



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE  
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

---

*Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Civile e Ambientale  
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA)*

IMPIEGO DI GEOTESSILI E GEOCOMPOSITI  
NELLA COSTRUZIONE DEL CORPO STRADALE

USE OF GEOTEXTILES AND GEOCOMPOSITES IN  
THE CONSTRUCTION OF THE ROAD STRUCTURE

*Relatore:*

*Prof. Ing. Maurizio Bocci*

*Tesi di Laurea di:*

*Teresa Iannotti*

*Anno Accademico 2019-2020*



*A mio padre, esempio di vita*

*A mia madre, luce nei giorni bui*



# SOMMARIO

---

INTRODUZIONE.....	8
GEOSINTETICI.....	9
Tipologie e categorie .....	9
Geotessili.....	10
Geogriglie .....	11
Georeti .....	11
Geomembrane .....	12
Geocompositi .....	13
Geocelle.....	13
FUNZIONI DEI GEOSINTETICI .....	14
Separazione.....	14
Filtrazione.....	16
Drenaggio .....	18
Rinforzo .....	20
Protezione .....	21
PROPRIETÀ DEI GEOSINTETICI .....	22
Tabella: Polimeri.....	25
NORMATIVA .....	26
La normativa armonizzata ed il marchio ce .....	27
UTILIZZO DEI GEOTESSILI NELLE COSTRUZIONI STRADALI .....	29
Prestazioni di una struttura rinforzata e non rinforzata .....	30
CALCOLO.....	33
Calcolo Statico.....	33
Principi di calcolo dinamico.....	35
METODO DI PROGETTAZIONE .....	36
Proprietà della base in materiale granulare .....	37
Proprietà del terreno di sottofondo.....	39
Rapporto tra il modulo della base e del sottofondo.....	40
SVILUPPO DEL METODO DI CALCOLO.....	42
Principi dello sviluppo del metodo di calcolo .....	42
Sollecitazioni sul sottofondo .....	42
Relazione della riduzione dello spessore della base.....	43
Fattore della capacità portante.....	44
Scelta dei fattori di capacità portante.....	46

Coefficiente di mobilitazione della capacità portante .....	46
Capacità portante limite .....	48
NUOVO METODO DI CALCOLO: DIFFERENZE CON IL METODO DI CALCOLO PRECEDENTE .....	49
RILEVATO STRADALE: DRENAGGIO.....	50
Risalita capillare .....	51
Sistemi di drenaggio.....	53
Richiami di teoria .....	55
Criteri di dimensionamento .....	57
Procedura di dimensionamento.....	60
Portata e velocità di flusso delle tubazioni microfessurate di drenaggio .....	62
Prestazioni tecniche .....	63
Prestazioni a lungo termine .....	64
Posa in opera.....	65
Test in laboratorio.....	68
Test di invecchiamento accelerato .....	68
TERRE RINFORZATE .....	70
Il funzionamento di terre rinforzate .....	72
Interazione terreno-rinforzo geosintetico .....	73
Utilizzo di una geogriglia al posto di un geotessile tessuto .....	75
Possibili meccanismi di interazioni geosintetico-terreno .....	76
Contributo del rinforzo geosintetico.....	79
Resistenza a trazione ammissibile .....	81
Dimensionamento delle strutture di sostegno in terre rinforzate: verifiche di calcolo .....	83
Dati preliminari fondamentali per dimensionare una terra rinforzata.....	84
Terrazzamento armato con elemento drenante a tergo .....	84
I vantaggi ambientali nell'utilizzo delle terre rinforzate .....	85
Le terre rinforzate nel progetto esaminato .....	86
Utilizzo e vantaggi delle terre rinforzate: il più antico collegamento del settore est della Sardegna.....	87
Sistemazioni dei versanti con terre rinforzate: Roma.....	88
CONCLUSIONI .....	90
INDICE DELLE FIGURE .....	92
BIBLIOGRAFIA .....	93
RINGRAZIAMENTI .....	94



I geosintetici sono dei materiali adoperati sin dall'inizio degli anni '70 per costruzioni stradali, stabilizzazione del sottofondo, nel rinforzo dello strato di base.

Essi vengono posti tra il sottofondo e la base o entro lo strato di sotto-base e riescono a migliorare le prestazioni delle strade. In questa tesi verranno trattati i diversi tipi di geosintetici; si parlerà delle loro funzioni, ossia: funzione di filtrazione/separazione, che permette di attuare una separazione fisica, con effetto filtro, tra il sottofondo e il materiale granulare sovrastante in modo da evitarne il deterioramento nel tempo; funzione di rinforzo, che consente di incrementare la capacità portante del sottofondo, di aumentare la rigidità degli strati e quindi ridurre l'intensità delle tensioni normali, di variare in intensità e direzione le tensioni tangenziali agenti nell'area caricata del sottofondo, di contrastare il movimento laterale della base e del sottofondo e, dove si ha lo sviluppo di ormaie profonde, attuare un'azione di membrana tensionata.

È di fondamentale importanza anche il controllo e la gestione delle acque e per ottenerli vengono utilizzati i geocompositi drenanti. In campo edilizio spesso si verificano problemi di infiltrazione di acqua attraverso i giunti e/o le fessure di murature o solai, creando danni immediati e/o originando fenomeni indesiderati quali presenza di macchie di umidità o muffe. Nel tempo questi fenomeni portano ad un degrado progressivo delle strutture e ad una sensibile riduzione dell'efficienza e della funzionalità dei manufatti. In questi casi risulta necessario prevedere la realizzazione di un drenaggio, realizzato a ridosso dell'elemento interrato, allo scopo di allontanare l'acqua in eccesso e di proteggere il sistema di impermeabilizzazione.

Nell'ultima parte della tesi vengono trattate le terre rinforzate; un'opera in terra rinforzata viene ottenuta abbinando il terreno, che ha intrinsecamente buona capacità di resistenza a compressione, con un geosintetico di rinforzo, che ha invece ottime capacità di resistenza a trazione. In questo modo si ottiene un "materiale composito" più performante, associando le caratteristiche peculiari di entrambe le parti costitutive. I rinforzi geosintetici denominati geogriglie, inseriti per strati successivi orizzontalmente all'interno del terreno, sviluppano, per attrito, uno stato tensionale di natura tangenziale che consente al sistema composito di sostenere dei livelli di sollecitazione ben superiori rispetto alle possibilità della sola matrice solida(terreno). Nella maggioranza dei casi, le opere in terra rinforzata sono delle strutture, progettate per il contenimento e/o la stabilizzazione di scarpate, il ripristino di versanti, la realizzazione di argini di contenimento (in ambito fluviale o in discarica) utilizzando comunque nel limite del possibile, terreni di idonee caratteristiche meccaniche.



Con il termine geosintetico si descrive un prodotto industriale di cui almeno una delle componenti è costituita da un polimero sintetico o naturale, in forma di foglio, striscia o una struttura tridimensionale, adoperato in contatto con il suolo ed altri materiali.

Si tratta quindi principalmente di materiali polimerici, organici o tessili, commercializzati in rotoli classificabili in categorie a seconda del metodo di fabbricazione.

I geosintetici sono stati utilizzati nell' Ingegneria civile a partire dalla fine degli anni '70 e il loro livello di impiego è attualmente in rapida crescita. Attualmente sono utilizzati in diverse soluzioni ingegneristiche, prima fra tutte le costruzioni stradali. Le ragioni principali del loro crescente impiego sono essenzialmente il minor costo, la facile installazione rispetto ai materiali edili tradizionali e la vasta gamma di tipologie di prodotti nel mercato.

## Tipologie e categorie

I materiali geosintetici possono essere suddivisi in due macro-gruppi: permeabili e impermeabili.

Si individuano tre sottocategorie principali, suddivise in relazione al loro processo produttivo: **GEOTESSILI, GEOCOMPOSITI E GEOMEMBRANE.**



## Geotessili

I geotessili sono materiali permeabili realizzati a partire da prodotti derivati dal petrolio, per esempio poliestere, polietilene e polipropilene. Essendo composti da fibre, questi hanno una struttura aperta e quindi porosa.

- I GEOTESSILI TESSUTI (*fig. 1*) sono strutture piane e regolari, formate dall'intreccio di due o più serie di fili di fibre sintetiche: fili di ordito (paralleli al senso di produzione) e fili di trama (ortogonali al senso di produzione) con cui si ottengono aperture regolari e di piccole dimensioni.
- I GEOTESSILI NON TESSUTI (*fig. 2*) sono strutture piane con fibre disposte casualmente e tenute assieme con metodi meccanici come l'agugliatura, termici oppure chimici. Le principali funzioni di questa tipologia di geosintetici sono: separazione, filtrazione, drenaggio, rinforzo e controllo dell'erosione. Sono i geosintetici più complessi, più venduti e con più ampio range di applicazioni. Altri numerosi prodotti rientrano nella categoria dei geotessili: geogriglie, georeti, geocelle, geostuoie, geostriscie e gli geospaziatori.

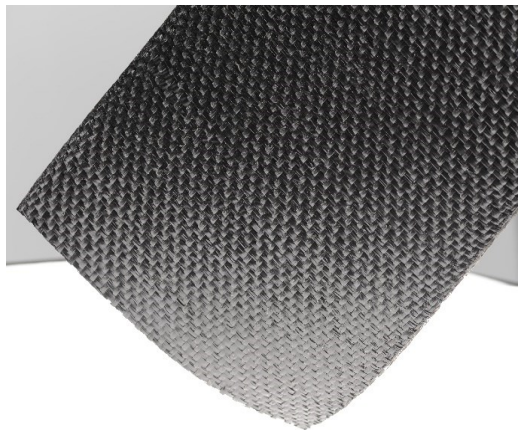


Fig. 1 Geotessile Tessuto



Fig. 2 Geotessile Tessuto Non Tessuto

## Geogriglie

Le geogriglie (o *geogrid*) (fig. 3) sono materiali geosintetici che hanno l'aspetto di una griglia a maglia aperta. La loro principale applicazione è il rinforzo del suolo. Infatti, le geogriglie formano una categoria distinta di geosintetici e nel mercato sono reperibili in una vasta gamma di carichi di rottura. Questi prodotti si distinguono per una resistenza relativamente alta alla trazione e da una struttura uniforme a maglia con grandi aperture. Tali aperture consentono alle particelle del suolo di venire a contatto diretto col suolo, aumentando così l'interazione tra la geogriglia ed il terreno. Le aperture inoltre garantiscono il drenaggio verticale dei terreni rinforzati, nel caso in cui essi siano privi di un sistema drenante.



Fig. 3 Geogriglia

## Georeti

Le georeti (geonets) (fig. 4) sono costituite da un reticolato aperto formato da due serie di filamenti polimerici estrusi, i quali si intersecano formando un angolo costante. La maggior parte delle georeti disponibili sono costituite da polietilene ad alta o media densità. Le funzioni principali di questi geosintetici sono: drenaggio, protezione e rinforzo.

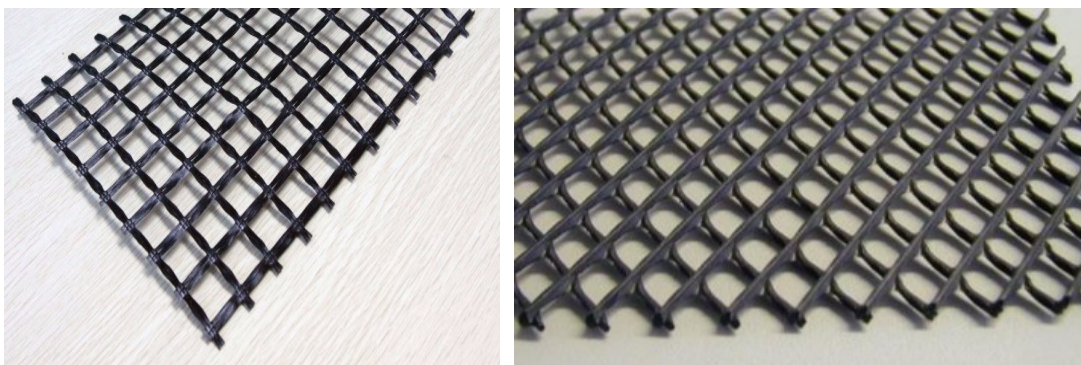


Fig. 4 Georeti

## Geomembrane

Le geomembrane (fig. 5) sono prodotte e utilizzate come barriere per il contenimento di fluidi o gas. Possono essere flessibili o rigide in funzione al tipo di polimero utilizzato. Le geomembrane possono essere costituite da polimeri termoplastici o termoindurenti. I polimeri termoplastici all'aumentare della temperatura si portano ad uno stato viscoso e sono più facili da deformare, e a seguito del raffreddamento ritornano allo stato solido.

Tale proprietà si mantiene nel tempo in quanto le interazioni intermolecolari si riformano spontaneamente ad ogni raffreddamento. In tale categoria rientrano il polivinilcloruro (PVC), il polietilene (PE) e la poliammide (PA). I polimeri termoindurenti invece sono polimeri con una deformazione irreversibile cioè possono essere fusi una sola volta: fusioni successive comportano la degradazione del materiale e la conseguente perdita di resistenza. In questa categoria rientrano l'etilene vinil-acetato, il policloroprene e l'isoprene-isobutilene.



