S e B, presenti nelle equazioni precedenti, sono parametri geometrici propri della geogriglia.

Il termine $\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v}$ può essere ricavato dalla seguente equazione:

$$\left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \right) = \tan \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{\left(\frac{\pi}{2} + \varphi' \right) \tan \varphi'} \quad (8.8)$$

Per l'applicazione di tale equazione è sufficiente la conoscenza dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

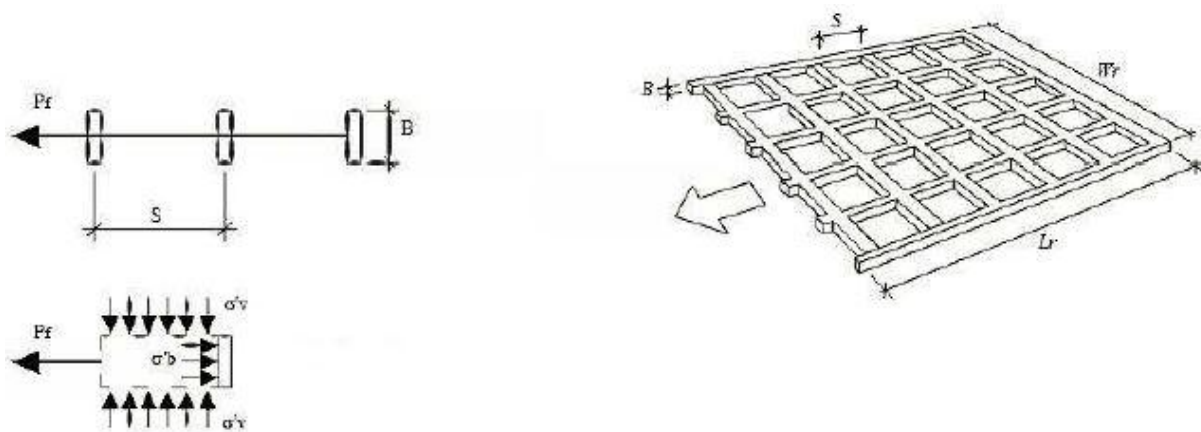


Figura 57 Caratteristiche geometriche di una geogriglia

8.4 Compatibilità degli spostamenti (SLE)

Nella progettazione di una terra rinforzata con geosintetici bisogna cercare di sfruttare al meglio le caratteristiche di resistenza sia del terreno che del rinforzo.

Oltre alle verifiche dello stato limite ultimo (SLU) deve essere considerato anche lo stato limite di esercizio (SLE). Infatti, è necessario che gli spostamenti attesi vengano valutati e rientrino entro certi limiti normativi affinché essi siano compatibili con l'esercizio dell'opera stessa.

Il terreno a grana grossa denso ha un comportamento dilatante descritto nel seguente grafico. La resistenza al taglio cresce fino al raggiungimento di un massimo (ϕ'_p). Questo picco di resistenza è legato al fenomeno della dilatanza e in particolare, il massimo valore di resistenza si ha proprio in corrispondenza della massima dilatanza. Oltre il picco, si ha una diminuzione della resistenza al taglio (ϕ'_{cv}).



Figura 58 Curva sforzo-deformazione di un terreno a grana grossa denso

Il comportamento del rinforzo è descritto da un andamento crescente. La resistenza del geosintetico aumenta fino al T_{lim} , che indica la resistenza massima del rinforzo prima che si verifichi la rottura. La rigidezza assiale $EA = \frac{T}{\epsilon}$ del geosintetico sarà funzione del materiale impiegato e della geometria.

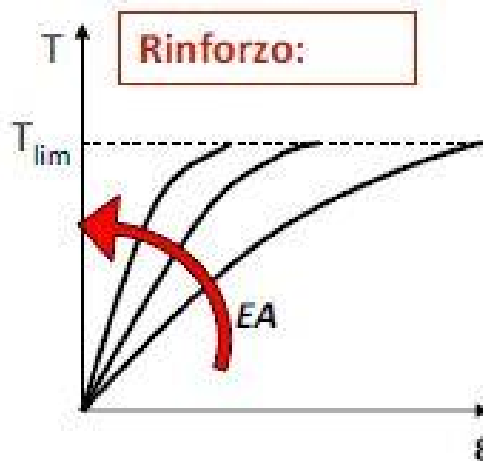


Figura 59 Curva resistenza-deformazione di un rinforzo

Il materiale composito dato da rinforzo + terreno deve essere realizzato in modo tale da rendere le deformazioni omogenee e gli spostamenti compatibili. I livelli di deformazione massimi ammessi per l'esercizio sono solitamente inferiori al 2-3%.

I geosintetici possono essere classificati in base alla loro rigidezza in geosintetici a bassa rigidezza, nel caso in cui la loro rigidezza assiale sia attorno a 300 kN/m , e geosintetici ad alta rigidezza, qualora tale parametro sia superiore a 1000 kN/m .

I primi sono compatibili con terreni che presentano parametri geomeccanici prossimi ai valori "ultimi". Affinché venga mobilitato uno sforzo sufficiente a garantire la stabilità, sarà necessario una deformazione notevole e ciò rende gli spostamenti ottenuti non accettabili per l'esercizio.

I geosintetici con alta rigidezza sono invece compatibili con terreni aventi parametri di "picco". In questo caso sono sufficienti piccole deformazioni per indurre uno sforzo nel geosintetico tale da garantire la stabilità.

La rigidezza assiale del rinforzo è quindi un parametro fondamentale nella scelta della geogriglia da utilizzare. Al suo crescere si ha una riduzione degli spostamenti orizzontali del paramento e delle deformazioni assiali dei rinforzi. Il materiale composito, formato dall'insieme di rinforzo e terreno, avrà un comportamento legato a entrambi i componenti che lo costituiscono e alla loro interazione.

Capitolo 9

Rilevato ferroviario rinforzato con geogriglie e pali

9.1 Introduzione

Per attraversare un'area caratterizzata da depositi di suolo organico e soffice di notevole spessore, in una zona settentrionale della Germania, con una linea ferroviaria a doppio binario, è stato necessario impiegare pali di fondazione posti sotto il rilevato. Un'ulteriore azione di rinforzo è stata fatta con l'impiego di geogriglie di rinforzo, posizionate all'interno del rilevato.

Con l'abbattimento del muro di Berlino e la riunificazione della Germania dell'est con quella dell'ovest nel 1989, si è verificato un notevole incremento del traffico. Tale aumento, non risultava sostenibile con le sole infrastrutture stradali e ferroviarie esistenti. Si è deciso, quindi, d'intervenire con un potenziamento infrastrutturale. La linea ferroviaria che collega Magdeburg con Berlino, durante questo periodo di ammodernamento e potenziamento, è stata soggetta ad interventi tali da garantire il passaggio di convogli con velocità di 160 km/h. La linea ferroviaria d'interesse è situata in un'area caratterizzata da terreni soffici con elevata componente organica. Tali depositi, con profondità notevole, hanno caratteristiche meccaniche scadenti, bassa capacità portante e possono essere interessati da cedimenti differenziali non compatibili con l'esercizio dell'opera. Gli interventi messi a punto hanno come obiettivo quello di incrementare la capacità portante e ridurre i cedimenti. Tale linea è, infatti, stata interessata nei decenni precedenti da cedimenti che hanno quindi reso necessari interventi per incrementare la capacità portante del terreno e garantire così l'impiego in sicurezza dell'infrastruttura.

La soluzione inizialmente proposta consisteva nella rimozione del materiale presente in loco e la sostituzione con terreno avente caratteristiche meccaniche migliori. Si è però successivamente optato per l'impiego di rinforzi, senza sostituzione del materiale.

In particolare il rinforzo previsto consisteva nell'inserimento di pali e l'impiego di tre strati di geogriglie.

I vantaggi apportati da questa scelta sono molteplici:

- riduzione di tempo e denaro per la realizzazione;
- possibilità di realizzare l'opera in due parti, in modo tale da lasciare in funzione uno dei due binari della linea. In questo modo non è stata necessaria l'interruzione della circolazione;
- basso impatto ambientale, in quanto le operazioni per l'intervento richiedono un equipaggiamento sicuramente ridotto rispetto a quello necessario per la sostituzione del terreno.

9.2 Sistema strutturale

In situ erano presenti prevalentemente torba e limi organici, sopra sabbie di densità media, a profondità variabili dai 5 ai 30 metri. La resistenza al taglio non drenata di questi materiali è bassa, si aggira tra i 6 e gli 8 kPa nelle zone adiacenti al rilevato ferroviario. Tuttavia il terreno sotto il rilevato è consolidato e raggiunge una resistenza al taglio non drenata maggiore rispetto a quella presente nel terreno limitrofo, tale valore, infatti, è risultato pari a 15 kPa. Questo valore era il minimo richiesto per l'installazione di pali in ghisa duttile, i quali sono circondati da colata di cemento.

L'esecuzione di tale operazione è stata preceduta da una dettagliata analisi del terreno di fondazione, mirata alla definizione della lunghezza dei pali richiesta e della minima resistenza al taglio del terreno. Sono stati inoltre effettuati test di carico prima di procedere alla fase esecutiva.

Come viene mostrato in figura 60, l'opera è costituita da getti di calcestruzzo in tubi prefabbricati posti al di sotto del rilevato e strati di geogriglie di rinforzo all'interno del corpo del rilevato. Dalla sezione mostrata si individua, inoltre, la presenza di palancole poste nella zona centrale del rilevato. Esse sono state inserite con lo scopo di assicurare la metà del rilevato per il traffico ferroviario, mentre l'altra metà veniva ricostruita. In questo modo è stato possibile garantire il passaggio di convogli su un binario anche durante la realizzazione dell'opera senza necessità di bloccare completamente il traffico.