Fig. 5 Geomembrane



## Geocompositi

I geocompositi sono geosintetici formati dall'accoppiamento di due o più tipologie di materiale. I geocompositi più frequentemente utilizzati sono: geocompositi drenanti (*fig. 6*) e geocompositi bentonitici (*fig. 7*). I primi sono formati dall'interposizione di una georete tra due strati di geotessuto e hanno funzione drenante. I secondi sono costituiti da uno strato di bentonite in polvere (disidratata) interposta e legata meccanicamente oppure chimicamente, tra due geotessili o due geomembrane e possiedono una funzione impermeabilizzante. Per aumentarne la resistenza a trazione interna, talvolta il prodotto bentonitico viene cucito o agugliato agli strati superiore e inferiore.



Fig. 6 Geocomposito drenante



Fig. 7 Geocomposito bentonitico

## Geocelle

Le geocelle (geocells) (*fig. 8*) sono reti tridimensionali relativamente spesse, realizzate con strisce di materiale polimerico. Queste strisce sono unite al fine di formare celle interconnesse che vengono riempite con il suolo e talvolta con il calcestruzzo.



Fig. 8 Geocelle

# FUNZIONI DEI GEOSINTETICI

---

Ogni tipologia di geosintetico svolge una specifica funzione: SEPARAZIONE, FILTRAZIONE, DRENAGGIO, RINFORZO E PROTEZIONE. Solo in alcuni casi i geosintetici svolgono una duplice funzione.

## Separazione

La funzione di separazione permette di mantenere divisi due strati di terreno di composizione granulometrica diversa o due strati di materiali diversi, senza impedire la circolazione dell'acqua.

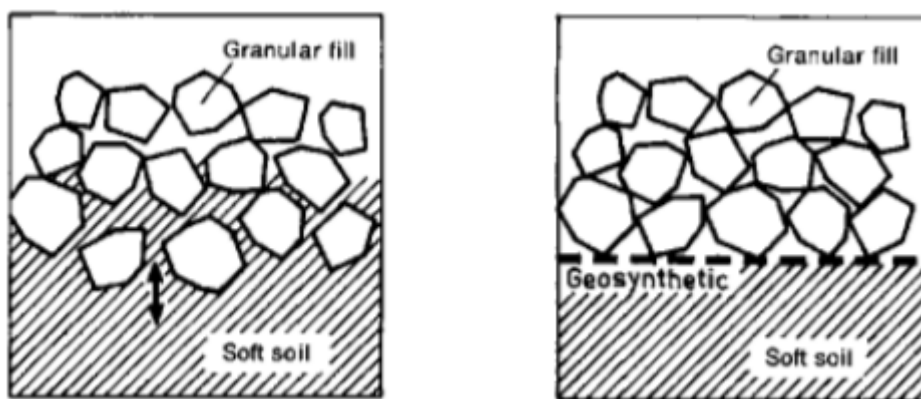


Fig. 9 Geosintetici di separazione

Le principali caratteristiche per quanto riguarda un geotessile che ha questa funzione sono:

- la resistenza a trazione
- l'allungamento a rottura
- la resistenza al punzonamento
- la durabilità

Associando la resistenza a trazione alle caratteristiche di allungamento, il geotessile resisterà in maniera più o meno efficace al danneggiamento provocato dallo strato di materiale grossolano posto nella parte superiore. Quindi maggiore sarà l'allungamento del geotessile, migliori sarà la sua adattabilità al terreno di fondazione e la sua deformabilità.

Queste proprietà sono fondamentali nel caso in cui il materiale soprastante sia di granulometria grossa e di forma irregolare, oppure tenda a far affondare il geotessile.

È possibile affermare che nei casi in cui si ha uno strato soprastante di granulometria grossa la resistenza a trazione e l'allungamento si comportano in maniera inversamente proporzionale: in presenza di un'alta capacità di allungamento da parte del geotessile, la resistenza a trazione perde rilevanza, mentre al contrario, per geotessili non-tessuti, avendo un allungamento molto basso, è necessaria una resistenza a trazione molto alta per contrastare la spinta e la pressione dei massi soprastanti; questi ultimi serviranno a contrastare e non assecondare le deformazioni. La resistenza al punzonamento statico (CBR) è un'altra delle caratteristiche distintive di un efficace strato di separazione.

Possiamo quindi affermare che dal punto di vista meccanico, un geotessile utilizzato come strato separatore deve essere dotato di una buona resistenza a trazione, di un allungamento superiore al 50% e di una buona resistenza al punzonamento statico.

I geotessili non-tessuti hanno la capacità di adattarsi alle irregolarità delle superfici con cui vengono a contatto e la loro deformabilità sono garanzie di efficacia e di un effetto duraturo.

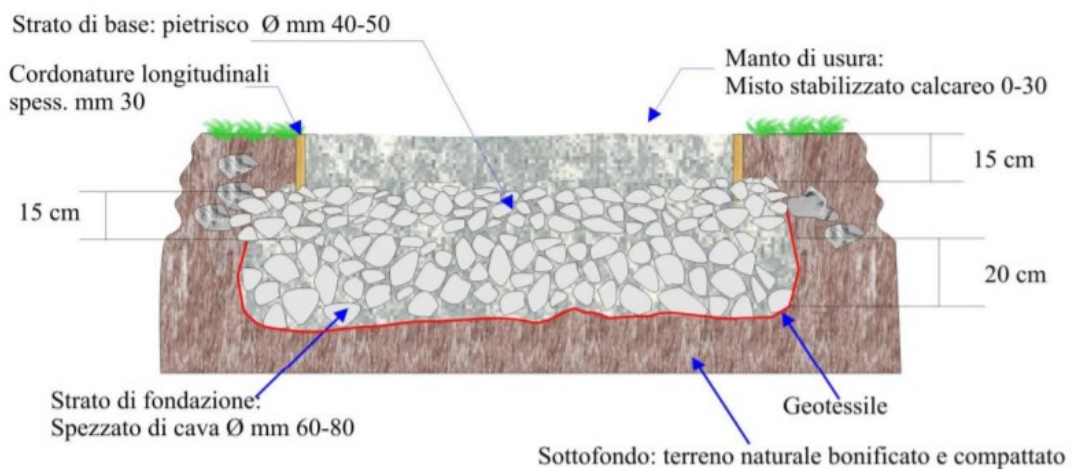


Fig. 10 Geotessile con funzione di separazione

## Filtrazione

Il geotessile che ha la funzione di filtrazione impedisce la migrazione delle particelle fini del terreno di base.

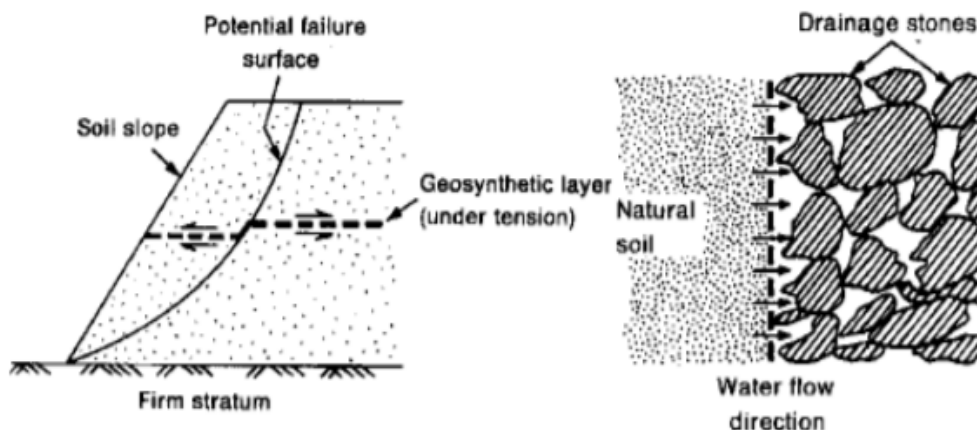


Fig. 11 Geosintetici con funzione di filtrazione e rinforzo

Il dimensionamento di un geotessile con funzione di filtrazione dovrà soddisfare tre requisiti:

- RITENZIONE: le dimensioni dei pori devono essere abbastanza piccole per poter trattenere il terreno di base
- PERMEABILITÀ: le dimensioni dei pori devono essere abbastanza grandi per lasciar passare l'acqua liberamente e per mantenere il suolo con una scarsa concentrazione d'acqua. Conoscere la quantità d'acqua che può passare attraverso un filtro-geotessile in senso perpendicolare alla sua superficie, è di fondamentale importanza per non creare ostacoli al suo flusso verso il sistema di drenaggio ed evitare sovrappressioni tra il terreno di base e il filtro-geotessile.
- NON-RITENZIONE: consiste nella capacità dei pori del geotessile di lasciar passare le particelle fini del terreno solitamente in sospensione nell'acqua, senza intasare il filtro.

Nella progettazione di sistemi filtranti con geotessili bisogna tenere conto e cercare di evitare gli STATI LIMITE tra i quali figurano: *l'erosione, l'occlusione all'interfaccia del geotessile, l'intasamento (clogging), la discontinuità del contatto terreno-filtro.*

I geotessili non-tessuti costituiscono un'ottima risposta a tutti questi problemi soprattutto nei casi in cui lo strato di copertura del filtro sia costituito da blocchi di calcestruzzo di grande peso, oppure da massi con superficie irregolare. Solo un geotessile dotato di una elevata deformabilità e di una buona resistenza meccanica può garantire questo adattamento che avviene senza generare particolari modifiche dell'apertura caratteristica di filtrazione o delle resistenze a trazione.



Ad ogni modo in queste situazioni si creano delle profonde impronte sul terreno sulle quali il filtro deve adattarsi in maniera perfetta per evitare i problemi sopra elencati.

Un'altra proprietà molto importante per le applicazioni dei geotessili con funzioni di filtrazione è il loro comportamento in situazioni di punzonamento dinamico. Quando il filtro-geotessile è sottoposto a forti pressioni meccaniche esercitate dall'irregolarità del terreno di base o dalla spigolosità di quello di copertura, il vantaggio di utilizzare un prodotto con risultati molto bassi di punzonamento dinamico è il considerevole aumento delle possibilità che il filtro non sia danneggiato durante la messa in opera e quindi mantenga intatte le sue capacità di filtrazione.

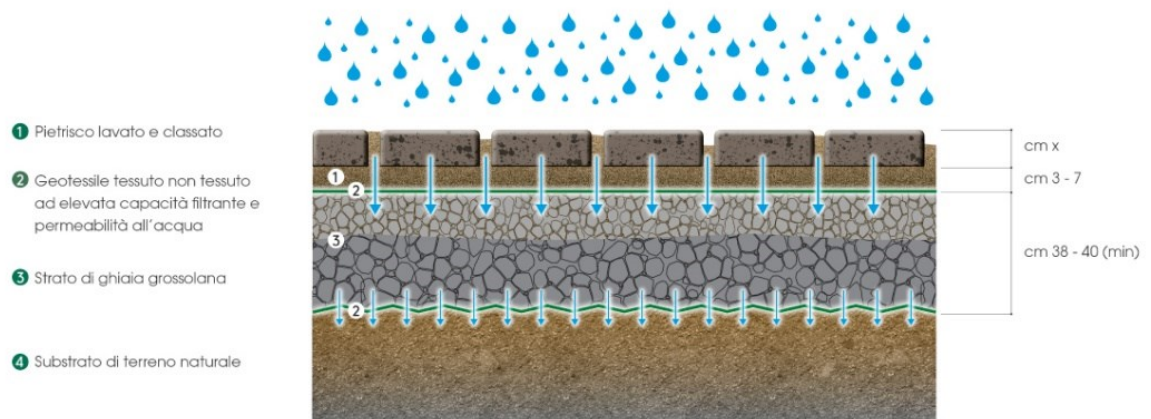


Fig. 12 Geotessile con funzione di filtrazione

## Drenaggio

Il drenaggio è la capacità del geotessile di trasportare un liquido o un gas lungo il proprio piano.

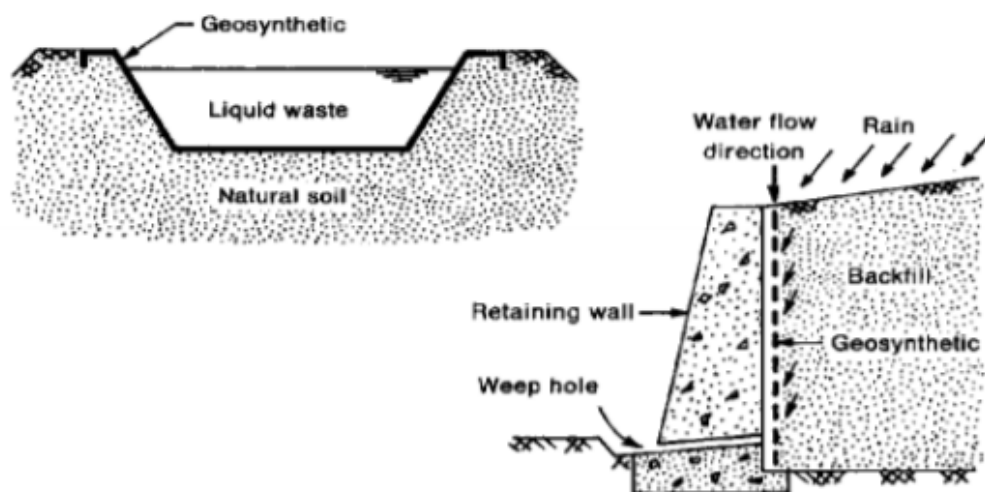


Fig. 13 Geosintetici di drenaggio

Nel sistema di drenaggio vengono quasi sempre coinvolti funzioni secondarie come la separazione e la filtrazione. Per questa ragione, le caratteristiche più importanti da considerare sono: la capacità drenante sul piano, la permeabilità perpendicolare al piano, l'apertura di filtrazione, la resistenza a trazione e la durabilità. Un'altra caratteristica di fondamentale importanza è lo spessore del geotessile il quale è strettamente legato alla grammatura dello stesso. Per poter svolgere una buona funzione drenante sono consigliabili geotessili di peso e spessore elevati.

Per dimensionare correttamente il geotessile bisogna considerare una serie di dati riguardanti: la composizione granulometrica del terreno, la sua permeabilità, la sua composizione chimica, la quantità d'acqua da evacuare e le pressioni che agiscono sul geotessile normalmente al piano. Uno dei parametri più importanti è la trasmissività, che si ottiene moltiplicando il coefficiente di permeabilità planare del geotessile per il suo spessore espresso in metri. Essa è influenzata dalle condizioni del terreno, dalla composizione e quantità d'acqua da drenare, dal gradiente idraulico e dalla pressione applicata al piano del geotessile (maggiore è la pressione, minore è la trasmissività).

$$T = K \cdot H$$

- T** trasmissività
- K** coefficiente di permeabilità
- H** spessore del geotessile

Tutti questi fattori influiscono sul buon funzionamento del sistema drenante anche a lungo termine e quindi bisogna tenerli in considerazione nella fase progettuale.

Per quanto riguarda i valori della capacità drenante che si ottengono nei laboratori di analisi, i dati della permeabilità sul piano corrispondono al dato reale che si può ricavare da una prova in sito. Ad ogni modo l'acqua usata in laboratorio è depurata e demineralizzata, mentre quella che dovrà essere drenata nella realtà, trasporta sempre con sé particelle di terreno e impurità che saranno in parte trattenute dal geotessile. In pratica la permeabilità reale sarà sempre minore di quella nominale calcolata in laboratorio. Per questo motivo bisogna tener conto del fattore di sicurezza per poter effettuare un corretto dimensionamento del sistema drenante.

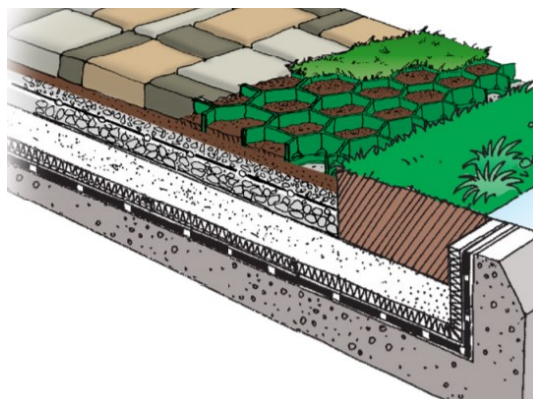


Fig. 14 Geotessile con funzione drenante

## Rinforzo

La funzione di rinforzo con i geotessili si ottiene con dei prodotti che presentano una resistenza a trazione molto elevata e, quindi, di grossa grammatura. Nel caso dei geotessili non-tessuti di solito vengono utilizzati materiali aventi un peso per unità di superficie uguale o maggiore a 400 g/m<sup>2</sup>. Quando parliamo di funzione di rinforzo descriviamo il ruolo costringitivo che il geotessile ha nei confronti del terreno rendendolo meno sensibile alle deformazioni sotto carico.

Le caratteristiche fondamentali sono:

- la resistenza a trazione
- l'allungamento
- la permeabilità perpendicolare al piano
- la durabilità.

Deve essere inoltre dimostrabile l'effetto a lungo termine di questo prodotto, soprattutto per quanto riguarda la deformabilità.

Un aspetto rilevante da tenere in conto nella valutazione degli effetti di rinforzo di un geotessile è il danneggiamento che esso quasi sempre subisce durante la posa in opera. Infatti, capita spesso che materiali con alti rendimenti meccanici ma dalla bassa deformabilità, subiscano una forte riduzione delle loro caratteristiche a causa del danneggiamento che si verifica per effetto di una messa in opera poco accurata. Spesso i geotessili non-tessuti sono utilizzati in combinazione con altri geosintetici, i quali possono garantire maggiormente il rinforzo del terreno, ma hanno una scarsa efficacia come strato separatore e filtro. Per assolvere queste funzioni viene pertanto posato nel manufatto un geotessile non-tessuto.

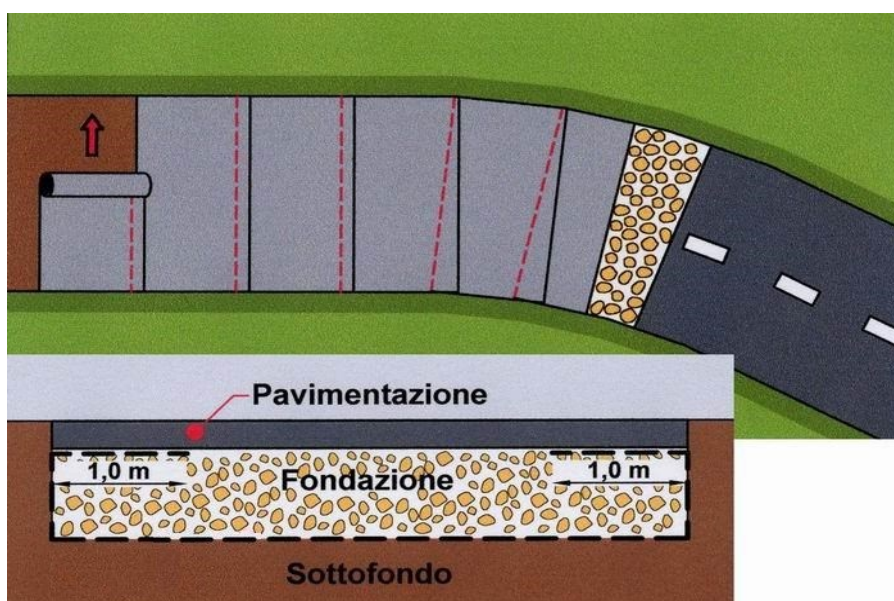


Fig. 15 Geotessile con funzione di rinforzo

## Protezione

La protezione è un aspetto quasi esclusivamente meccanico. Le caratteristiche più importanti sono:

- la resistenza a trazione
- la resistenza al punzonamento statico (CBR)
- la durabilità

Accade spesso che in molti cantieri come, ad esempio, nella costruzione di strade, che la ricopertura del geotessile non avvenga in un lasso di tempo breve e quindi la sua esposizione agli agenti atmosferici può durare anche molte settimane.

L'esposizione agli agenti atmosferici è tra i fattori principali della degradazione dei geotessili, e può arrivare a pregiudicarne la funzionalità complessiva.

Proprio per questo motivo diventano importanti le caratteristiche di durabilità del geotessile, ossia la sua capacità di mantenere ad un livello di sicurezza le proprie caratteristiche per un periodo di tempo determinato. Ciò è possibile solo mettendo in opera dei geotessili non-tessuti le cui fibre siano state appositamente trattate con degli additivi permanenti capaci di garantire una precisa resistenza alla degradazione chimica e a quella conseguente all'azione degli agenti atmosferici.



Fig. 16 Geotessile con funzione di protezione

## PROPRIETÀ DEI GEOSINTETICI

---

I geosintetici che troviamo in commercio sono costituiti da materiale polimerico; questa caratteristica va ad influenzare notevolmente il comportamento in fase di esercizio. I polimeri utilizzati con maggiore frequenza per la produzione di materiali geosintetici sono i polimeri termoplastici: il polietilene a diverse densità (PE, HDPE, LDPE, ecc. ), il polivinilcloruro (PVC), il polipropilene (PP), il poliestere (PS).

I geosintetici sono costituiti da materiale che vanno a determinare la loro durabilità, cioè la capacità di mantenere integre le proprie caratteristiche per un prefissato periodo di tempo. La durabilità dei geosintetici è relazionata a cambiamenti nel tempo sia della struttura microscopica del polimero costituente, quindi avremo una degradazione chimica, sia della struttura macroscopica e quindi, in questo caso, parliamo di degradazione fisica. La degradazione chimica comporta variazioni molecolari mentre la degradazione fisica è connessa ad una variazione delle proprietà di massa del geosintetico.

Nella tabella sottostante vengono riportati i polimeri che vengono utilizzati per la produzione dei geosintetici.

GEOSINTETICI	POLIMERI
GEOTESSILI	Polipropilene, poliestere
GEORETI	Polietilene ad alta densità (HDPE)
GEOGRIGLIE	Polietilene ad alta densità (HDPE), polipropilene, poliestere
GEOMEMBRANE	Polipropilene, polivinilcloruro (PVC), polietilene ad alta densità (HDPE), polietileni lineari a bassa densità (LLDPE)

La **durabilità** dei geosintetici può essere valutata attraverso un'attenta analisi microscopica; l'obiettivo è valutare qualitativamente le differenze tra i vari campioni vergini e i vari campioni prelevati in campo. Queste valutazioni si basano in particolare su:

- decolorazione
- entità del danno alle singole fibre, che è dovuta all'attacco chimico o microbiologico, alla degradazione superficiale o a fessurazioni per stress ambientale
- altre caratteristiche superficiali.

Inoltre, bisogna tenere sempre in considerazione la durabilità dei materiali geosintetici la quale è funzione di: struttura, tipologia di polimero costituente, processo produttivo, applicazione ambientale, condizioni di immagazzinamento ed infine, dell'installazione e dei carichi applicati.

I geosintetici vengono progettati affinché svolgano le loro funzioni in relazione ad un determinato periodo temporale che di solito corrisponde alla durata della vita utile dell'opera. La durata della vita utile dell'opera dipende:

- dalla loro composizione
- dalle condizioni ambientali (raggi UV, calore, ossigeno e umidità)
- dalle condizioni in esercizio

I danni di tipo meccanici che possono subire i geosintetici sono: fori, tagli, abrasioni. Di solito questi danni vengono causati durante l'installazione, in particolare durante il posizionamento e la compattazione del terreno sovrastante. A contatto col terreno il rischio di danno aumenta a causa della spigolosità delle particelle, dell'acidità/alcalinità, ioni di metalli pesanti, presenza d'ossigeno, contenuto d'acqua, sostanza organica e temperatura. Questi fattori possono ridurre la resistenza meccanica e, in presenza di buchi, compromettere le proprietà idrauliche del geosintetico.

Ci sono casi in cui lo stress d'installazione può essere superiore alla tensione di progetto per la quale il geosintetico è stato progettato. I danni in fase d'installazione possono aumentare in condizioni di gelo, a causa della ruvidezza e spigolosità del terreno sovrastante o per l'entità del carico di compattazione del riempimento. Se, invece, andiamo ad aumentare lo spessore del geosintetico allora la gravità dei danni andrà a diminuire.

La formulazione dei geosintetici è molto complessa in quanto essi non sono mai costituiti totalmente da un polimero, ma vengono aggiunti additivi, filler, agenti con proprietà di assorbire i raggi UV, antiossidanti e stabilizzatori termici col fine di produrre una plastica con determinate proprietà.



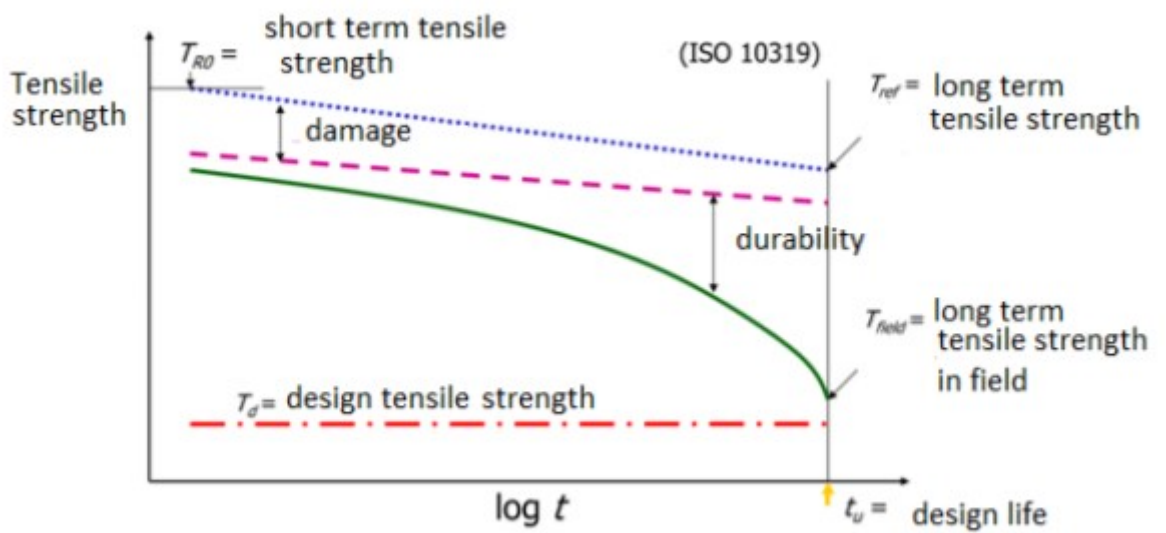
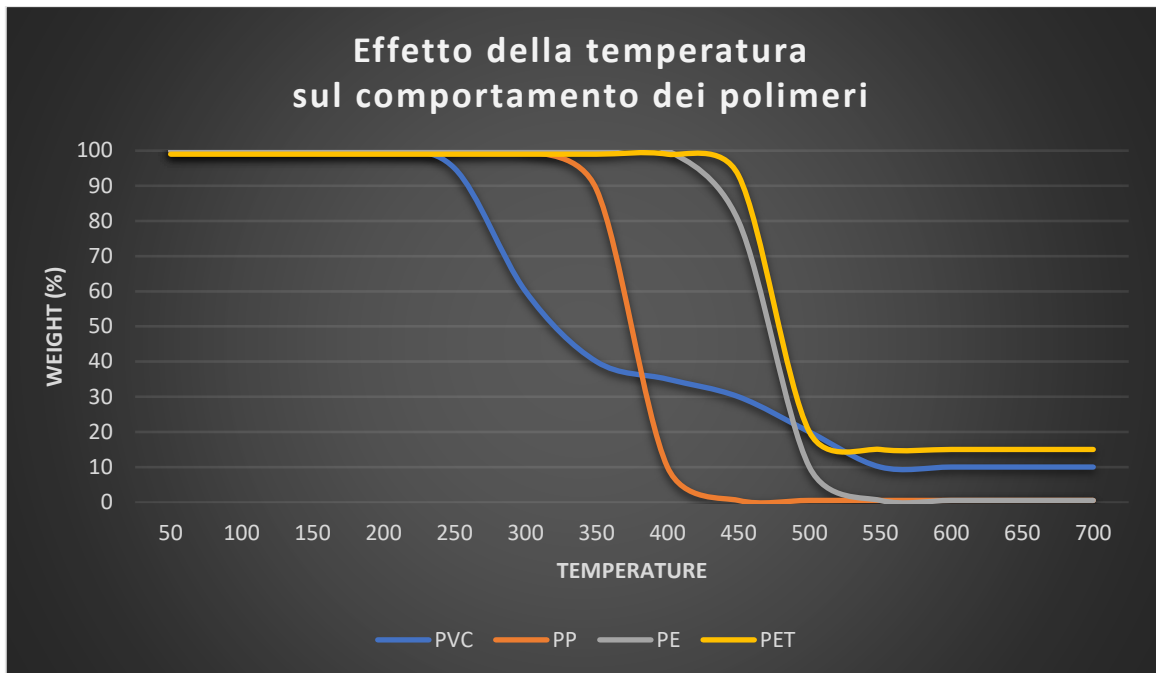