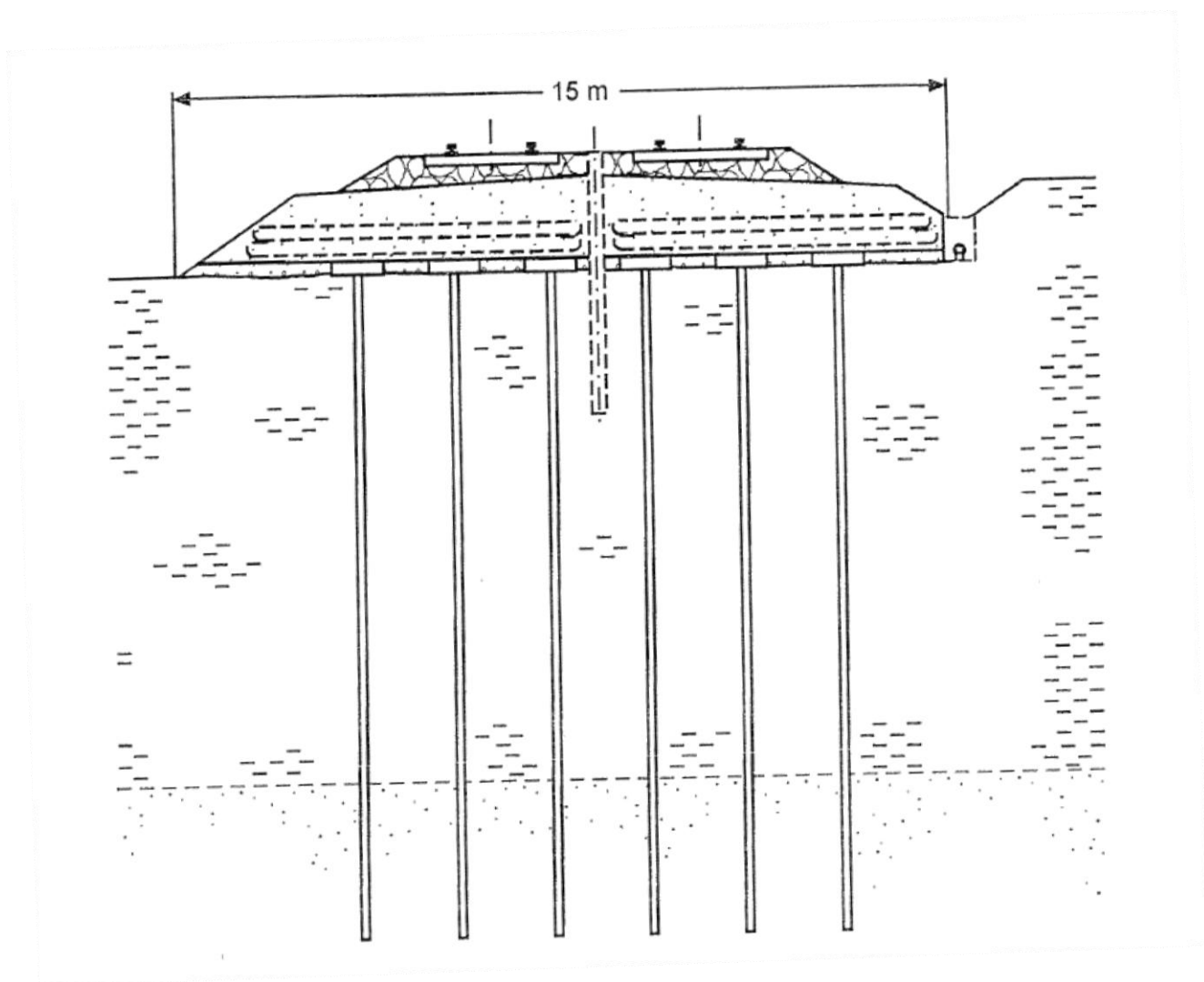


Figura 60 Sezione del rilevato rinforzato

Il rilevato è realizzato con una sabbia a granulometria media compattata al 97% di densità da prova proctor standard e con un angolo di attrito interno $\varphi = 35^\circ$. L'effetto arco con i pali e la distribuzione dei carichi sulla parte superiore dei pali sono stati determinati in accordo con l'esperienza scandinava. Il 70% del carico morto e vivo è stato assegnato ad arco ed il restante 30% scaricato sulle geogriglie a contatto con il suolo tra le teste dei pali. Per la progettazione dei tre strati di geogriglie sono state seguite le procedure proposte nel British Standard.

Le forze dei rinforzi geosintetici sono state analizzate con un modello della tensione di membrana semplificato e in alternativa con il modello piatto flessibile. Sono stati impiegati fattori di sicurezza parziali nella valutazione dello stato limite nel rispetto della rottura strutturale.

Per quanto riguarda lo stato limite di esercizio, il limite massimo di deformazione del geosintetico a lungo termine è stato valutato nel 3%.

Nella fase precedente alla realizzazione dell'opera, i carichi dinamici legati al passaggio di convogli ferroviari non erano noti. Per tenere in considerazione tale parametro, in fase di dimensionamento dell'opera, è stato introdotto un fattore di carico dinamico.

Basandosi sull'analisi strutturale, le geogriglie scelte sono le FORTRAC 150/150 - 30. La geogriglia scelta è bidirezionale, ha resistenza a trazione uguale in entrambe le direzioni e pari a 150 KN/m. Sotto il carico di progetto, le geogriglie vengono sollecitate non più del 20% rispetto alla loro resistenza al taglio a breve termine.

9.3 Programma di monitoraggio

Nel caso in cui l'interazione tra le diverse componenti della struttura risulti complessa, non è sufficiente valutare la sicurezza dell'opera e l'esercizio basandosi solamente sui calcoli. In questo caso è obbligatorio effettuare ulteriori misurazioni, in modo da poter confrontare le previsioni fatte con ciò che si osserva e valutare, in base alle osservazioni fatte, l'attuale sicurezza della struttura e lo stato di esercizio.

9.3.1 Parametri da misurare

La prestazione del rilevato rinforzato con geogriglie e pali può essere valutata con un grado di accuratezza sufficiente quando gli spostamenti e le deformazioni del rilevato e dei pali sono noti. Finché è possibile il monitoraggio solamente eseguendo misurazioni in pochi punti, è importante stabilire quali siano i parametri più importanti da misurare. In questo caso, i parametri risultati maggiormente significativi, e di conseguenza quelli che sono stati misurati nel programma di monitoraggio, sono i seguenti:

- cedimenti e spostamenti orizzontali delle geogriglie di rinforzo
- deformazioni degli strati di geogriglie tra i pali e sopra i pali
- spostamenti e inclinazione delle teste dei pali
- deformazioni dei pali vicino alla parte superiore

È particolarmente interessante la distinzione tra la risposta strutturale dell'opera, legata al carico morto dovuto solamente al peso del rilevato, e la risposta invece legata al carico vivo dinamico, dovuto al passaggio dei convogli.

Gli strumenti di misurazione sono stati scelti in modo tale che la lettura dinamica possa essere presa con una risoluzione sufficiente da determinare la reazione della struttura sotto carichi ciclici e da riconoscere l'influenza dalla velocità dei treni. Inoltre è richiesto che il sistema di monitoraggio lavori per un periodo sufficientemente lungo, affinché vengano registrati correttamente gli effetti di accumulo anticipato di creep e di carichi ripetuti.

9.3.2 Strumenti

Al fine di ottenere informazioni quantitative in merito al comportamento del rilevato rinforzato con geogriglie, la prima sezione di monitoraggio è stata installata nelle prime fasi di costruzione dell'opera. Gli strumenti sono stati collocati sopra uno strato di terreno soffice di profondità di 20 m. In una fase successiva, in un altro strato di suolo, sono stati inseriti strumenti di monitoraggio allo stesso modo. In quest'area il sottosuolo è composto da terreni molto soffici e con bassa capacità portante con profondità di 30 m. La seconda sezione di monitoraggio è rappresentativa della più piccola porzione di rilevato rinforzato situata sopra il terreno soffice. Nella figura 63 viene mostrata la prima sezione di monitoraggio. La lunghezza totale della sezione di monitoraggio, necessaria affinché non vi siano interferenze tra le misurazioni effettuate dai diversi strumenti, è di 15 m. Il lavoro di costruzione è stato effettuato per un solo binario in modo tale che il traffico ferroviario fosse comunque garantito sull'altro binario. Il monitoraggio viene quindi fatto solo su metà del rilevato.

Sono stati installati i seguenti trasduttori:

- estensimetri a resistenza elettrica posti sulle geogriglie tra i pali e sopra i pali;
- estensimetri a resistenza elettrica posti sulla superficie dei pali a breve distanza sotto le teste dei pali;
- estensimetri a barra verticali per il monitoraggio dei cedimenti e l'inclinazione delle teste dei pali e per la misurazione degli spostamenti verticali delle geogriglie di rinforzo tra le teste dei pali;
- estensimetri a barra orizzontali per individuare qualsiasi movimento del rilevato;
- accelerometri per la misurazione delle vibrazioni legate al passaggio dei convogli.

Le geogriglie, si suppone si comportino come una membrana tesa. La forza di trazione massima è attesa nello strato di geogriglie più basso tra le teste dei pali e nello strato più alto sopra di esse. Gli estensimetri sono posizionati come illustrato in figura 61. Gli sforzi sono misurati sia in direzione parallela che perpendicolare alla direzione dei binari.

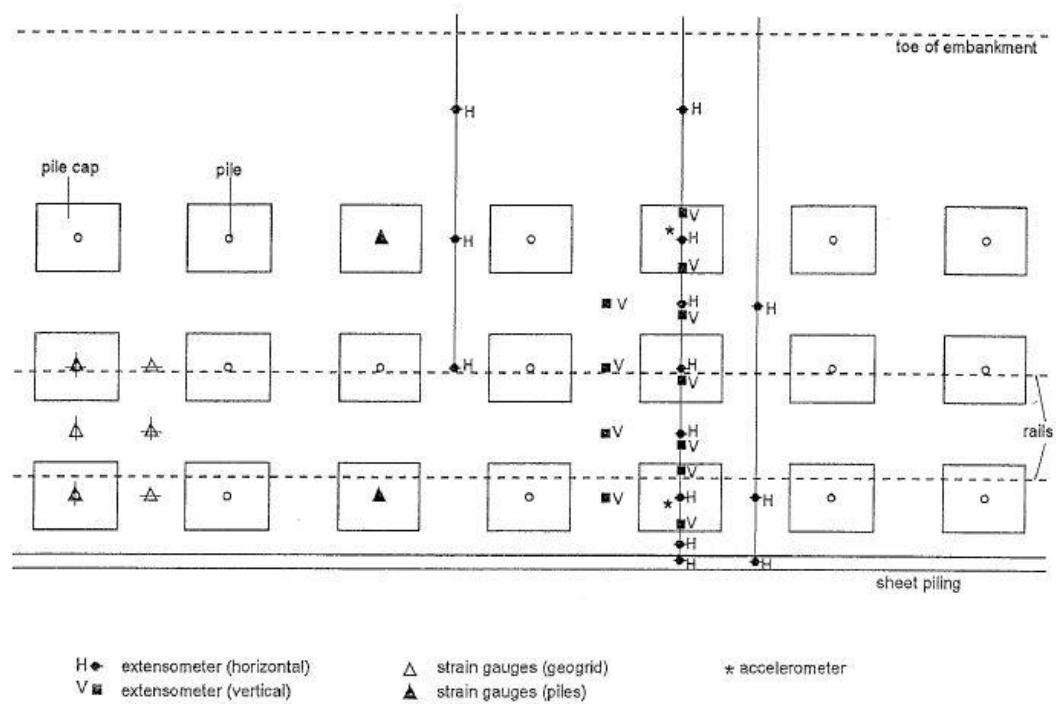


Figura 61 Strumenti di monitoraggio

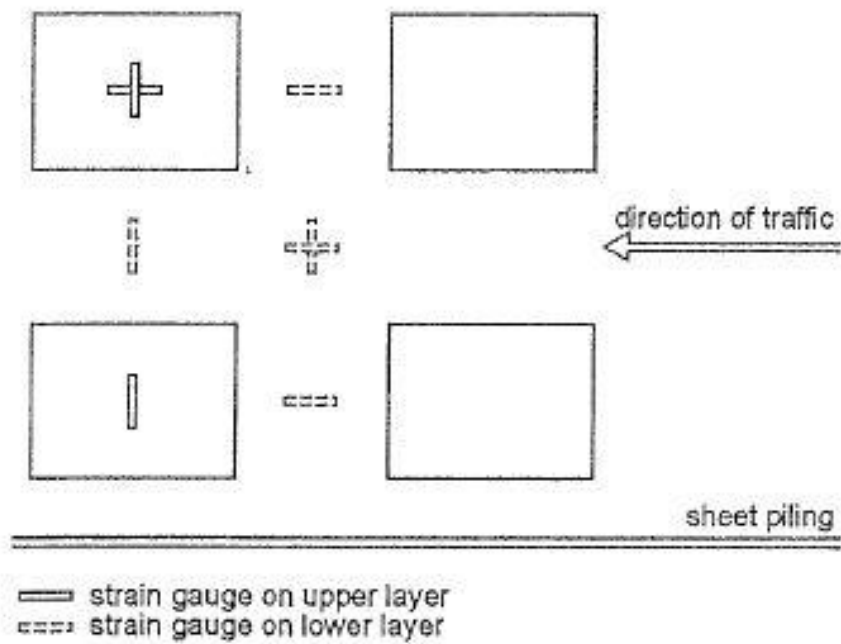


Figura 62 Disposizione degli estensimetri sulla geogriglia

I cedimenti dello strato di suolo rinforzato sono misurati con estensimetri a barra. In figura 63 viene indicato come la maggior parte degli estensimetri monitora lo spostamento verticale della geogriglia.