Fig. 17 Resistenza alla trazione e durabilità dei geosintetici



## Tabella: Polimeri

Nella tabella precedente vi sono riportati i polimeri con i quali vengono prodotti i geosintetici; nella tabella successiva sono riportati le proprietà ed i parametri dei geosintetici.

TIPO DI PROPRIETÀ	PARAMETRI
CHIMICA	Tipo di polimero, materiale filler, percentuale di nero di carbonio, processo manifatturiero per fibre e geosintetici
DEGRADAZIONE	Resistenza alle radiazioni ultraviolette, temperatura, ossidazione, etc..
RESISTENZA	Potenziati danni da installazione, resistenza allo strappo, impatto, punzonamento, abrasione, strisciamento
IDRAULICA	Permeabilità sul piano trasversale, trasmissività (permeabilità nel piano), potenziale intasamento
MECCANICA	Resistenza alla trazione, compressibilità, elongazione, resistenza allo strappo, impatto, punzonamento, resistenza allo scoppio, resistenza allo stress, resistenza alla frizione col suolo, ancoraggio al suolo
FISICA	Spessore, peso per unità di area, porosità, AOS

Il quadro normativo di riferimento sui geotessili e prodotti affini è stato elaborato dal Comitato Tecnico Europeo CEN/TC 189 *Geotextiles and geotextile-related products*, il cui scopo è quello di svolgere attività normativa su:

- terminologia
- identificazione
- criteri di campionamento
- metodi di prova
- criteri di classificazione dei geotessili e prodotti affini.

Nella tabella sottostante vengono riportate le 23 norme europee sui geotessili e prodotti affini pubblicate dal CEN e recepite dall'UNI

IDENTIFICAZIONE	DESCRIZIONE
UNI EN 963	Geotessili e prodotti affini – Campionamento e preparazione dei provini
UNI EN 964-1	Geotessili e prodotti affini – Determinazione dello spessore a pressioni stabilite - Strati singoli
UNI EN 965	Geotessili e prodotti affini - Determinazione della massa areica
UNI EN ISO 10319	Geotessili e prodotti affini – Prova di trazione a banda larga
UNI EN ISO 10320	Geotessili e prodotti affini – Identificazione in sito
UNI EN ISO 11058	Geotessili e prodotti affini – Determinazione delle caratteristiche di permeabilità all'acqua perpendicolare al piano, senza carico
UNI EN ISO 12236	Geotessili e prodotti affini – Prova di punzonamento statico (Metodo CBR)
UNI EN ISO 12956	Geotessili e prodotti affini – Determinazione della dimensione di apertura caratteristica (opening size)
UNI EN ISO 12958	Geotessili e prodotti affini – Determinazione della capacità drenante nel piano

## La normativa armonizzata ed il marchio ce

A partire dal 1° ottobre 2002, tutti i prodotti geotessili devono essere provvisti del marchio di sicurezza CE.

Sono state emanate delle norme armonizzate, valide in tutti gli Stati dell'Unione Europea, che definiscono i dieci principali campi di applicazione dei geosintetici. Per ognuna di queste applicazioni sono state specificate le funzioni richieste al prodotto.

Nelle tabelle riportate dopo il seguente paragrafo vengono riassunte dieci applicazioni con una breve descrizione; in corrispondenza di ogni riga ci sono tre lettere che corrispondono a tre livelli di obbligatorietà delle caratteristiche richieste:

- **H** *obbligatorie per mandato*, cioè quei valori che il produttore deve dichiarare e poi garantire nei limiti di una tolleranza specifica.
- **A** obbligatorio solo se richiesto dal capitolato specifico relativo all'opera da realizzare
- **S** obbligatorio solo se richiesto da speciali e particolari condizioni d'uso.

Le funzioni dei geotessili, a cui queste norme fanno riferimento, sono quelle riportate nella precedente tabella.

IDENTIFICAZIONE	CARATTERISTICHE FISICHE
UNI EN ISO 9862	(2005) Geotessili e prodotti affini. Campionamento e preparazione dei provini.
UNI EN ISO 9863-1	(2005) Geotessili e prodotti affini. Determinazione dello spessore a pressioni stabilite - Strati singoli.
UNI EN ISO 9863-2	(1998) Geotessili e prodotti affini - Determinazione dello spessore a pressioni stabilite - Procedura per la determinazione dello spessore dei singoli strati di prodotti multistrato
UNI EN ISO 9864	(2005) Geotessili e prodotti affini. Determinazione della massa areica.
UNI EN ISO 12956	(2001) Geotessili e prodotti affini - Determinazione della dimensione di apertura (opening size) caratteristica.
UNI EN ISO 13437	(2002) Geotessili e prodotti affini - Metodo per la messa in opera ed il prelievo dei campioni nel terreno e per l'esecuzione delle prove di laboratorio.

IDENTIFICAZIONE	CARATTERISTICHE IDRAULICHE
UNI EN ISO 11058	(2002) Geotessili e prodotti affini - Determinazione delle caratteristiche di permeabilità all'acqua perpendicolare al piano, senza carico.
UNI EN ISO 12958	(2002) Geotessili e prodotti affini - Determinazione della capacità drenante nel piano.

IDENTIFICAZIONE	CARATTERISTICHE MECCANICHE
UNI EN 918	(1999) Geotessili e prodotti affini - Prova di punzonamento dinamico (metodo della caduta del cono).
UNI ENV 1897	(1999) Geotessili e prodotti affini - Determinazione delle proprietà di viscosità a compressione (compressive creep).
UNI EN ISO 12236	(1999) Geotessili e prodotti affini - Prova di punzonamento statico (metodo CBR).
UNI EN ISO 13427	(2002) Geotessili e prodotti affini – Simulazione del danneggiamento dovuto ad abrasione (prova del blocco scorrevole in moto alternato).
UNI EN ISO 13431	(2002) Geotessili e prodotti affini - Determinazione delle proprietà di viscosità a trazione (tensile creep) e comportamento a rottura (creep rupture).

IDENTIFICAZIONE	CARATTERISTICHE PER L'IMPIEGO
UNI EN 13249	(2001) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nella costruzione di strade e di altre aree soggette a traffico (escluse ferrovie e l'inclusione in conglomerati bituminosi).
UNI EN 13250	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nella costruzione di ferrovie.
UNI EN 13251	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nelle costruzioni di terra, nelle fondazioni e nelle strutture di sostegno.
UNI EN 13252	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nei sistemi drenanti.
UNI EN 13253	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nelle opere di controllo dell'erosione (protezione delle coste, rivestimenti di sponda).
UNI EN 13254	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nella costruzione di bacini e dighe.
UNI EN 13255	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nella costruzione di canali.
UNI EN 13257	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego in discariche per rifiuti solidi.
UNI EN 13265	(2002) Geotessili e prodotti affini - Caratteristiche richieste per l'impiego nei progetti di contenimento di rifiuti liquidi.

IDENTIFICAZIONE	CARATTERISTICHE DI DURABILITÀ
UNI EN 12225	(2001) Geotessili e prodotti affini - Metodo per la determinazione della resistenza microbiologica mediante prova di interrimento.
UNI ENV ISO 13438	(2000) Geotessili e prodotti affini - Metodo di prova per la determinazione della resistenza all'ossidazione.
UNI EN 14030	(2002) Geotessili e prodotti affini - Metodo di prova selettivo per la determinazione della resistenza ai liquidi acidi e alcalini.

# UTILIZZO DEI GEOTESSILI NELLE COSTRUZIONI STRADALI

---

Nella costruzione di strade provvisorie, come quelle di cantiere oppure nella costruzione di strade a basso costo non asfaltate come quelle di montagna o di campagna, si usa stendere lo strato di riporto direttamente sul terreno di fondazione dal momento che lo scopo di questo strato di materiale è quello di distribuire il carico delle ruote e di ridurre le tensioni che si creano nel sottosuolo.

Ciò è importante per terreni di fondazione che sono costituiti da materiali coesivi, poiché se lo spessore dello strato di riporto non dovesse risultare adeguato, il terreno sottostante sarebbe soggetto a deformazioni considerevoli. Queste notevoli deformazioni provocherebbe la formazione di solchi molto profondi e, a lungo andare, la strada risulterebbe impraticabile. Se fra il terreno di fondazione e lo strato di riporto si pone un geotessile idoneo, si possono ottenere i vantaggi sottoelencati:

- riduzione dello spessore dello strato di riporto e dei tempi di costruzione
- durata della vita della strada più lunga
- diminuzione dei costi di costruzione

Ci sono diversi metodi di progettazione, ma quello più completo è stato sviluppato da Giroud e Noiray.



Fig. 18 Utilizzo dei geotessili nelle costruzioni stradali

## Prestazioni di una struttura rinforzata e non rinforzata

Lo strato di base può essere calcolato per svolgere la sua funzione sia per pochi passaggi di veicoli, come avviene ad esempio per le strade di cantiere temporanee o per realizzare superfici di lavoro per le piattaforme, o per molti passaggi di veicoli, come accade per le strade permanenti.

Su strutture temporanee non pavimentate, è comunque accettabile avere una profondità del solco di 50 – 100mm poiché è sempre possibile eseguire una ricarica di materiale granulare per riportare la struttura in piano. Bisogna però tener conto che a livello di sottofondo, un' ormaia profonda è causa di contaminazione dello strato di base con suo degrado e riduzione delle prestazioni meccaniche originali, tanto da necessitare la sostituzione con nuovo materiale granulare.

La formazione delle ormaie è il risultato di uno o più meccanismi che sono di seguito elencati:

- l'azione di addensamento che lo strato di base e il terreno di sottofondo ricevono dalla ripetizione dei carichi da traffico
- il superamento del valore della capacità portante della base, o del sottofondo, a seguito delle tensioni normali e tangenziali prodotte dal traffico iniziale
- il superamento del valore della capacità di base, o del sottofondo a seguito dei carichi ripetuti da traffico che portano ad un progressivo deterioramento dello strato come:
  - una riduzione di spessore
  - una riduzione della capacità di ridistribuire i carichi al sottofondo, o la riduzione della capacità portante del sottofondo indotta dall'accumulo di deformazioni plastiche
- l'accumulo di deformazioni plastiche, indotte a ciascun ciclo di carico, nello strato di base o di sottofondo, producono una complessiva azione di spostamento laterale dello strato.

La **geogriglia di rinforzo** è usata per prevenire o ridurre la formazione delle ormaie. La base granulare interagisce principalmente con la geogriglia tramite l'azione di interlocking esercitata tramite le aperture di maglia.

Questo tipo di geosintetico confina l'inerte e resiste al movimento laterale del materiale granulare prodotto sulla base quando è soggetto ad un carico in superficie. Sono stati identificati quattro benefici nel confinamento della base in strade pavimentate asfaltate. Questi possono essere estesi anche per le strade non pavimentate e possono riassumersi nei seguenti punti:

- prevenzione del movimento laterale della base, con relativa riduzione delle ormaie superficiali;

- incremento della rigidità della base, con riduzione delle deformazioni verticali dello strato;
- incremento della rigidità a flessione della base, con riduzione del valore delle tensioni trasmesse al sottofondo;
- riduzione delle tensioni tangenziali trasmesse dalla base al sottofondo, con incremento della capacità portante del sottofondo

Per strade non pavimentate, vi sono ulteriori benefici apportati nel rinforzare la base:

- prevenzione della rottura a taglio entro lo strato di base;
- nelle aree a traffico canalizzato, quando si sviluppano ormaie significative, si viene a creare l'effetto membrana tensionata che distribuisce ulteriormente i carichi da traffico nel sottofondo;
- ritardo nella formazione della fessurazione per flessione indotta dai carichi da traffico sulla struttura flessibile, che si viene a creare all'estradosso dello strato di base con conseguente riduzione dell'azione di contaminazione dello strato di base da parte del sottofondo;
- contrasto nello spargimento del materiale granulare nel sottofondo, specie se esso è caratterizzato da un elevato indice di plasticità.

Le geogriglie incrementano le prestazioni del sottofondo attraverso quattro meccanismi:

- PREVENZIONE NELLA ROTTURA A TAGLIO: In una strada non rinforzata, se le sollecitazioni verticali trasmesse nel sottofondo superano il limite elastico del terreno, si avrà la formazione di tensioni tangenziali permanenti. Lo strato di base, punzonando il sottofondo, farà sviluppare una serie di deformazioni permanenti. Sotto l'azione di cicli ripetuti di carico, lo strato di base andrà via via a deteriorarsi, il livello di tensione verticale aumenterà e si avrà lo sviluppo delle ormaie in superficie.
- Alla fine, il valore del limite plastico o il valore ultimo della capacità portante del sottofondo sarà raggiunto e superato con la formazione di superfici di rottura al taglio. Ponendo un rinforzo adeguato tra lo strato di base e il sottofondo si contrasterà la nascita e lo sviluppo di superfici locali di rottura a taglio, consentendo al sottofondo di lavorare ad un livello tensionale prossimo al limite plastico ma con comportamento entro il limite elastico (Giroud e Noiray 1981);
- MIGLIORAMENTO DELLA DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI ENTRO LO STRATO DI BASE: La geogriglia migliora la funzione dello strato di base nel distribuire le pressioni indotte dalle sollecitazioni da traffico e riduce il valore della tensione verticale trasmessa al sottofondo, con conseguente incremento del fattore di sicurezza alla capacità portante;

- RIDUZIONE E RIORIENTAMENTO DELLE TENSIONI TANGENZIALI: In accordo con Milligan et al. (1989) e Perkins (1999) si è osservato che il rinforzo con geosintetici è in grado di riprendere le tensioni tangenziali che nascono dalle sollecitazioni da traffico sul piano di sottofondo.  
 È importante osservare che tali azioni tangenziali possono assumere un orientamento in senso concorrente o divergente tra loro. In accordo con i risultati della teoria della plasticità, le tensioni tangenziali divergenti riducono la capacità portante del sottofondo mentre quelle concorrenti la incrementano. L'azione di inter-bloccaggio (interlocking) tra la geogriglia e la base granulare attua due benefici:
  1. I movimenti laterali della base sono ridotti o eliminati e, come risultato, non vengono trasmesse sollecitazioni tangenziali divergenti sul piano di sottofondo;
  2. La superficie inferiore dello strato di base, che è strettamente confinata dalle aperture della geogriglia, si presenta come una superficie compatta molto scabra che si oppone al movimento laterale generando tensioni tangenziali di tipo concorrente che portano ad un incremento della capacità portante del sottofondo;
  
- MEMBRANA TENSIONATA: L'ormaiamento del sottofondo è accompagnato da un rifluimento laterale di terreno e dalla nascita di superfici di rottura al taglio. Il geosintetico posto nell'interstrato seguirà la deformazione delle ormaie e presenterà una superficie curvilinea con aree di trazione che lo portano in tensione. Quando un materiale flessibile avente una resistenza alla trazione, assume una configurazione curvilinea, si nota che le tensioni normali che agiscono sulla parte concava hanno una maggiore intensità delle tensioni normali agenti sulla parte convessa.

Questo effetto è definito come "effetto membrana tensionata" (Giroud e Noiray 1981). Sotto le aree delle ruote si avrà la formazione dell'effetto membrana tensionata che riprenderà parte delle sollecitazioni trasmesse con riduzione dell'intensità delle tensioni normali agenti a livello di sottofondo.

Al di fuori dell'area di carico caratterizzata da creste d'onda, l'effetto membrana agisce con una pressione sul sottofondo detta "pressione di confinamento", che aumenta la resistenza alla rottura a taglio.

Pertanto, l'effetto membrana agisce in modo duplice, decrementando le pressioni applicate e aumentando la capacità portante. Tale effetto è reputato come significativo a patto che il traffico è canalizzato e la profondità delle ormaie siano ampie (Giroud et al. 1985); in questo risale la maggiore differenza tra una strada non pavimentata e un'area non pavimentata trafficata (ad elevata dispersione delle traiettorie).



## Calcolo Statico

La prima fase della progettazione consiste nell'analisi statica della strada con o senza geotessile.

- SENZA GEOTESSILE

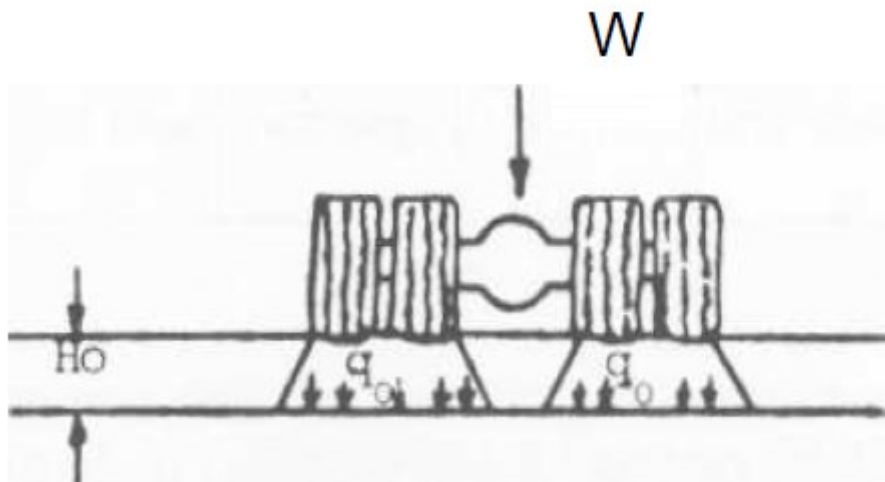


Fig. 19 Geotessile non presente

Nella Fig. 14 è presente un carico per asse  $W$ , posto sopra uno strato di riporto di spessore  $H_0$ , steso a sua volta sopra un terreno di fondazione che avrà una resistenza al taglio non drenata  $c_u$  (kPa). Il carico delle ruote viene quindi distribuito attraverso lo strato di riporto e crea una tensione sulla parte superiore del terreno di fondazione pari a  $q_0$  (kPa). Più grande sarà lo spessore dello strato di riporto  $H_0$ , minore sarà il valore di  $q_0$ . Il valore massimo accettato per  $q_0$  risulterà pari alla massima capacità portante del terreno in regime elastico, che può essere riferita alla resistenza al taglio non drenata  $c_u$  del terreno di fondazione tramite la relazione:

$$q_u = \pi c_u$$

Se sappiamo che  $q_0$  non deve superare  $\pi c_u$ , che è la capacità portante del terreno in regime elastico, sarà semplice determinare il valore  $H_0$ . Se  $q_0$  dovesse superare  $\pi c_u$ , allora, a quel punto, il terreno sarà soggetto permanentemente alla formazione di solchi che aumenteranno via via di profondità con i passaggi dei veicoli, finché la strada diventerà di conseguenza impraticabile. Se  $q_0$  sarà maggiore di  $\pi c_u$ , il materiale di riporto punzonerà il terreno di fondazione, riducendo, col passare del tempo, lo spessore originale  $H_0$ .

- CON GEOTESSILE

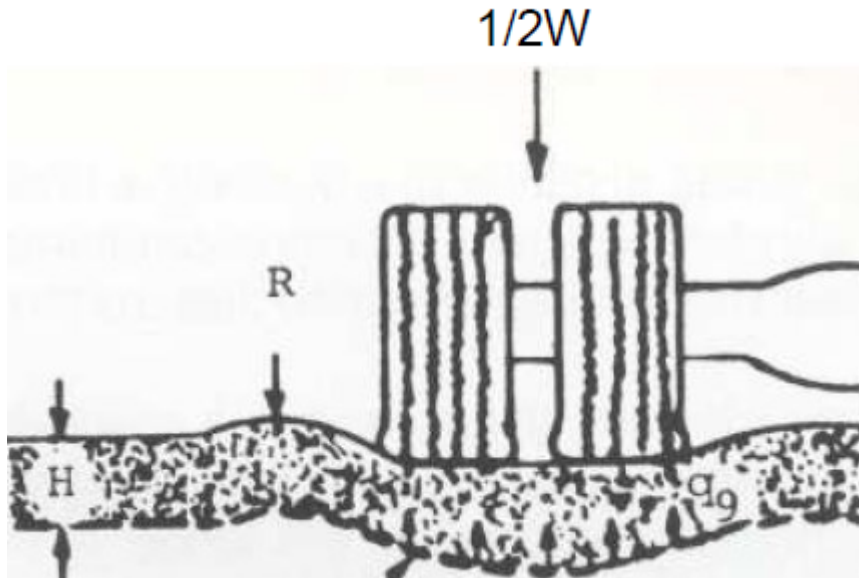


Fig. 20 Geotessile presente

Quando si inserisce un geotessile fra lo strato di riporto e il terreno di fondazione, viene a crearsi una situazione molto diversa:

Il geotessile separa lo strato di riporto dal terreno di fondazione e mantiene sostanzialmente inalterato lo spessore dello strato di riporto perché impedisce la penetrazione del primo nel secondo. In questo caso la pressione sulla superficie del sottosuolo può raggiungere il valore della massima capacità portante ed è rappresentata con la seguente formula:

$$q_u = (\pi + 2)c_u$$

Il carico così andrebbe a creare un solco di profondità R. Come conseguenza della formazione di questo solco, il geotessile che si trova fra il terreno e lo strato di riporto si deformerà elasticamente; messo in tensione per effetto di questa deformazione, viene infatti sottoposto ad una forza verso l'alto pari a  $q_G$ .

Se il livello della tensione nella parte superiore del geotessile è  $q_L$ , allora la tensione trasmessa in quel momento al terreno è ridotta di  $q_G$ . Questo livello di tensione deve essere minore o uguale a  $(\pi + 2)c_u$ .

A questo punto bisogna porre:

$$q_L - q_G = (\pi + 2)c_u$$

Da questa è possibile ricavare  $q_L$ :

$$q_L = (\pi + 2)c_u + q_G$$

Il sollevamento verso l'alto del geotessile è legato alla profondità  $R$  del solco e al modulo elastico a trazione  $K$  del geotessile stesso, mentre il valore di  $q_L$  è in funzione del carico della ruota  $W$  e dello spessore dello strato di riporto  $H$ . Il calcolo statico evidenzia un risparmio di spessore dello strato di riporto pari a:

$$\Delta H = H_o - H$$

### Principi di calcolo dinamico

Il calcolo statico sottovaluta lo spessore dello strato di riporto richiesto quando si è in presenza di un discreto livello di traffico; l'esperienza nella progettazione e nella costruzione di strade non asfaltate ci dimostra quanto detto nel periodo precedente. Nel calcolo statico non si tiene alcun conto del numero dei passaggi del veicolo preso in considerazione. Il problema è stato affrontato da Giroud e Noiray usando una espressione empirica, utile per determinare lo spessore richiesto del riporto  $H'_o$ , quando il traffico previsto è di  $N$  passaggi con un carico per asse  $W$  e una profondità ammissibile del solco  $R$  fissata:

$$H'_o = \frac{119 \log N + 471 \log W - 279 R - 2283}{c_u \cdot 0.63}$$

**$N$**  numero dei passaggi

**$R$**  profondità del solco (m)

**$c_u$**  resistenza al taglio non drenata del terreno (Pa)

**$W$**  carico per asse (N)

Se si hanno a disposizione i valori del CBR per il terreno, per convertirli in  $c_u$  basterà usare l'espressione:

$$c_u = 30CBR \quad [1 \text{ CBR } (\%) \sim kPa]$$

Dato che non esiste un metodo di progettazione specifico per la costruzione di strade rinforzate con geotessile che tenga conto dell'effetto dinamico del traffico, bisognerà supporre che il risparmio nello spessore del riporto  $\Delta H = H_o - H$  ricavato dall'analisi statica rimanga invariato. In questo modo lo spessore dello strato di riporto da utilizzare per una strada rinforzata con geotessili e soggetta a carichi dinamici è:

$$H' = H'_o - \Delta H$$

## METODO DI PROGETTAZIONE

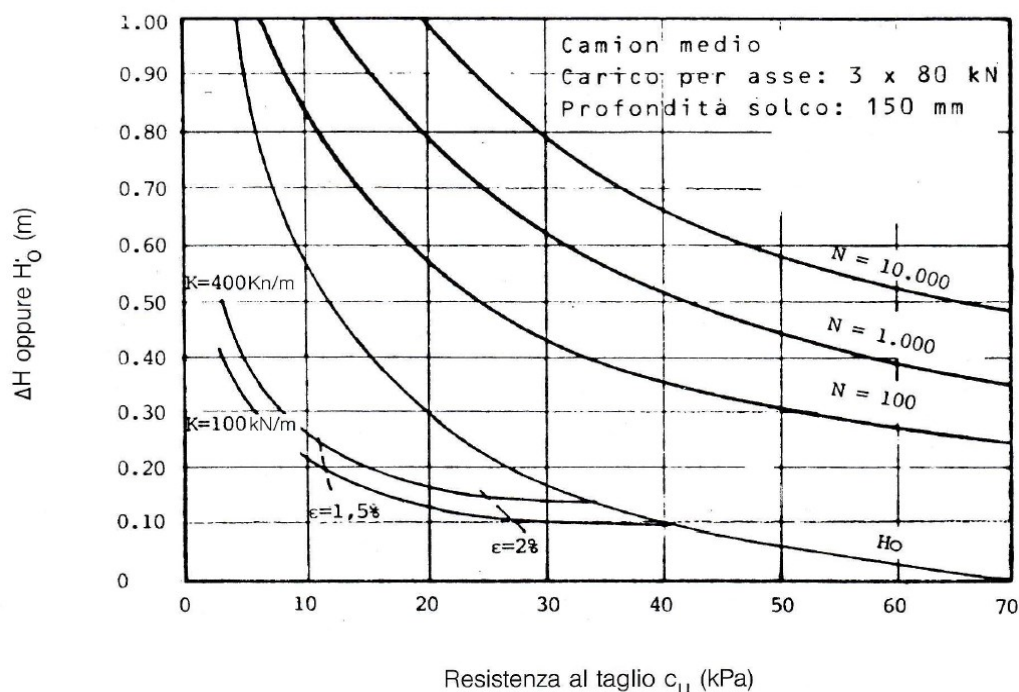
Per semplificare la progettazione utilizziamo dei diagrammi: *sull'asse orizzontale* sono riportati i valori della resistenza al taglio non drenata del terreno  $c_u$ , valori misurati in kPa; *l'asse verticale*, invece, serve per due scopi:

- misurare  $H'_o$ , lo spessore dello strato di riporto senza l'utilizzo dei geotessili;
- misurare  $\Delta H$ , cioè il risparmio nello spessore dello strato di riporto che si otterrebbe utilizzando i geotessili.