Alcuni di loro registrano cedimenti anche dello strato superiore, in questo modo la compattazione dello strato di suolo rinforzato, posto sotto il carico dei convogli, può essere determinata. La registrazione dei cedimenti del sottosuolo viene fatta in punti posti a 0.5 m sotto la sezione rinforzata.

Applicando il noto comportamento sforzo-deformazione delle geogriglie, l'azione delle forze nel rinforzo può essere dedotta direttamente dalla lettura dell'estensimetro.

D'altro canto, le misurazioni degli estensimetri a barra forniscono valori completi per gli spostamenti verticali dello strato di suolo. Essi possono essere utilizzati per derivarne le deformazioni, alle quali corrispondono misure di sforzi. In questo modo, grazie a due metodi di misurazioni tra di loro indipendenti, è possibile effettuare un controllo incrociato.

Le teste dei pali agiscono da base per gli archi di suolo che sviluppano nel rilevato sopra il vuoto tra le teste. In aggiunta essi devono portare le forze alle geogriglie. Le teste dei pali sono quindi di fondamentale importanza per l'intera opera. Per determinare i loro cedimenti e la loro inclinazione, i punti finali degli estensimetri sono stati collegati direttamente ad essi, come mostrato in figura 63.

Sono stati selezionati quattro pali per la determinazione delle forze dei pali tramite misurazioni delle deformazioni. Ad una distanza di 0.35 m sotto l'estremità superiore dei pali (distanza dove gli sforzi dovuti a irregolarità locali tra l'estremità dei pali e la testa dei pali non sono più presenti) sono stati collegati ai pali estensimetri a resistenza elettrica. Due pali sono stati equipaggiati con quattro estensimetri ognuno per misurare i momenti flettenti in due direzioni. Due pali sono stati monitorati con solamente due estensimetri. Qui la flessione è stata registrata solamente nella direzione perpendicolare ai binari.

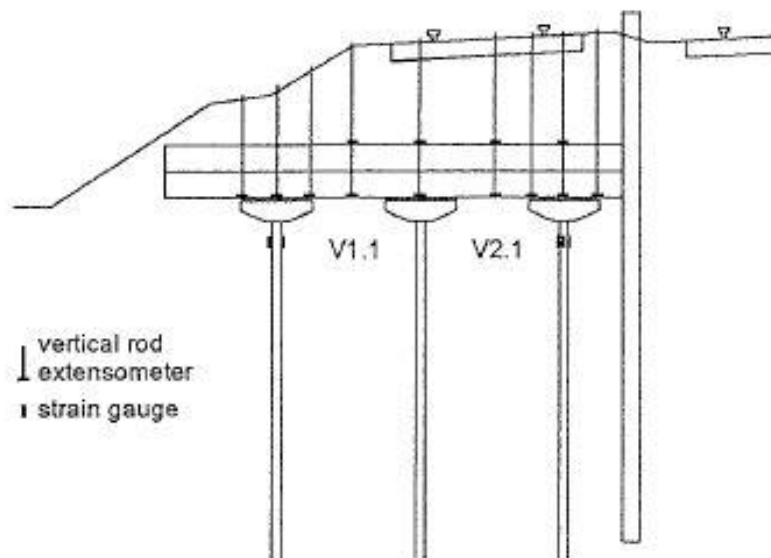


Figura 63 Estensimetri a barre verticali

9.3.3 Implementazione dei dispositivi di monitoraggio

La prima sezione di monitoraggio è stata installata nel maggio del 1994, mentre la seconda nell'aprile dell'anno successivo. Le operazioni di monitoraggio dovevano essere eseguite rapidamente, non erano permessi ritardi nella costruzione dell'opera. Per fare ciò, gli strumenti di misurazione sono stati preparati in anticipo.

9.3.4 Esecuzione delle misurazioni

Sino al completamento dell'opera, sono state lette le misure ogni 10 minuti per la sezione 1 e ogni 8 per la sezione 2. L'intervallo tra la prima e la seconda lettura è stato di 2 settimane e successivamente tale lasso di tempo è stato raddoppiato. Gli spostamenti misurati dagli estensimetri a barra possono essere solo valutati in assenza di traffico ferroviario. Gli estensimetri a resistenza elettrica sono invece stati letti per un tempo di 41.5 s, ciò ha permesso di registrare il transito di un singolo vagone. L'attrezzatura per la misurazione di deformazione a seguito di carichi dinamici rendeva possibile anche la misurazione delle deformazioni in condizioni statiche, in assenza di convogli.

9.4 Risultati delle misurazioni

9.4.1 Cedimenti

L'estensimetro a barra, schematizzato in figura 64, ha permesso di misurare gli spostamenti verticali in alcuni punti in condizioni statiche. In figura 65 vengono indicate le inclinazioni dei plinti e la forma a catenaria delle geogriglie deformate. Gli unici punti misurati in queste curve sono i massimi cedimenti nel punto intermedio tra le teste dei pali e il bordo delle teste dei pali, le curve sono così poi state stimate. Risulta evidente che la geogriglia sia esplosa sotto il carico massimo al di sotto dei binari e, di conseguenza, la massima curvatura della membrana di rinforzo risulta di 40 mm. È posizionata tra le teste dei pali situati appena sotto i binari. Dal momento che il centro della linea dei pali è equipaggiato con un solo estensimetro, non è noto se questa testa del palo sia curva come le altre due. La direzione e l'intensità della rotazione delle teste dei pali può dipendere dalle forze applicate dalle geogriglie ma essendoci un limitato numero di posti strumentati, non ci sono sufficienti prove per dimostrare tale assunzione. Risulta così possibile che gli spostamenti nella direzione orizzontale siano causati da posizionamenti non corretti durante la fase costruttiva.

I cedimenti delle teste dei pali sono dell'ordine dei 10 mm. Comparandoli con i cedimenti sugli strati superiori e inferiori della geogriglia risultano differenze di circa 25 mm. Ciò significa che lo strato di terreno rinforzato, che ha uno spessore di 0.45 m, ad opera terminata, ha una compattazione considerevole per effetto dell'impatto dinamico, dovuto al passaggio dei treni.

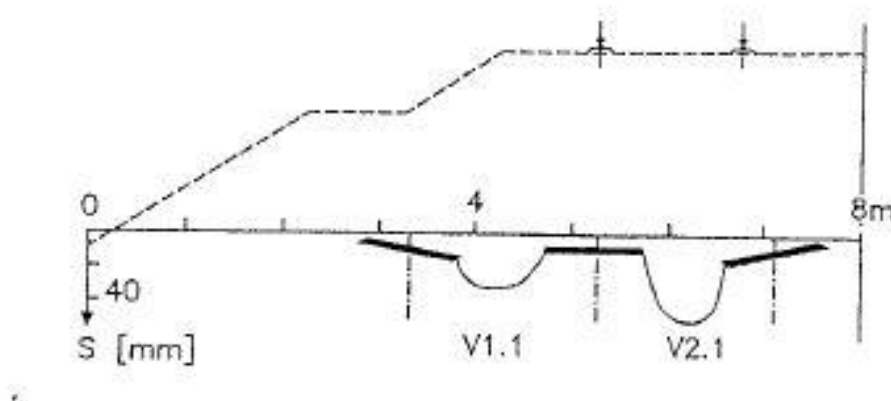


Figura 64 Spostamenti verticali

Gli spostamenti verticali mostrati in figura 65 fanno riferimento alle misure effettuate nell'aprile del 1995. Lo sviluppo dei cedimenti nel tempo è invece illustrato in figura 66. Le curve V 2.1 e V 1.1 corrispondono ai punti di misurazione tra le teste dei pali, come indicato in figura 64 e figura 65. Le due linee superiori mostrano i cedimenti sulle teste dei pali. Com'è facile intuire, gli spostamenti verticali sono incrementati nel tempo con il numero di passaggi di treni nella sezione di monitoraggio. Finché i treni viaggiano a velocità ridotta, durante la realizzazione dell'opera, previsioni a lungo termine non possono essere fatte basandosi sulle curve precedenti. Dal dicembre del 1995 i treni hanno iniziato a transitare sul rilevato rinforzato a velocità massima così dopo alcune misurazioni è stato possibile valutare il comportamento a lungo termine. Misurazioni più recenti indicano che gli spostamenti verticali sono diventati molto piccoli.

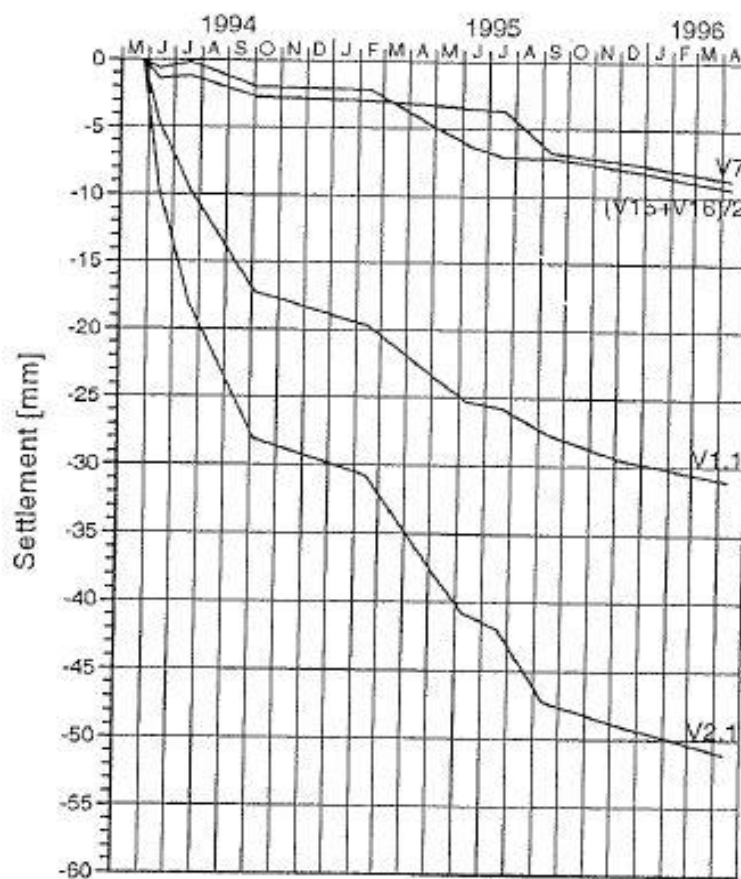


Figura 65 Cedimenti in funzione del tempo

9.4.2 Misurazioni delle deformazioni della geogriglia

Le misurazioni delle deformazioni effettuate in condizioni statiche sono dell'ordine di 0.3-1%. I valori più grandi sono stati osservati nello strato di geogriglia più in basso nella zona centrale, tra le quattro teste dei pali. Queste deformazioni sono comparabili con quelle dedotte dalle registrazioni degli estensimetri. Così come i cedimenti, le misure delle deformazioni sono incrementate nel tempo, quindi con il numero di treni passati. Ma come si può vedere in figura 66, l'incremento delle deformazioni nel tempo è più piccolo rispetto alla dipendenza dal tempo degli spostamenti verticali. Il componente interno della struttura, formato dal suolo e dalle geogriglie di rinforzo, sembra aver raggiunto condizioni stabili mentre l'interazione tra l'intera struttura e il terreno di fondazione si trova ancora in una fase transitoria. Questo è supportato dalle misurazioni delle deformazioni dei pali. Basandosi sulle osservazioni sembra giustificato prevedere a lungo periodo che le deformazioni delle geogriglie non supereranno il limite imposto del 3%, in accordo con il limite di esercizio del rilevato.