Ogni grafico fa riferimento a dei casi specifici, dove sono predeterminati:

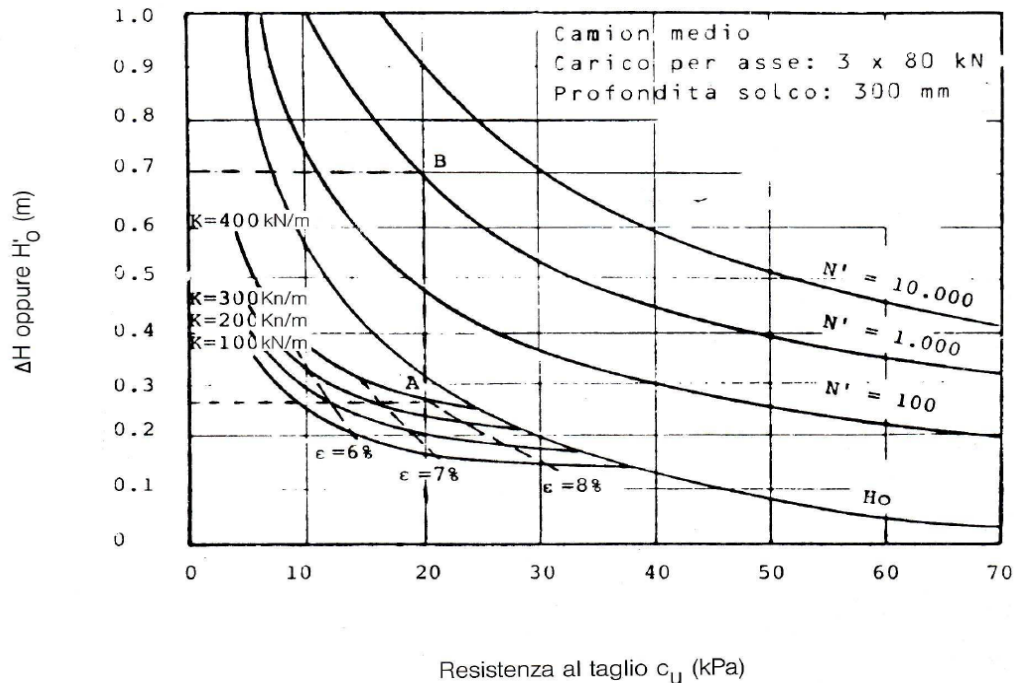
- il tipo di automezzo
- il carico per asse
- la massima profondità del solco ammissibile
- il numero dei passaggi del veicolo.

Nel grafico che viene riportato alla fine di questo paragrafo, è rappresentato un esempio di grafico per strade non asfaltate;



Questo grafico riguarda la progettazione di una strada dove è previsto il passaggio di un autocarro di media portata e dove si ritiene accettabile una profondità massima

del solco di 150mm, mentre nel grafico successivo è consentita una profondità massima del solco di 300mm.



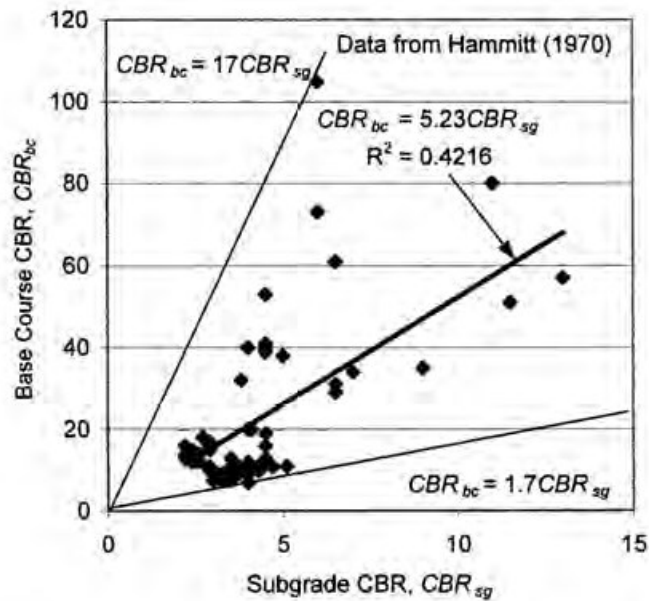
## Proprietà della base in materiale granulare

La rottura di una strada non pavimentata avviene per taglio o per eccessiva deformazione del sottofondo. Lo strato di base è realizzato con materiale di sufficiente qualità tale da escludere meccanismi di rottura entro il suo spessore. Lo strato di base è caratterizzato da un valore del California Bearing Ratio (CBR<sub>bc</sub>).

È di fondamentale importanza tener conto del valore di CBR della base perché influisce direttamente sul numero di assi passanti sulla struttura non pavimentata in esame.

Dimensionalmente il CBR è un indice misurato in laboratorio od in sito. Per le diverse condizioni di prova, i valori ottenuti in laboratorio sono diversi tra di loro. In sito, infatti, il valore del CBR della base dipende dal sottofondo; sottofondi soffici non forniscono il supporto sufficiente ad ottenere una buona compattazione dello strato di base, perciò il CBR<sub>bc</sub> risulterà inferiore ai valori ottenuti in laboratorio.

Hammitt (1970) condusse degli studi in sito per valutare la legge di dipendenza tra il CBR della base e del sottofondo, come riportato in figura.



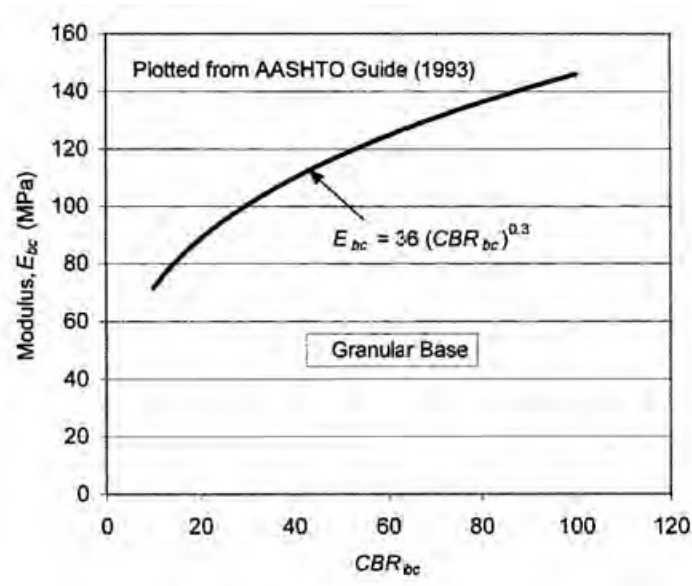
Il rapporto tra i CBR della base e del sottofondo  $\frac{CBR_{bc}}{CBR_{sg}}$  variano in un range di 1,7 a 17 con rapporto di 5,23 ottenuto con regressione lineare.

Utilizzando tali risultati è possibile fornire un orientamento di stima del valore del CBR della base, noto il CBR del sottofondo.

Un altro parametro utilizzato è il valore del modulo resiliente dello strato di base. Informazioni su di esso possono essere ottenute dal AASHTO (1993) design guide per strade pavimentate.

Il metodo fornisce delle carte nomografiche per due tipi di materiali granulari usati in strade pavimentate (strato di base e strato di fondazione o sotto-base).

Il materiale granulare tipicamente usato come strato di base di una strada non pavimentata è più simile alle prestazioni di uno strato di sotto-base rispetto alla base di una strada pavimentata. Pertanto, in questo studio vengono utilizzate le carte nomografiche AASHTO valide per lo strato di sotto-base, così da sviluppare la correlazione matematica tra il modulo resiliente e il CBR



La correlazione è conservativa perché il modulo resiliente definito dal AASHTO per strade pavimentate, è inferiore per lo strato di sotto-base rispetto alla base.

La relazione riportata nel grafico della figura sovrastante può esprimersi nel modo seguente:

$$E_{bc} = f_{EBC} CBR_{bc}^{0.3}$$

$E_{BC}$  modulo resiliente dello strato di base in (MPa)

$CBR_{bc}$  indice CBR dello strato di base

$f_{EBC}$  fattore eguale a 36MPa (per  $E_{bc}$  espresso in MPa).

## Proprietà del terreno di sottofondo

Si ipotizza che il terreno di sottofondo si trova in condizioni sature ed è caratterizzato da un basso valore della permeabilità (tipico dell'argilla e del limo). Dal momento che è sollecitato dai carichi da traffico avrà come risposta in campo non drenato un comportamento incompressibile e caratterizzato da un ridotto valore dell'angolo di attrito, e sarà possibile notare che la resistenza al taglio è data dal valore della coesione non drenata  $c_u$ .

Il valore di  $c_u$  è determinato in laboratorio: si utilizza la prova a compressione di tipo non consolidata e non drenata o di tipo non confinato oppure si utilizza la prova a

taglio diretto. In sito è possibile determinare la  $c_u$  usando lo scissometro (o vane shear test).

Il valore di  $c_u$  è determinabile anche per via indiretta, noto il valore del CBR del sottofondo (per  $CBR_{sg}$  inferiori a 5) ed usando la seguente correlazione (Giroud e Noiray 1981):

$$c_u = f_c CBR_{sg}$$

$c_u$  coesione non drenata del terreno di sottofondo in (kPa)

$CBR_{sg}$  CBR del terreno di sottofondo

$f_c$  fattore eguale a 30kPa.

Si possono utilizzare altre relazioni tra  $c_u$  e  $CBR_{sg}$ . Se si vuole procedere per via diretta, il CBR del sottofondo è determinabile con prove in laboratorio o in sito, mentre per via indiretta può essere ottenuto dal valore della coesione non drenata utilizzando la precedente formula.

Nel presente metodo di calcolo il terreno di sottofondo è definito tramite il valore del modulo resiliente.

Heukelom e Klomp svilupparono la seguente correlazione lineare tra  $CBR_{sg}$  (valida se  $CBR_{sg} < 10\%$ ) e il modulo resiliente  $E_{sg}$  per terreni fini granulari, con entrambi i parametri misurati in sito:

$$E_{sg} = f_{ESG} CBR_{sg}$$

$E_{sg}$  modulo resiliente del terreno di sottofondo in (Mpa)

$f_{ESG}$  fattore uguale a 10,35MPa.

## Rapporto tra il modulo della base e del sottofondo

Il presente metodo di calcolo utilizza il rapporto tra il modulo di base e il modulo del sottofondo. Questo rapporto può essere calcolato dalla seguente relazione:

$$\frac{E_{bc}}{E_{sg}} = \frac{3.48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}}$$



Il rapporto tra i moduli ha una dipendenza non lineare rispetto al rapporto tra gli indici CBR. I valori di  $CBR_{bc}$  e  $CBR_{sg}$  possono essere ottenuti come spiegato nei paragrafi precedenti: *proprietà della base e proprietà del sottofondo*.

Negli studi di Heukelom e Klomp, che consideravano una base e un sottofondo non rinforzato, il rapporto tra moduli  $\frac{E_{bc}}{E_{sg}}$  varia tra 1 a 5. Per questo motivo gli autori del presente metodo di calcolo prevedono una limitazione superiore a 5.

L'uso di una geogriglia consente di migliorare la compattazione della base e teoricamente utilizzare un rapporto tra moduli maggiore di 5, ma ciò deve essere sostenuto da apposite prove sperimentali che sino ad ora non sono state condotte.

Pertanto, allo stato attuale delle conoscenze e a fini cautelativi, il rapporto tra moduli è limitato a 5.

# SVILUPPO DEL METODO DI CALCOLO

---

## Principi dello sviluppo del metodo di calcolo

Il limite di manutenzione raggiunto da una strada non pavimentata si tocca quando la profondità dell'ormaja eguaglia un valore predeterminato, detto profondità dell'ormaja ammissibile e pari, ad esempio, a 75 mm. Bisogna tener conto che la profondità dell'ormaja è influenzata dalla deformabilità del sottofondo che a sua volta è lato allo stato di sollecitazione della superficie di separazione base / sottofondo.