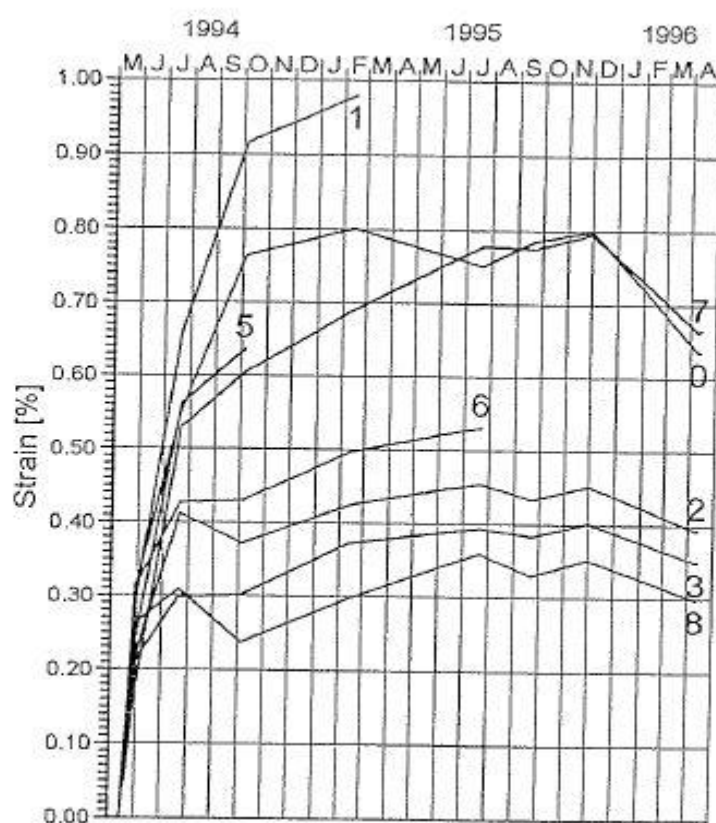


Figura 66 Deformazioni statiche della geogriglia in funzione del tempo

Oltre al comportamento della struttura in condizioni di carico statico, sono state misurate le deformazioni durante il passaggio di treni nella sezione di monitoraggio. In figura 67 viene mostrata una tipica registrazione relativa alla deformazione della geogriglie in direzione perpendicolare rispetto all'asse del rilevato durante il passaggio di un convoglio a velocità di 160 km/h. In figura 68 viene mostrata invece la situazione in direzione parallela. La differenza di deformazione tra la situazione di solo carico statico e la situazione di carico dinamico, in aggiunta al carico statico, risulta di soli 180 $\mu\text{m}/\text{m}$. Ciò indica chiaramente che il rilevato rinforzato agisce come una struttura composita, la quale appare come precompressa. Le misurazioni delle deformazioni dinamiche descrivono ogni carro del treno. Da tali misurazioni è anche possibile identificare i vagoni più e meno pesanti. La sensibilità delle misurazioni è tale per cui, una leggera diminuzione degli sforzi di trazione in direzione longitudinale della geogriglia è indice dell'avvicinarsi di un treno nella sezione di monitoraggio.

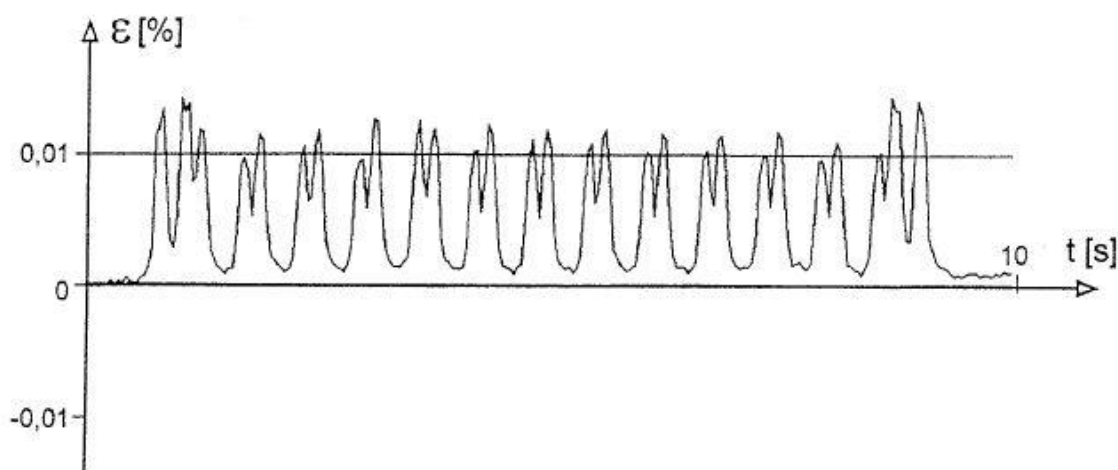


Figura 67 Deformazioni della geogriglia in direzione perpendicolare rispetto all'asse del rilevato sotto azioni di carico dinamiche

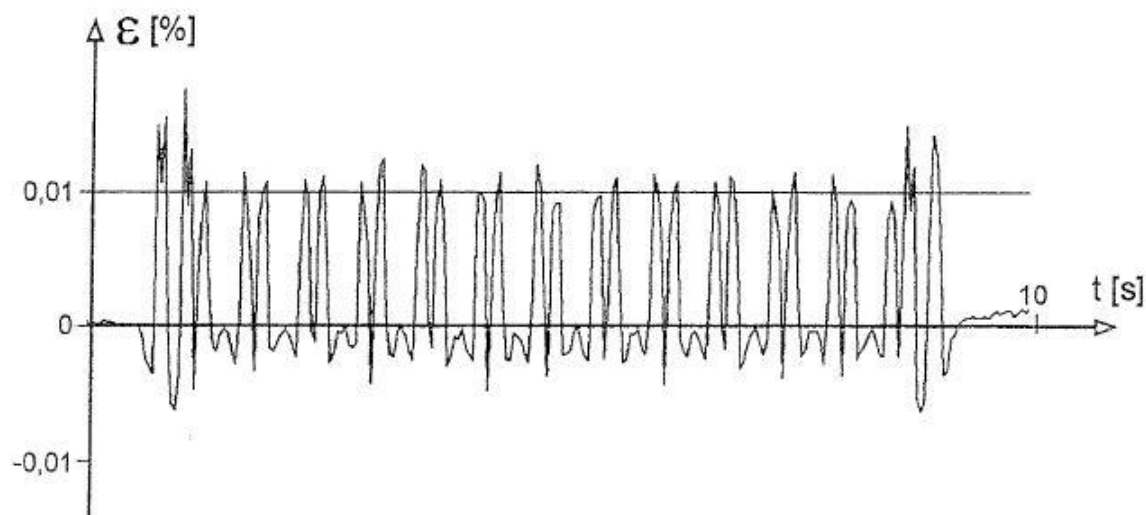


Figura 68 Deformazioni della geogriglia in direzione parallele rispetto all'asse del rilevato sotto azioni di carico dinamiche

9.5 Considerazioni finali

Per un rilevato ferroviario rinforzato realizzato su pali, un programma di monitoraggio è stato implementato. Per quasi due anni gli strumenti hanno permesso di ottenere dati affidabili sull'evoluzione temporale del comportamento della struttura rinforzata. Le misurazioni indicano che la struttura risponde in modo soddisfacente sia sotto carichi statici che dinamici. Inoltre è garantito un margine di sicurezza sufficiente per la stabilità, così anche per la condizione di esercizio.

Capitolo 10

Rilevato ferroviario rinforzato con materasso a geocelle

10.1 Introduzione

Il sistema di materasso a geocelle viene utilizzato per incrementare la stabilità, attraverso il controllo dei cedimenti, all'interno di rilevati. La struttura ottenuta è composta da geogriglie monodirezionali e bidirezionali, impiegate in modo tale da avere una struttura continua a celle aperte.

I maggiori benefici dati dall'impiego di tale tecnologia sono:

- rapidità di costruzione
- aumento della stabilità
- riduzione degli spostamenti laterali

Questo elemento di rinforzo viene impiegato alla base del rilevato. Una volta riempito con materiale ghiaioso agisce come una base rigida, che fornisce rigidità alla fondazione del rilevato, permettendo di controllare i cedimenti.

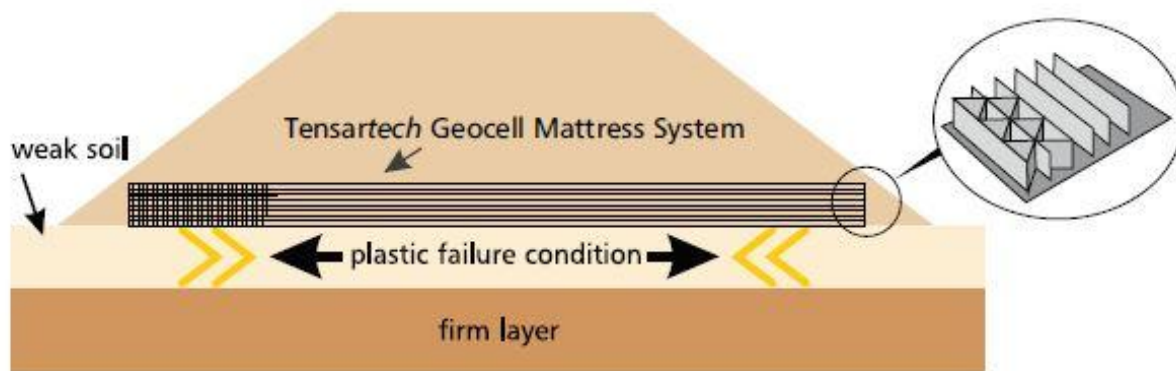


Figura 69 Rapidità di costruzione

Il materasso in geocelle intercetta inoltre le potenziali superfici di scivolamento. La rigidezza di tale elemento costringe le superfici più in profondità fino allo strato di terreno stabile. Il meccanismo di rottura critica diventa così rottura plastica sullo strato di terreno soffice e, in questo modo, viene incrementata la stabilità dell'opera.

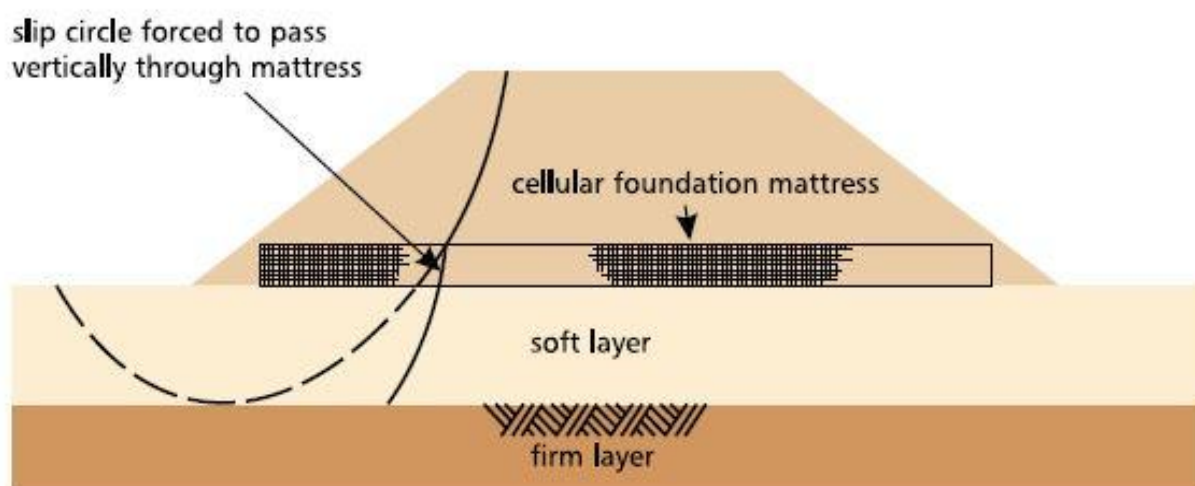


Figura 70 Incremento della stabilità

L'interfaccia ruvida alla base del materasso riduce gli spostamenti laterali e garantisce così la mobilitazione della massima capacità di taglio del suolo di fondazione, incrementando ulteriormente la stabilità.

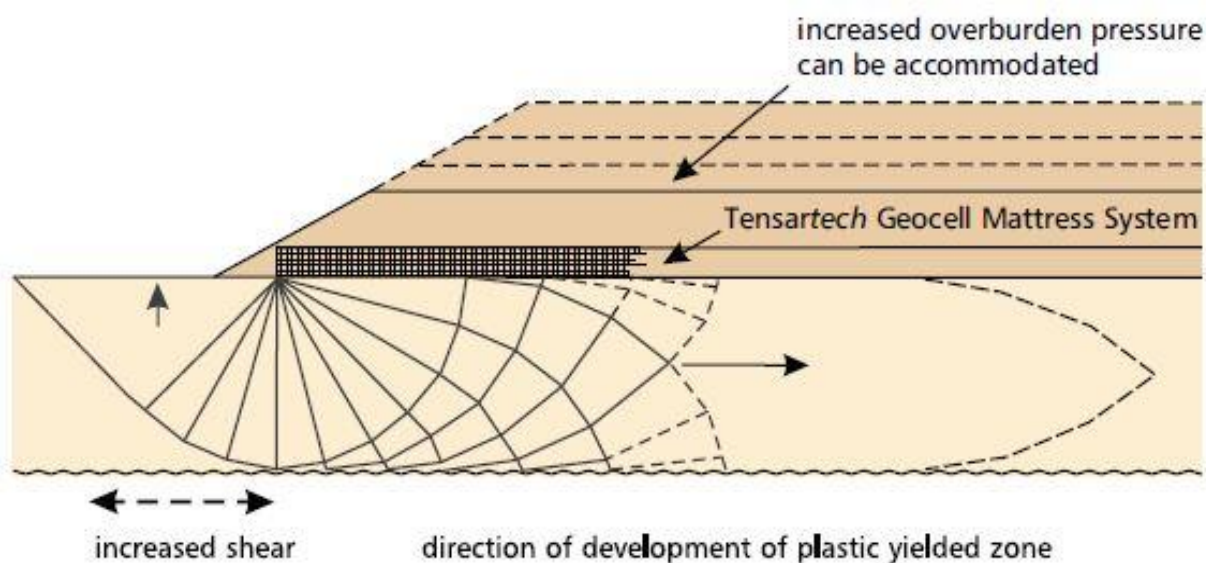


Figura 71 Riduzione della spinta laterale

I vantaggi dati dall'impiego di questa tecnologia sono legati anche al fatto di poter essere impiegata singolarmente, senza necessità di altri sistemi di rinforzo, quali pali di fondazione. Come detto in precedenza, essa permette di realizzare un accesso sicuro al sito, formando una base su cui lavorare. Non necessitando la sostituzione del materiale scadente di fondazione, si riducono i costi e le tempistiche di intervento. Questa tecnologia può essere impiegata come rinforzo alla base di un rilevato costruito su un terreno soffice, con l'obiettivo di ridurre i cedimenti e i tempi di consolidazione.

Il caso studio in analisi riguarda la realizzazione di un rilevato per un tratto di linea ferroviaria in un'area con presenza di un terreno cedevole. L'opera è stata realizzata a Senkvice, in Slovacchia.

10.2 Caratteristiche dell'opera e del terreno

Il sottosuolo è caratterizzato da uno strato di terreno soffice, di spessore variabile compreso tra gli 8 e gli 11 metri. La coesione C_u , anch'essa variabile, risulta comunque inferiore a 20 kPa.

Il rilevato da realizzare è caratterizzato da un'altezza massima di 8 m. Alla base è stato inserito un materasso di geocelle per garantire maggiore stabilità all'opera.

Nell'immagine sottostante viene mostrata la linea ferroviaria esistente (linea blu) e il tratto di linea ferroviaria realizzata mediante l'ausilio del materasso a geocelle (linea rossa).

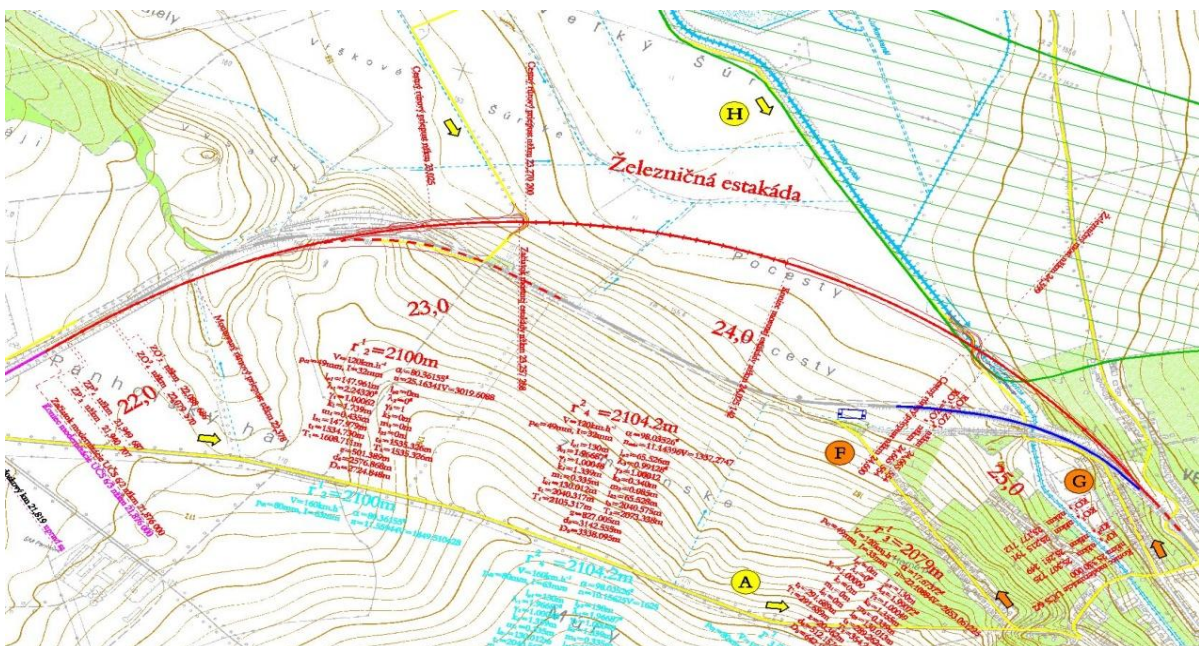


Figura 72 Vista del nuovo e del vecchio tratto di linea ferroviaria

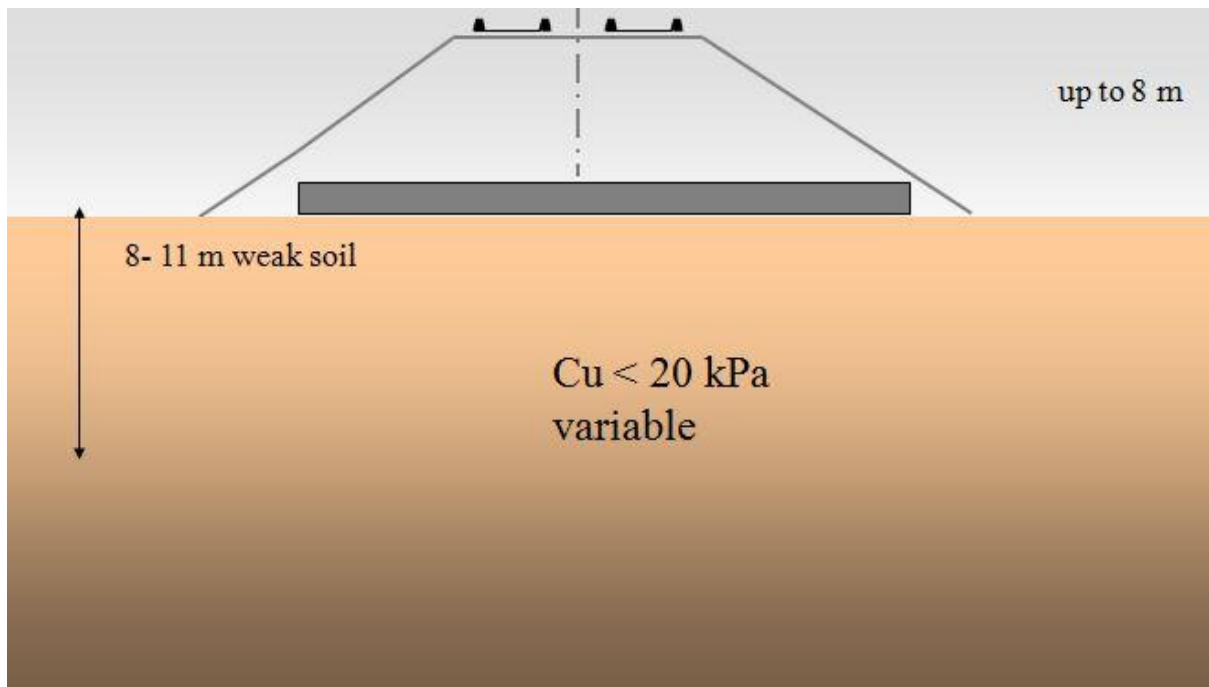


Figura 73 Sezione del tratto di linea ferroviaria da realizzare

Il sottosuolo, come detto precedentemente, è caratterizzato da materiale avente proprietà meccaniche scadenti. In particolare, lo strato superiore è composto da terreno argilloso, sabbie, argille sabbiose, argille con materia organica con plasticità medio-alta. Al di sotto sono presenti calcari e argille sabbiose, argille con elevata plasticità con strati di sabbie con coesione $C_u = 30$ kPa. Il livello della tavola d'acqua è situata ad una profondità compresa tra 0.5 e 1.5 m.

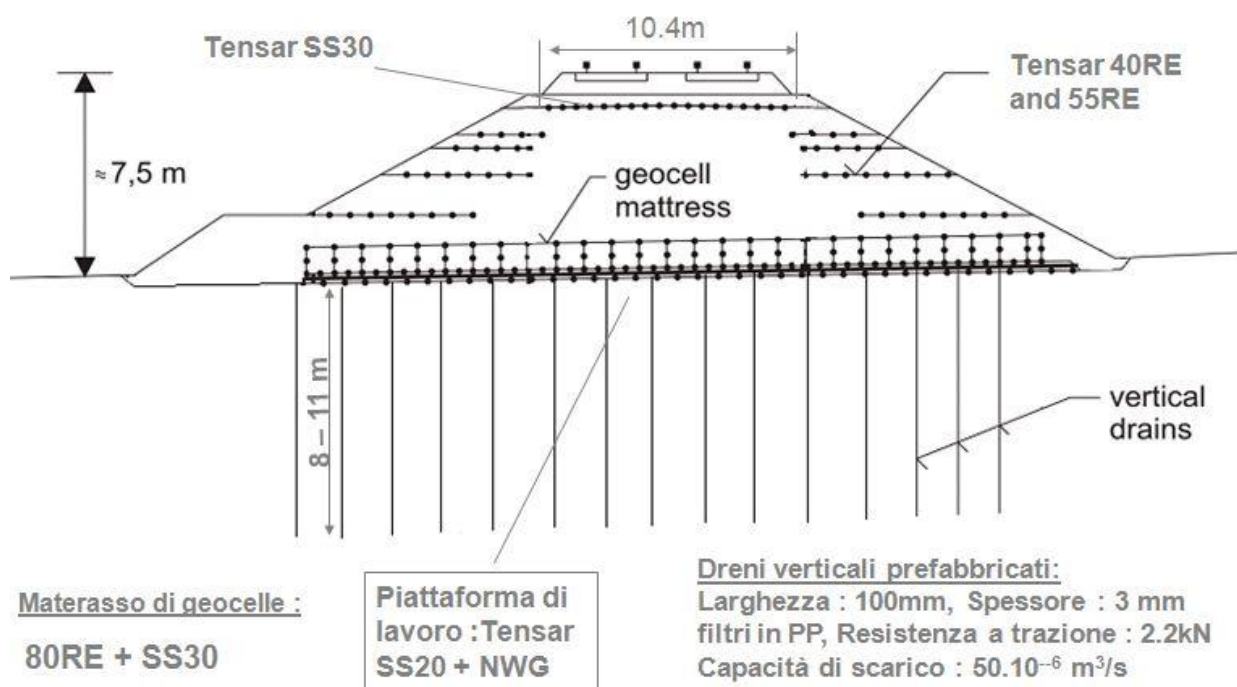


Figura 74 Sezione del rilevato con indicazione sui rinforzi e dreni impiegati

Nel progetto sono incluse diverse tipologie di geogriglie, oltre al materasso di geocelle posto alla base, sono state utilizzate geogriglie all'interno del rilevato (Tensar 40RE e 55RE) e uno strato di geogriglie alla base del ballast (Tensar SS30). Inoltre sono stati impiegati dreni verticali prefabbricati, con una profondità di 11 m e con una maglia rettangolare di 1.4 m.