Pertanto, le basi del presente metodo di calcolo consistono:

1. determinare lo stato di sollecitazione agente sulla superficie di separazione base/sottofondo
2. calcolare la profondità dell'ormaja come una funzione della tensione esistente tra strato di base/sottofondo e della capacità portante del sottofondo

Successivamente bisognerà osservare come i principi saranno caratterizzati dal valore assunto dall'angolo di distribuzione delle pressioni, che giocherà un ruolo essenziale su:

- numero di assi passanti
- proprietà della geogriglia
- spessore della base

## Sollecitazioni sul sottofondo

Si assume che il carico applicato su singola ruota, o su ruote gemelle, si distribuisca uniformemente sopra un'area circolare di raggio  $r$  e che, in profondità, le sollecitazioni si sviluppino uniformemente secondo un angolo di distribuzione  $\alpha$ .

Pertanto, la tensione normale  $\pi_i$  all'interfaccia tra lo strato di base e sottofondo è data dalla seguente relazione:

$$\pi_i = \frac{P}{\pi (r + htg\alpha)^2}$$

Quindi:

$$h = \frac{r}{\operatorname{tg}\alpha} * \sqrt{\frac{P}{\pi r^2 \pi_i} - 1}$$

$\pi_i$  tensione normale distribuita tra lo strato di base e il sottofondo (kPa)

$P$  carico su ruota (kN)

$r$  raggio equivalente dello pneumatico (m)

$\alpha$  angolo di distribuzione del carico.

È stato usato il metodo dell'angolo di distribuzione perché questo permette di rappresentare la distribuzione delle tensioni tramite un solo parametro  $\alpha$  che è facilmente integrabile nella relazione che caratterizza lo spessore richiesto della base.

## Relazione della riduzione dello spessore della base

La condizione sulla distribuzione normale delle tensioni (pressione)  $\pi_i$  tra l'interstrato sottofondo / base, al fine di prevenire la rottura del sottofondo è la seguente:

$$\pi_i \leq m N_c c_u$$

$m$  coefficiente di mobilitazione della capacità portante

$N_c$  fattore di capacità portante

$c_u$  coesione non drenata del terreno di sottofondo (kPa)

Il coefficiente di mobilitazione della capacità portante ( $0 < m \leq 1$ ) tiene conto del fatto che soltanto una parte della capacità portante del terreno di sottofondo è mobilitata.

$$h \geq \frac{r}{\operatorname{tg}\alpha} * \sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u} - 1}$$

$N_c$  il fattore di capacità portante

$m$  il coefficiente di mobilitazione della capacità portante

$\alpha$  l'angolo di distribuzione del carico

## Fattore della capacità portante

### ▪ STRADE NON PAVIMENTATE E NON RINFORZATE

Nelle strade non pavimentate e non rinforzate il fattore di capacità portante è compreso tra 2,8 e 3,3.

Giroud e Noiray assunsero il valore 3,14 ( $\pi$ ) perché coincidente con il valore del limite elastico per un sottofondo saturato e non drenato, sia per il caso di deformazione piana bidimensionale che nel caso di assialsimmetria, e con resistenza al taglio nulla (di conseguenza con valore nullo delle sollecitazioni tangenziali nell'interstrato).

È infatti possibile osservare che il limite elastico nel caso di sollecitazioni tangenziali diverse da zero, è indeterminato per via del fatto che ai bordi del carico le sollecitazioni normali tendono all'infinito. Giroud e Noiray proposero quindi l'uso del limite elastico perché in assenza di rinforzo, qualunque carico superiore a tale limite avrebbe causato un'ampia deformazione nel sottofondo, rendendo di fatto impossibile l'utilizzo della strada per più di qualche passaggio.

Per strade non pavimentate e non rinforzate, ricordandosi delle conclusioni ottenute sull'orientamento delle tensioni tangenziali, per sollecitazioni tangenziali diverse da zero il valore del fattore di capacità portante è pari a  $2,57 \left[ \left( \frac{\pi}{2} \right) + 1 \right]$  valido per intensità sollecitanti massime di verso divergente.

Tale valore è sì conservativo rispetto a quello previsto dalla precedente teoria di calcolo, ma nel caso di una strada rinforzata non pavimentata, è invece non conservativo perché si demanda al rinforzo una maggiore prestazione strutturale. Ciò ha portato a considerare il valore di  $N_c = 3,14$  uguale al precedente metodo di calcolo sviluppato da Giroud e Noiray per strade non rinforzate e non pavimentate.



Fig. 21 Esempio di strada non pavimentata

## ▪ STRADE RINFORZATE NON PAVIMENTATE

Per strade rinforzate non pavimentate il valore del fattore ultimo della capacità portante da utilizzarsi è quello corrispondente all'equilibrio limite del sottofondo perché è compito del rinforzo contrastare la nascita e lo sviluppo delle tensioni tangenziali e, quindi ridurre i valori di deformazione verticale che si avrebbero anche per intensità del carico sollecitante superiore al valore della capacità portante del sottofondo. Per questo motivo Giroud e Noiray adottarono il valore  $N_c = 5,14 (\pi + 2)$ , che di solito si assume come valore ultimo in terreni saturi, non drenati e con sollecitazioni a taglio nulle. La situazione descritta è tipica del caso di un materiale granulare, separato dal sottofondo da un geotessile.

La superficie continua del geotessile non può attuare un'azione di inter-bloccaggio (interlock) con la parte granulare e quindi il comportamento della superficie sarà equivalente a quella di una superficie liscia. È possibile osservare che il valore 5,14 corrisponde al caso bidimensionale con stato di deformazione piana, tipico di un traffico canalizzato in cui le ormaie si estendono principalmente lungo la direzione longitudinale. Teoricamente il valore ultimo del fattore della capacità portante, nel caso bidimensionale con stato di deformazione piana e tensioni tangenziali di verso concorrente di intensità massima, è pari a  $N_c = 5,71 \left( \frac{3\pi}{2} + 1 \right)$ . Quando si utilizza una geogriglia, gli Autori assumono un valore  $N_c = 5,71$ , anziché  $N_c = 5,14$ , perché ci si può porre in una condizione di esistenza di sollecitazioni tangenziali di verso concorrente (condizione benefica) indotte dalla nascita di due meccanismi dovuti all'interlock base / geogriglia:

1. il contrasto del movimento laterale della base elimina la possibilità di sviluppare tensioni tangenziali divergenti nel piano di sottofondo
2. i granuli della base, che sporgono attraverso le aperture della geogriglia, sviluppano un'azione di attrito (tensioni tangenziali di verso concorrente) tra gli strati a contatto che si oppongono al movimento laterale della base.

Poiché l'area di contatto tra la ruota e la base è approssimativamente circolare, si potrebbe considerare il valore del fattore di capacità portante ultimo previsto nel caso assialsimmetrico ed utilizzarlo nella procedura di calcolo.

Nel presente studio si è preferito utilizzare il valore del fattore di capacità portante previsto per il caso bidimensionale con stato di deformazione piana, poiché è stato ritenuto più rappresentativo e conservativo per una situazione di traffico canalizzato. Come menzionato da Drescher (personal communication 2001), i valori teorici del fattore di capacità portante ultimo nel caso assialsimmetrico e con tensioni tangenziali nulle, è pari a 5,69 (> di 5,14) mentre se vi è la presenza delle tensioni tangenziali di verso concorrente aventi massima intensità, si può assumere il valore 6,04 (> di 5,71).

## Scelta dei fattori di capacità portante

Nel presente metodo di calcolo si sono assunti i seguenti valori per il fattore di capacità portante:

- $N_c = 3,14$  per strade non pavimentate e non rinforzate;
- $N_c = 5,14$  per strade non pavimentate e rinforzate con geotessili;
- $N_c = 5,71$  per strade non pavimentate rinforzate con geogriglie.

## Coefficiente di mobilitazione della capacità portante

Nella precedente formula il coefficiente di mobilitazione della capacità portante tiene conto del fatto che solamente una parte della capacità portante del terreno di sottofondo viene mobilitata.

È necessario assumere che l'ipotesi che il sottofondo raggiunga il valore della capacità portante pertinente (che è pari al limite elastico per strade non rinforzate e non pavimentate e pari al valore ultimo della capacità portante, cioè al limite di equilibrio, per strade rinforzate e non pavimentate) quando la deformazione verticale superficiale, raggiunta tra lo strato di base e il sottofondo, è di 75mm (profondità massima dell'ormaia ammissibile).

Si osservi che la deformazione verticale a livello di sottofondo è inferiore alla profondità dell'ormaia rilevata in superficie in quanto, parte di essa, è imputabile alla deformabilità propria dello strato di base.

Ad ogni modo, a parità di profondità dell'ormaia in superficie, prevedendo uno spessore maggiore della base si avrà una minore deformazione superficiale nell'interstrato sottofondo / base. Considerando il criterio di servizio sopra definito si avrà, nell'interstrato sottofondo / base, una deformazione verticale di 75mm solamente nel caso in cui lo spessore dello strato di base sia zero e inferiore a 75mm quando lo spessore della base sia maggiore di zero.

A questo punto otteniamo che il valore del coefficiente della capacità portante è pari a 1, se lo spessore della base è nullo, e sarà tanto più inferiore a 1 quanto maggiore è il valore dello spessore della base. Sotto tali considerazioni è possibile formulare la relazione che definisce il coefficiente di mobilitazione della capacità portante, valida per una profondità ammissibile dell'ormai di 75mm:

$$m = 1 - \xi \exp \left[ -w \left( \frac{r}{h} \right)^n \right]$$

$\xi$ ,  $w$ ,  $n$  sono parametri non noti che devono essere determinati tramite calibrazione con dati sperimentali in sito e in laboratorio (Giroud e Han 2004).

Si noti che il valore di  $m$  è da ritenersi valido solo quando in superficie la profondità dell'ormai è di 75mm. Per profondità diverse la relazione di riferimento è la seguente:

$$m = \left( \frac{s}{f_s} \right) 1 - \xi \exp \left[ -w \left( \frac{r}{h} \right)^n \right]$$

$s$  profondità ammissibile scelta dell'ormai (mm)

$f_s$  fattore pari a 75mm.

Il coefficiente di mobilitazione della capacità portante è direttamente proporzionale alla profondità dell'ormai scelta.

Per poter applicare questa formula bisogna tener conto che la profondità dell'ormai scelta deve variare nell'intervallo compreso tra 50mm - 100mm e questa condizione sarà valida su tutte le relazioni derivate dalla formula precedentemente scritta. È quindi possibile determinare lo spessore richiesto alla base granulare, valido sia per il caso di strade non rinforzate che nel caso di strade rinforzate non pavimentate:

$$h = \frac{r}{tg\alpha} \left( \sqrt{\frac{P}{\pi r^2 \left( \frac{s}{f_s} \right) \left\{ 1 - \xi \exp \left[ -w \left( \frac{r}{h} \right)^n \right] \right\} N_c c_u} - 1} \right)$$

$h$  spessore richiesto alla base (m)

$r$  raggio equivalente dello pneumatico (m)

$P$  carico su ruota (kN).

## Capacità portante limite

Se lo spessore della base è nullo, applicando la predetta formula si ricaverà il valore della capacità portante:

$$P_{h=0} = \pi r^2 m N_c c_u$$

Se  $h = 0$  allora avremo solo il coefficiente  $m$  :

$$m = \frac{s}{f_s}$$

a questo punto si sostituisce il coefficiente  $m$  nella formula del  $P_{h=0}$  e si avrà:

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{f_s}\right) \pi r^2 m N_c c_u$$

$f_s$  75 mm

$s$  profondità ammissibile dell'ormaja scelta (mm)

$c_u$  coesione non drenata del sottofondo

$N_c$  fattore di capacità portante

$r$  raggio equivalente all'area di contatto dello pneumatico (m).

La formula  $P_{h=0}$  può essere espresso in funzione del CBR del sottofondo,  $CBR_{sg}$ , come di seguito indicato:

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{f_s}\right) \pi r^2 N_c f_c CBR_{sg}$$

- $N_c = 3,14$  se vi è assenza del rinforzo
- $N_c = 5,14$  se viene impiegato un geotessile di rinforzo
- $N_c = 5,71$  se viene impiegato una geogriglia di rinforzo.



# NUOVO METODO DI CALCOLO: DIFFERENZE CON IL METODO DI CALCOLO PRECEDENTE

---

Il nuovo metodo di calcolo, per strade non pavimentate rinforzate con geogriglie, tiene conto di alcuni parametri non previsti nel precedente metodo di Giroud e Noiray nel 1981 e da Giroud et al. nel 1985. Questi parametri sono:

- l'azione di inter-bloccaggio (interlock) geogriglia / materiale granulare
- il valore del modulo piano di stabilità e apertura del rinforzo
- il valore del modulo resiliente della base.

Inoltre, si tiene conto:

- del volume del traffico
- della pressione dello pneumatico
- della portanza del sottofondo
- della profondità delle ormaie
- dell'influenza esercitata dal tipo di rinforzo previsto (geotessile o geogriglia) sul possibile modo di rottura di una strada non pavimentata.

Lo spessore dello strato di base di una strada non pavimentata è determinato con un'unica relazione. Difatti, le pubblicazioni precedenti operavano mediante l'applicazione di due fasi:

1. consisteva nel calcolare lo spessore richiesto per una strada non rinforzata e non pavimentata
2. determinava la differenza di spessore tra il caso non rinforzato e rinforzato.

Inoltre, il nuovo metodo di calcolo sviluppato per le geogriglie permette di utilizzare anche i geotessili o determinare lo spessore richiesto nel caso non rinforzato; a tale scopo occorrerà solamente modificare alcuni dei parametri necessari per il calcolo.

## RILEVATO STRADALE: DRENAGGIO

---

Nella realizzazione di opere di ingegneria civile la sola impermeabilizzazione non garantisce una protezione efficace delle strutture interrato nei confronti dell'azione delle acque di infiltrazione.