Per il rilevato, con altezza superiore ai 4 metri, è stato inserito un materasso di geocelle con geogriglie con rigidità uniassiale in HDPE (polietilene ad alta densità) e resistenza di 80 KN/m e geogriglie biassiali in PP (polipropilene) 30kN/m.

Per il rilevato con altezza massima di 4 m sono state invece impiegate geocelle intrecciate con geotessili in poliestere alla base, aventi una resistenza massima di 600 KN/m.

10.3 Modello impiegato e risultati

Per analizzare le relazioni di dipendenza dal tempo dello stato tensionale, in accordo con la fase di costruzione, è stato impiegato il metodo degli elementi finiti (FEM).

Il grafico sottostante mostra uno dei risultati ottenuti dall'analisi agli elementi finiti, ovvero i cedimenti nel tempo.

La linea blu indica un punto preso alla base del rilevato, la linea rossa indica un punto a 3 m di profondità mentre la linea gialla si riferisce ad un punto a profondità di 6 m.

Come si può facilmente vedere dal grafico, all'aumentare della profondità si hanno cedimenti minori. I cedimenti massimi si hanno per l'appunto alla base del rilevato (linea blu). Il rilevato è stato realizzato in 5 step successivi, e questo è ben evidente dal grafico. Infatti, ad ognuno degli step corrisponde un cedimento concentrato in un breve lasso temporale e anch'esso è maggiore alla base e diminuisce all'aumentare della profondità. I cedimenti che sono stati misurati sono quelli tipici di terreni argillosi.

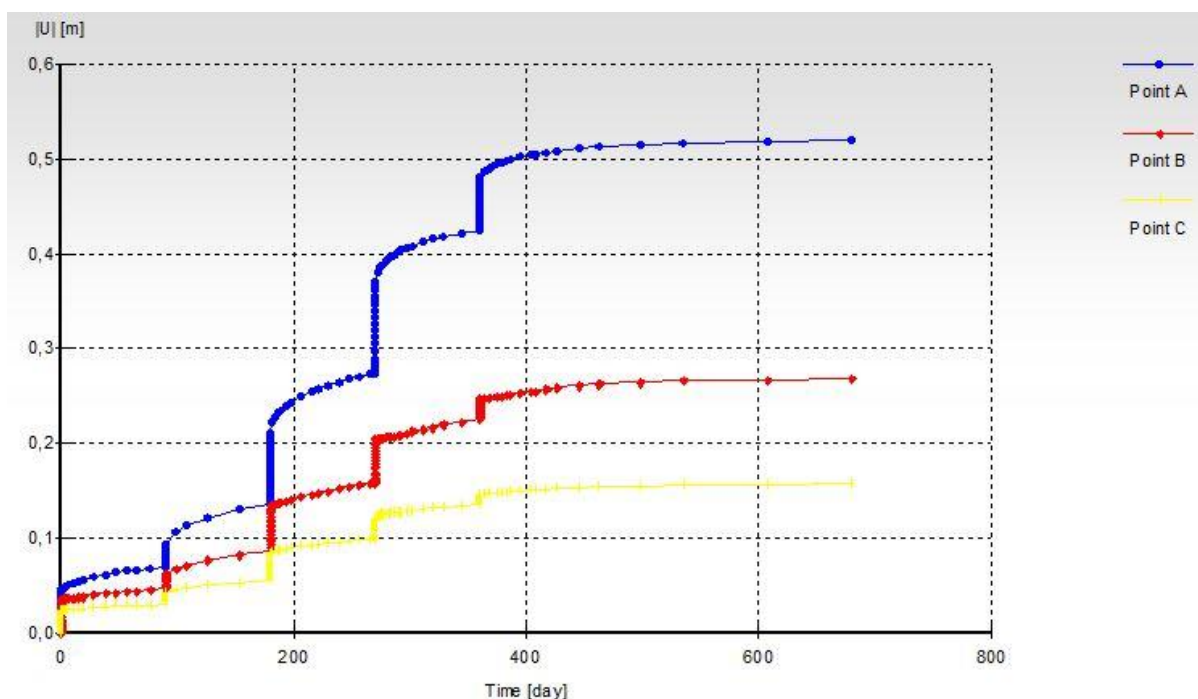


Figura 75 Cedimenti nel tempo misurati in tre punti

Un altro risultato ottenuto dai calcoli agli elementi finiti è rappresentato nel seguente grafico. Viene qui illustrato l'andamento delle sovrappressioni interstiziali, nei tre punti presi in analisi precedentemente, in funzione del tempo.

La condizione critica si verifica ad una profondità di 3 m (linea rossa). Anche in questo caso si possono vedere gli effetti relativi alla costruzione del rilevato nei vari step infatti, alla fine di ognuno di essi, si ha una dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.

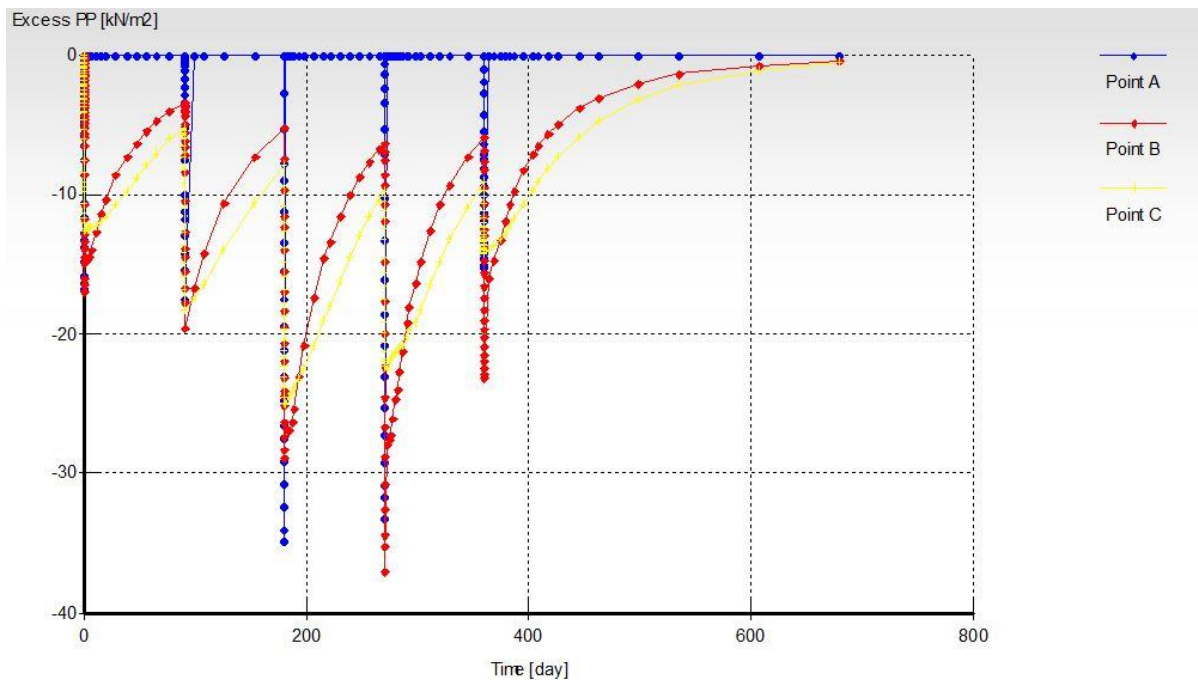


Figura 76 Sovrappressioni interstiziali in funzione del tempo in tre punti

Nelle seguenti immagini è illustrata la sequenza di operazioni necessarie alla realizzazione del tratto di linea ferroviaria con l'impiego del materasso di geogriglie come rinforzo alla base del rilevato. La prima fase consiste nella messa in opera del materasso lungo tutta l'area, sulla quale sarà successivamente realizzato il rilevato. In seguito, si procede con il riempimento del materasso con ghiaia in modo da formare la base rigida sulla quale sarà possibile procedere alla realizzazione della parte superiore del rilevato.



Figura 77 Realizzazione del materasso a geocelle



Figura 78 Vista del materasso a geocelle appena realizzato



Figura 79 Riempimento del materasso con ghiaia



Figura 80 Vista d'insieme del tratto di linea ferroviaria durante la posa del materasso



Figura 81 Vista d'insieme della linea ferroviaria dopo il riempimento del materasso con la ghiaia

10.4 Monitoraggio e risultati

Per il monitoraggio, sono state installate 5 sezioni strumentate all'interno del rilevato. Gli strumenti impiegati per il monitoraggio includevano: piezometri a filo vibrante, calibro del profilo idrostatico, inclinometro e deformometro. Le operazioni di misurazione sono state effettuate durante il periodo di costruzione e per i due anni successivi alla conclusione dei lavori.

Dalle misure del deformometro risulta che la massima compressione viene registrata nello strato di terreno situato ad una profondità compresa tra i 2 e i 3 m rispetto alla base del rilevato. I massimi spostamenti laterali sono allo stesso livello e raggiungono i 4 mm. Solamente nel profilo 4 si hanno movimenti fino a 20 mm forse a causa della presenza di una lente di argilla.

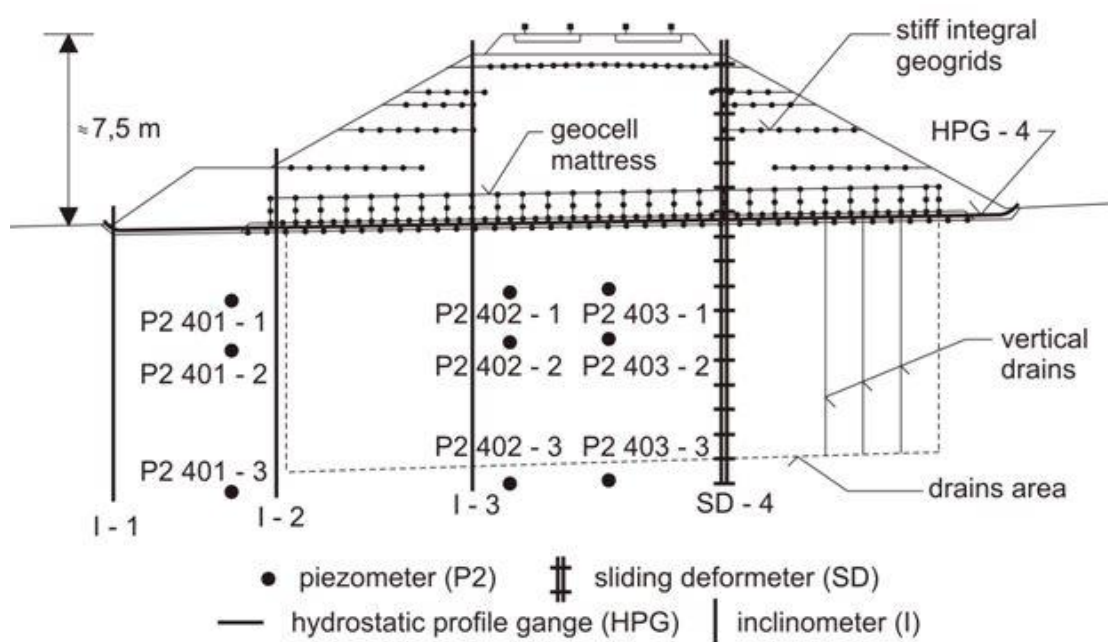


Figura 82 Sezione di misurazione

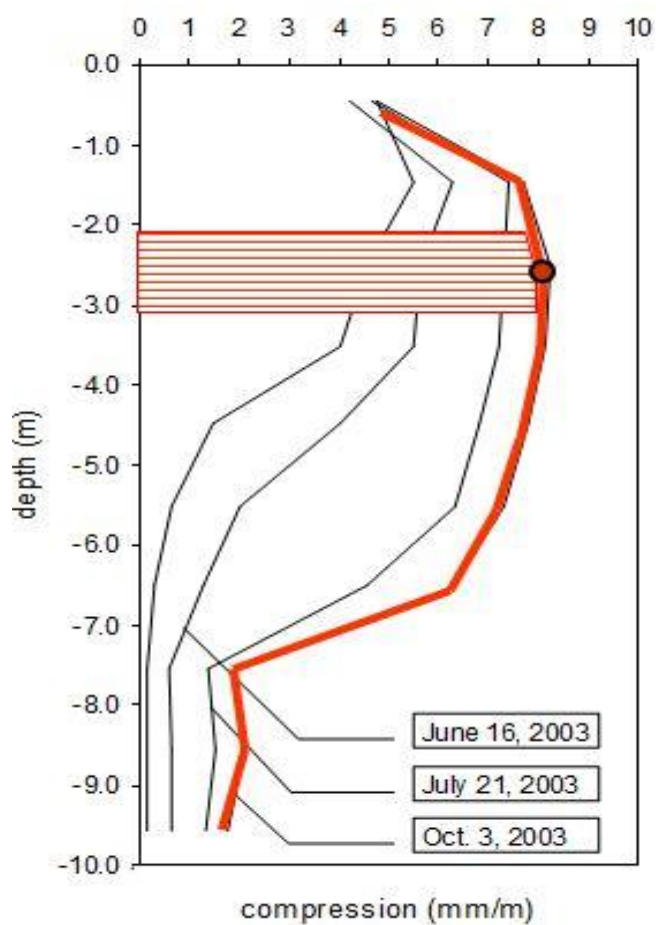


Figura 83 Misure di deformazione del terreno in funzione della profondità relative a periodi differenti

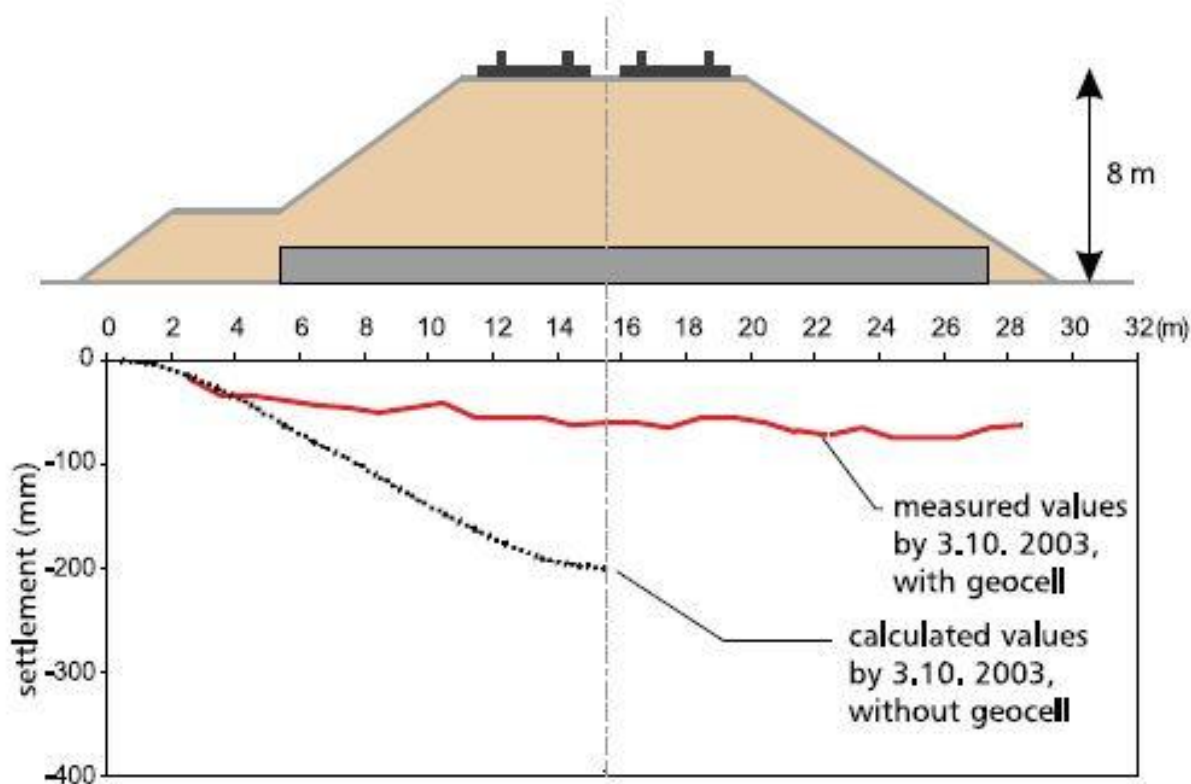


Figura 84 Confronto tra cedimenti registrati con il materasso di geocelle e cedimenti previsti in assenza di esso

Questa immagine mostra i cedimenti registrati alla base del rilevato rinforzato con il materasso. Questi risultati sono confrontati con i cedimenti stimati nel caso in cui non fosse stato impiegato il rinforzo. La differenza tra le due situazioni è molto evidente, si evince subito come i cedimenti, in assenza di rinforzo, sarebbero stati non ammissibili per l'esercizio del rilevato. Infatti essi raggiungono valori superiori addirittura ai 200 mm al centro dell'opera. (Courtesy Dr. Z. Rakowski Tensar Int. Personal communication)

Capitolo 11

Conclusioni

Nella presente Tesi di Laurea sono state trattate le varie metodologie di impiego di geosintetici in rilevati ferroviari andando ad esporre, a titolo esemplificativo, due opere realizzate con questa tecnologia.

I geosintetici, come precedentemente spiegato, sono elementi in cui almeno una delle componenti è costituita da un polimero. Possono presentarsi sotto forma di fogli, strisce o strutture tridimensionali e il loro utilizzo è ampiamente diffuso in ingegneria geotecnica e civile. Esistono diverse classificazioni che possono essere facilmente reperite nella norma UNI EN ISO 10318. Tra i numerosi geosintetici, quelli impiegati maggiormente in rilevati ferroviari sono i geotessili e le geogriglie. Le caratteristiche funzionali richieste da tali elementi, in queste applicazioni, sono principalmente: separazione, filtrazione e rinforzo. Fondamentale è la distinzione legata alla loro struttura. I geotessili, infatti, hanno una struttura chiusa mentre le geogriglie hanno una maglia aperta. La maglia aperta delle geogriglie permette di incrementare ulteriormente la loro resistenza in quanto, oltre ad agire come rinforzo grazie all'attrito con il terreno, si crea un ulteriore meccanismo legato all'incastro dei granuli nelle zone vuote della maglia. Queste caratteristiche possono essere sfruttate andando a inserire tali elementi all'interno dei rilevati. Ciò permette di migliorare le caratteristiche geomeccaniche del terreno garantendo stabilità alla struttura.

Numerosi sono gli esempi di rilevati ferroviari nei quali sono stati inseriti geosintetici. Tale tecnologia garantisce ottimi risultati con costi contenuti e facilità d'impiego. E' una soluzione adottabile nel caso sia necessario realizzare un rilevato riducendo l'ingombro laterale. L'azione esplicata consente di incrementare la resistenza del terreno permettendo di aumentare l'inclinazione della scarpata. In questo modo si riduce il terreno necessario, lo spazio e di conseguenza i costi e i tempi. I geosintetici sono spesso impiegati anche alla base del rilevato.

Questa soluzione è adoperabile qualora si voglia realizzare un rilevato in un'area caratterizzata da terreni cedevoli. In questo modo si riescono a controllare sia la bassa capacità portante del terreno di sottofondo sia i cedimenti differenziali che possono interessare l'opera.

In ambito ferroviario, i geosintetici trovano ulteriore applicazione nel sub-ballast. Lo strato di terreno situato sotto la massicciata deve essere realizzata in modo tale da distribuire i carichi al rilevato sottostante. Un ulteriore impiego dei geotessili in rilevati è quello antierosivo sulle pareti della scarpata. In questo caso si garantisce protezione contro l'erosione e il dilavamento dovuto ad agenti atmosferici in modo da permettere la crescita della vegetazione.

Nei due casi studio analizzati sono stati mostrati alcuni di questi impieghi. Nel primo caso, in Germania, sono state adoperate geogriglie poste all'interno del rilevato in aggiunta a pali posti nel terreno di fondazione. Grazie a sezioni strumentate è stato possibile monitorare la risposta strutturale degli elementi di rinforzo. I risultati hanno mostrato come tale tecnologia sia efficace e risponda bene a sollecitazioni sia di tipo statico che dinamico. Si evince, quindi, che il loro impiego sia adatto ad opere ferroviarie nelle quali il continuo passaggio di treni induce sforzi dinamici.

Nel secondo esempio illustrato, le geogriglie sono state posizionate in modo tale da ottenere un materasso a geocelle. I benefici derivanti sono: rapidità di costruzione, aumento della stabilità, riduzione degli spostamenti laterali. I risultati ottenuti, anche in questo caso, sono soddisfacenti. Infatti, i cedimenti registrati sono nettamente inferiori rispetto a quelli che si sarebbero ottenuti qualora non si fosse impiegato questo rinforzo.

I geosintetici si sono dimostrati una valida e ottima alternativa ad altre tecnologie per migliorare le caratteristiche del terreno. I bassi costi, la facilità di impiego e la riduzione dei tempi di lavoro hanno permesso una diffusione sempre più ampia. In ambito ferroviario essi sono impiegati in diversi modi e con funzioni molto variabili. In Italia, sono praticamente ancora inutilizzati come rinforzi alla base di rilevati ferroviari o all'interno del corpo del rilevato ma sono largamente sfruttati come base nel sub-ballast. In molti altri stati europei e non solo, la loro diffusione e il loro impiego in questo ambito è già avvenuta da diversi decenni come mostrato nei due casi studio presi in esame.

Allegati

Figure

Figura 1 Sede ferroviaria.....	3
Figura 2 Rilevato.....	6
Figura 3 Geotessile tessuto monofilamento (in alto a sinistra) , geotessile tessuto multifilamento (in alto a destra), geotessile tessuto a bandelle (in basso a sinistra), geotessile tessuto a struttura orientata (in basso a destra)	17
Figura 4 Scheda tecnica relativa a geotessile tessuto a trama e ordito	18
Figura 5 Scheda tecnica relativa a geotessile tessuto monofilamento in polipropilene ad alta densità (Pavirock M) PAVITEX	19
Figura 6 Scheda tecnica relativa a geotessile tessuto.....	20
Figura 7 Geotessile nontessuto termosaldato (sinistra) e geotessile nontessuto agugliato (destra)	21
Figura 8 Scheda tecnica relativa a geotessile nontessuto agugliato in poliestere (Geotex R/RC) PAVITEX.....	23
Figura 9 Scheda tecnica di geotessile nontessuto agugliato in PET (Tenax TSP) TENAX	24
Figura 10 Geogriglia estrusa monodirezionale (sinistra), geogriglia estrusa bidirezionale (destra)	25
Figura 11 Geogriglia tessuta	26
Figura 12 Geogriglia saldata	26
Figura 13 Scheda tecnica relativa a geogriglia monorientata in HDPE (TENAX TT SAMP) TENAX	28
Figura 14 Scheda tecnica relativa a geogriglia biorientata in polipropilene (TENAX LBO SAMP) TENAX.....	29
Figura 15 Georete bidimensionale (sinistra) e georete tridimensionale (destra)	30
Figura 16 Geocelle	31
Figura 17 Geostuoia.....	32
Figura 18 Geospacer	32

Figura 19 Geocomposito drenante costituito da una geostuoia tridimensionale in polipropilene accoppiata su entrambi i lati a due geotessili non tessuti in polipropilene (sinistra). Geocomposito drenante con anima in monofilamenti e due strati di geotessile non tessuto (destra).....	35
Figura 20 Geocomposito realizzato con un nucleo in geostuoia ad alto indice di vuoti in monofilamenti in PP accoppiato ad uno/due filtri/membrana impermeabile.....	35
Figura 21 Geocomposito drenante realizzato con filamenti estrusi accoppiato con due strati di geotessile nontessuto (sinistra). Geocomposito ottenuto con l'accoppiamento di una georete con due geotessili (destra)	36
Figura 22 Principi di funzionamento delle terre armate	38
Figura 23 Esempi di strutture in terra armata	38
Figura 24 terra armata.....	39
Figura 25 Strutture in terra rinforzata	41
Figura 26 Andamento delle T_{max}	43
Figura 27 Andamento delle T_{max} per la progettazione	43
Figura 28 Andamento di K/K_a in funzione della profondità per diverse tipologie di rinforzo	44
Figura 29 Elemento di terreno senza rinforzo	45
Figura 30 Elemento di terreno con rinforzo	45
Figura 31 Elemento di terreno senza rinforzo	46
Figura 32 Elemento di terreno con rinforzo	47
Figura 33 Comportamento di un elemento di terreno rinforzato (destra) e non rinforzato (sinistra) soggetto a carico assiale	49
Figura 34 Muro rinforzato	51
Figura 35 Rinforzo in opera di nuova costruzione (a) e su pendio franato (b).....	52
Figura 36 Stabilità esterna	55
Figura 37 Stabilità interna	55
Figura 38 Stabilità composta	56
Figura 39 Stati limite di esercizio.....	56
Figura 40 Rinforzi impiegati per il solo controllo della stabilità del rilevato	58
Figura 41 Rinforzi impiegati per il controllo della stabilità e slittamenti	58
Figura 42 Stati limite ultimi per rilevati con rinforzo alla base.....	60
Figura 43 Stati limite di esercizi per rilevato con rinforzo alla base.....	60
Figura 44 Meccanismo cinematicamente ammissibile di tipo traslazionale (sinistra) e rotazionale (destra)	66

Figura 45 Rottura a trazione di un rinforzo flessibile	67
Figura 46 Piccole deformazioni di un geosintetico nella zona di rottura.....	68
Figura 47 Schema per l'analisi dell'inclinazione della forza sulla superficie di rottura. Rinforzo orizzontale (sinistra) e forze agenti su rinforzo deformato (destra).....	68
Figura 48 Confronto tra resistenza del rinforzo assumendo le forze del rinforzo orizzontali o inclinate.....	70
Figura 49 Meccanismo traslazionale cinematicamente non ammissibile	70
Figura 50 Meccanismo di collasso.....	73
Figura 51 Meccanismi rotazionali cinematicamente ammissibili con spaziatura dei rinforzi fissa (sinistra) e variabile con l'altezza (destra)	74
Figura 52 Meccanismi ammissibili. Meccanismo a blocco singolo (sinistra) e multi-blocco (destra)	75
Figura 53 Rinforzo impiegato alla base di un terreno soffice (in alto) e rinforzo incorporato nel rilevato (in basso).....	77
Figura 54 Fenomeni che si sviluppano all'interfaccia suolo-rinforzo	82
Figura 55 Stabilità globale	83
Figura 56 Stabilità esterna.....	84
Figura 57 Caratteristiche geometriche di una geogriglia	88
Figura 58 Curva sforzo-deformazione di un terreno a grana grossa denso	88
Figura 59 Curva resistenza-deformazione di un rinforzo	89
Figura 60 Sezione del rilevato rinforzato.....	93
Figura 61 Strumenti di monitoraggio.....	96
Figura 62 Disposizione degli estensimetri sulla geogriglia	96
Figura 63 Estensimetri a barre verticali	98
Figura 64 Spostamenti verticali	99
Figura 65 Cedimenti in funzione del tempo.....	100
Figura 66 Deformazioni statiche della geogriglia in funzione del tempo.....	101
Figura 67 Deformazioni della geogriglia in direzione perpendicolare rispetto all'asse del rilevato sotto azioni di carico dinamiche	102
Figura 68 Deformazioni della geogriglia in direzione parallele rispetto all'asse del rilevato sotto azioni di carico dinamiche.....	103
Figura 69 Rapidità di costruzione	104
Figura 70 Incremento della stabilità.....	105
Figura 71 Riduzione della spinta laterale.....	105

Figura 72 Vista del nuovo e del vecchio tratto di linea ferroviaria	106
Figura 73 Sezione del tratto di linea ferroviaria da realizzare.....	107
Figura 74 Sezione del rilevato con indicazione sui rinforzi e dreni impiegati	108
Figura 75 Cedimenti nel tempo misurati in tre punti	109
Figura 76 Sovrappressioni interstiziali in funzione del tempo in tre punti	110
Figura 77 Realizzazione del materasso a geocelle	111
Figura 78 Vista del materasso a geocelle appena realizzato	111
Figura 79 Riempimento del materasso con ghiaia	112
Figura 80 Vista d'insieme del tratto di linea ferroviaria durante la posa del materasso	112
Figura 81 Vista d'insieme della linea ferroviaria dopo il riempimento del materasso con la ghiaia	113
Figura 82 Sezione di misurazione	114
Figura 83 Misure di deformazione del terreno in funzione della profondità relative a periodi differenti	114
Figura 84 Confronto tra cedimenti registrati con il materasso di geocelle e cedimenti previsti in assenza di esso.....	115

Tabelle

Tabella 1 Difetto trasversale e longitudinale massimi ammissibili.....	8
Tabella 2 Classificazione dei geosintetici in base alle loro funzioni (norma UNI EN ISO 10318).....	14
Tabella 3 Classificazione dei geosintetici in base al loro impiego (norma UNI EN 10318).....	15
Tabella 4 Caratteristiche di alcuni polimeri impiegati per la realizzazione di geogriglie.....	27
Tabella 5 Proprietà di alcuni tra i polimeri maggiormente impiegati nei geosintetici.....	40
Tabella 6 Fattori parziali da impiegare nella progettazione di pendii rinforzati.....	533
Tabella 7 Fattori di sicurezza proposti dal BS relativi a rilevati rinforzati realizzati su suoli cedevoli.....	57
Tabella 8 Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni.....	62
Tabella 9 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.....	62
Tabella 10 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati ultimi dei muri di sostegno.....	63
Tabella 11 Valori dei fattori di sicurezza parziali da utilizzare per diverse applicazioni.....	85

Bibliografia

- Basudhar P. K., Ghosh Priyanka, Dey Arindam, Valsa Sri and Nainegali L. S. *Reinforced Earth Design of Embankments and Cuts in Railways*. Department of Civil Engineering Indian Institute of technology Kanapur August 2010
- Bathurst R. J., Maugeri M. *Classificazione dei Geosintetici*. International Geosynthetics Society
- Bergardo Dennes T., Long Pham V., Srinivasa Murthy B. R. *A case study of geotextile-reinforced embankment on soft ground*. Geotextiles and Geomembranes 20 (2002) 343-365
- Borges J. L., Cardoso A. S. *Overall stability of geosynthetic-reinforced embankments of soft soils*. Geotextiles and Geomembranes 20 (2002) 395-421
- Brandl H., Gartung E., Verspohl J., Alexiew D. *Performance of geogrid-reinforced railway embankment on piles*
- Briançon L., Girard H., Poulain D. *Slope stability of lining systems-experimental modeling of friction at geosynthetic interfaces*. Geotextiles and Geomembranes 20 (2002) 147-172
- Coni M. *Gestione e manutenzione delle infrastrutture viarie*. Università degli studi di Cagliari Del Greco Otello. *Dispense di "Consolidamento di rocce e terreni"*
- Gartung E., Verspohl J., Alexie D., Bergmair F. *Geogrid reinforced railway embankment on piles - Monitoring*. 1996 Balkema, Rotterdam
- Gioffrè D. e Moraci N. *Caratteristiche fisiche meccaniche ed idrauliche dei geosintetici ai fini di una corretta progettazione*. 2015
- Giroud J.P. & Bonaparte R. *Leakage through Liners Constructed with Geomembranes-Part I. Geomembrane Linears*. Geotextiles and Geomembranes 8 (1989) 27-67
- Hangen Hartmut, Beilke O., Rahier A., Wüstefeld D. *Geogrid reinforced steep slopes subjected to railway loading - case study*. Symposium International GEORAIL 2011
- Kempfert H.-G., Heitz C., Raithel M. *Geogrid reinforced railway embankment on piles railway hamburg-berlin, germany* 2004
- Jewell R. A. *The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils*. Geotextiles and Geomembranes 7 (1988) 237-273
- Mandal J. N. Department of Civil engineering, Bombay. Geosynthetics Engineering: In Theory & Practice
- Mazzucato A. *Aspetti geotecnici nella progettazione e nella costruzione di rilevati stradali ferroviari*.
- Michalowski Radoslaw I. *Limit analysis in stability calculations of reinforced soil structures*. Geotextiles and Geomembranes 16 (1998) 311-331
- Michalowski Radoslaw I. *Stability of Uniformly Reinforced Slopes*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering june 1997
- Meyer N. and Elias J. M. *Design methods for roads reinforced with multifunctional geogrid composites for subbase stabilization*. 'Dimensionierung von Oberbauten von Verkehrsflächen unter Einsatz von multifunktionalen Geogrids zur Stabilisierung des Untergrundes' march 1999
- Palmeira E. M. *Soil-geosynthetic interaction: Modelling and Analysis*. Geotextiles and Geomembranes 27 (2009) 368-390
- Rimoldi P. *Applicazioni dei geosintetici nelle strade pavimentate e non pavimentate*

Rimoldi . *Il progetto dei pendii ripidi rinforzati con geogriglie di plastica*

Rowe R. K. And Li A. L. *Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations*. Geosynthetics International 2005, 12, No. 1

Scotto M., Navalakha Prashant J., Jayakrishnnan P, V. *Geogrid basal reinforcement for construction of embankment of soft soil*.

Skinner Graeme D. and Rowe Kerry R. *Design and behaviour of a geosynthetic renforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation*. Geotextiles and Geomembranes 23 (2005) 234-260

Zhao A. and Michalowski Radoslaw I. *Continuum versus Structural Approach to Stability of Reinforced Soil*. Journal of geotechnical engigneering

Zhao A., Williams Gregg S., Waxse Joseph A. *Field Performance of Weak Subgrade Stabilization with Multilayer Geogrids*. Geotextiles and Geomembranes 15 (1997) 183-195