Quando infatti il rivestimento impermeabilizzante viene sottoposto ad un campo di sovrappressioni idrauliche, si possono verificare sovraccarichi strutturali ed infiltrazioni attraverso i giunti e le fessure che possono condurre ad un degrado progressivo del calcestruzzo e di conseguenza ad una sensibile riduzione dell'efficienza e della funzionalità del manufatto. In questi casi risulta necessario prevedere la realizzazione di un drenaggio, realizzato a ridosso dell'elemento interrato, allo scopo di allontanare l'acqua in eccesso e di proteggere il sistema di impermeabilizzazione.

Nel settore delle infrastrutture dedicate al trasporto (strade, ferrovie, aeroporti) sono numerosi i casi in cui è possibile prevedere l'adozione di una soluzione drenante utilizzando materiali geosintetici. Gestire correttamente l'aspetto idraulico di una struttura stradale significa prevedere a livello progettuale una serie di interventi capaci di ridurre al minimo l'impatto negativo derivante dall'interazioni delle acque con la struttura medesima.

Le tipologie di degrado che l'opera può subire dalla presenza della componente idrica sono:

- **Degrado di tipo funzionale:** interessa principalmente il livello superficiale della sovrastruttura, viene inteso come peggioramento delle condizioni di aderenza e di visibilità.
- **Degrado di tipo strutturale:** riguarda più specificamente il fenomeno dell'infiltrazione dell'acqua nelle parti profonde del corpo stradale, riducendo gradualmente le caratteristiche meccaniche dei terreni costituenti l'opera.

Le ragioni principali che caratterizzano l'insorgere di questi fenomeni sono in linea di massima riconducibili alla mancanza o scarsa efficienza dei presidi idraulici previsti. Nel contesto di un intervento stradale, gli ambiti in cui intervenire e prevedere degli opportuni sistemi di drenaggio sono molteplici. I sistemi drenanti sintetici (definiti geocompositi drenanti) possono essere previsti nelle seguenti lavorazioni:

- Drenaggi anti-capillari
- Trincee drenanti
- Drenaggi opere di sostegno in cemento armato
- Drenaggi al fronte delle paratie
- Drenaggi fossi di guardia in terra

## Risalita capillare

Quando si rende necessaria la realizzazione di un rilevato in terra, è doveroso verificare accuratamente le caratteristiche dei terreni relativi il piano di formazione del rilevato, assicurandosi che non debba risultare necessario prevedere la creazione di uno strato di transizione rilevato/terreno di fondazione.

In relazione alle locali caratteristiche idrogeologiche, potrebbe essere prevedibile a progetto il miglioramento delle caratteristiche del piano di imposta del rilevato, mediante la realizzazione delle seguenti operazioni:

- La stesa di uno strato granulare con funzione anticapillare
- La stesa di uno strato di geotessile non-tessuto, anche con funzione anticontaminante.

Lo strato anticapillare è di solito costituito da materiale granulare di adeguato spessore e di opportuna composizione granulometrica, interposto tra lo strato di fondazione ed il sottostante sottofondo destinato ad interrompere l'eventuale risalita capillare di acqua proveniente da falda acquifera. L'evidente necessità di prevedere la posa in opera di uno strato anticapillare trova riscontro nel caso in cui il rilevato stradale o ferroviario debba essere realizzato in corrispondenza di un sottofondo a grana fine, con possibile risalita capillare di acqua di falda.

A seguito delle pressioni esercitate dagli strati profondi dal transito dei mezzi in superficie, l'acqua può risalire nella massicciata trascinando verso l'alto le componenti fini, provocando alterazioni volumetriche e provocando fenomeni deformativi. Gli strati sovrastanti il piano di fondazione vengono quindi inquinati dalla presenza delle particelle fini trascinate dalla risalita capillare, diminuendo così le prestazioni dell'opera in termini di capacità portante.

Abitualmente gli spessori dello strato sono compresi tra 0.3-0.5m ed è generalmente costituito da materiali naturali aventi granulometria assortita da 2-50mm, con passante al vaglio da 2mm non superiore al 15% in peso e comunque con passante al vaglio UNI 0.075mm non superiore al 3%. Il materiale dovrà risultare del tutto esente da componenti instabili (gelivi, solubili, etc.) e da resti vegetali; risultando solitamente ammesso l'impiego di materiali frantumati.

Lo strato previsto deve disporre di precise caratteristiche drenanti quali:

- Presentare delle dimensioni di vuoti tale da impedire la risalita per capillarità
- Disporre di adeguate caratteristiche meccaniche da consentire allo strato di resistenza alle sollecitazioni indotte da carichi sovrastanti nello specifico buona resistenza e bassi valori di deformabilità a compressione

Un **geocomposito drenante** è quindi un prodotto tridimensionale, ottenuto dall'accoppiamento di due o più componenti sintetiche, la cui funzione principale è consentire il drenaggio dei liquidi o aeriformi, presenti all'interno della matrice (terreno) in cui è inserito.

Le componenti principali di un geocomposito drenante sono due:

- Componente drenante interna tridimensionale
- Componente filtrante e/o isolante esterna

La **prima componente** ha chiaramente lo scopo di veicolare lungo il suo piano il fluido intercettato, mentre la componente filtrante (tipicamente costituita da geotessili non-tessuti termosaldati) consente il passaggio del fluido, ma non quello delle particelle fini di terreno che porterebbero ad una precoce perdita di capacità drenante da parte della struttura interna.

La **componente filtrante** dovrà quindi poter garantire:

- Permeabilità adeguata a gas e liquidi in direzione perpendicolare al filtro
- Capacità di ritenzione delle particelle di terreno
- Una certa rigidezza per evitare la compenetrazione nel nucleo drenante
- Protezione del corpo drenante da eventuale danneggiamento in fase di posa

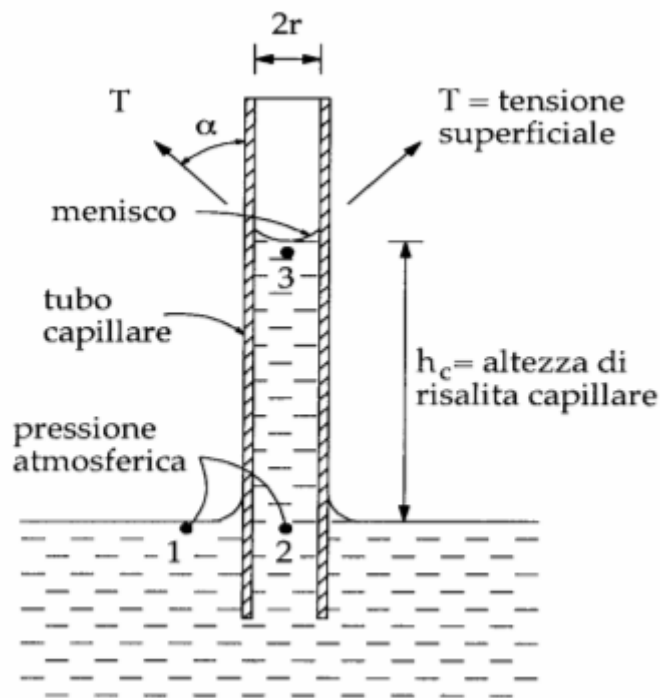


Fig. 22 Risalita capillare in un tubo di vetro

## Sistemi di drenaggio

I sistemi di drenaggio tradizionali vengono realizzati sostituendo il terreno a ridosso della struttura interrata con materiale granulare di dimensioni opportune dopo aver posato alla base dell'opera un tubo collettore per raccogliere ed allontanare l'acqua drenata. Tali sistemi presentano diversi inconvenienti:

- approvvigionamento in cantiere di materiali di natura diversa pesanti da movimentare e di non facile reperibilità oltre che costosi
- rimozione e smaltimento del terreno di scavo
- danneggiamento meccanico per punzonamento dell'impermeabilizzazione in fase di realizzazione
- intasamento progressivo del materiale drenante e del tubo collettore ad opera della frazione fina del terreno

Confinando il materiale granulare con un geotessile con funzioni di separazione e filtrazione è sì possibile ovviare ai problemi di intasamento, ma non ai restanti connessi alla scelta stessa dell'inerte come materiale drenante.

Utilizzando un geocomposito drenante posato fra la struttura interrata ed il terreno è possibile ottenere invece i seguenti risultati:

- utilizzo di materiali più leggeri con conseguente diminuzione dei rischi in cantiere connessi alla posa in opera
- riduzione dei volumi di scavo
- riutilizzo come terreno di riporto del terreno di scavo
- protezione del sistema di impermeabilizzazione contro l'eventuale danneggiamento meccanico per punzonamento in fase di posa e di reinterro
- protezione contro l'intasamento del tubo collettore ad opera delle particelle fini del terreno

I geocompositi drenanti sono caratterizzati da un nucleo con funzione drenante, racchiuso da due geotessili con funzione filtrante.

Il nucleo possiede un alto indice di vuoti, ed è formato da una geostuoia tridimensionale realizzata in monofilamenti intrecciati di poliammide, racchiuso da due strati filtranti costituiti da due tessuti non tessuti termosaldati, realizzati da monofilamenti di poliestere rivestiti in poliammide. I tre strati sono termosaldati nei punti di contatto in modo da ottenere una struttura solidale.

L'elevato numero dei pori e la casuale distribuzione degli stessi, che riprendono la naturale struttura del terreno, rendono i geotessili filtranti poco sensibili a fenomeni di occlusione superficiale (blocking).

La struttura compressa ostacola i fenomeni di intasamento determinati dalle particelle fini di terreno trattenute all'interno del geotessile (clogging), anche in virtù della formazione di un filtro naturale nel terreno che riduce fortemente il fenomeno di piping.

Lo spessore ridotto e la compattezza ottenuta mediante il particolare trattamento di termosaldatura assicurano ai geotessili filtranti una ridotta compressibilità e deformabilità a breve e a lungo termine e di conseguenza una buona resistenza al danneggiamento meccanico in fase di posa, oltre al mantenimento di elevate prestazioni drenanti anche sotto carichi elevati.

L'efficienza prestazionale di questi geocompositi trova conferma nei risultati delle prove di laboratorio eseguite da autorevoli istituti ed università di diversi Paesi.

Perché una prova fornisca risultati rappresentativi, il tipo di opzione deve essere scelto in modo tale da simulare le condizioni in cui verrà fatto operare il materiale. Nel caso del drenaggio di strutture interrato l'opzione più rappresentativa è quella che prevede l'impiego di una membrana flessibile e di una piastra rigida in modo tale da simulare l'azione esercitata sull'elemento drenante da parte del terreno e da parte del muro in calcestruzzo.



Fig. 23 Geocomposito drenante

## Richiami di teoria

- Gradiente idraulico

Esprime il rapporto fra la differenza di quota e la lunghezza dell'elemento drenante. Viene espressa normalmente in percentuale

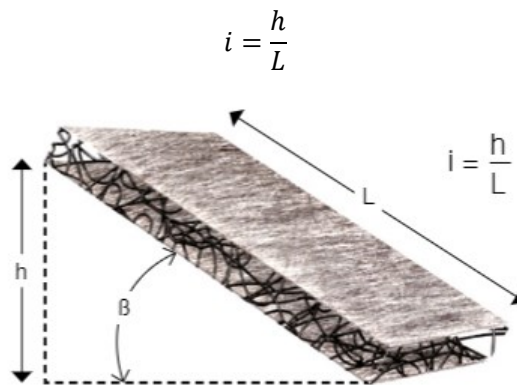


Fig. 24 Gradiente idraulico (i)

- Permeabilità

Esprime la capacità di un materiale a lasciarsi attraversare da un fluido, ovvero la quantità d'acqua che riesce a passare attraverso il materiale in direzione normale ad esso. Viene espressa in metri al secondo  $\left[\frac{m}{s}\right]$  o in litri al secondo per metro quadrato  $\left[\frac{l}{s} \cdot m^2\right]$ . La permeabilità varia in funzione della pressione a cui è sottoposto il materiale in esercizio:

$$k = \frac{k_p \rho g}{\mu}$$

$k_p$  permeabilità intrinseca

$\rho$  densità

$\mu$  viscosità del fluido

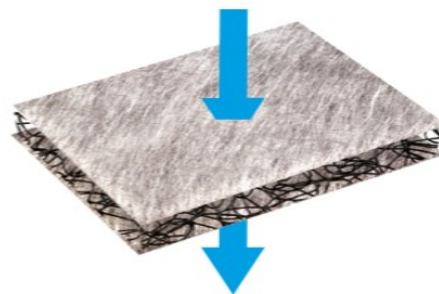


Fig. 25 Permeabilità (k)

- Trasmissività

Esprime la capacità di scarico di un materiale in funzione dello spessore dell'elemento stesso, ovvero la quantità d'acqua che il materiale riesce a trasportare in direzione longitudinale.

Viene espressa in litri al secondo per metro  $\left(\frac{l}{s} \cdot m\right)$ . La trasmissività varia in funzione della pressione a cui è sottoposto il materiale in esercizio e del gradiente idraulico.

La normativa EN ISO 12958 prevede che in condizioni standard la pressione venga applicata per mezzo di due membrane flessibili per simulare la compenetrazione del terreno. Vi è però la possibilità, dichiarandolo nella scheda tecnica, di eseguire tale prova sostituendo una o entrambe le membrane con piastre rigide.

La condizione di prova viene indicata con il seguente simbolismo:

- F/F: due membrane flessibili
- R/F: una membrana flessibile ed una piastra rigida
- R/R: due membrane rigide

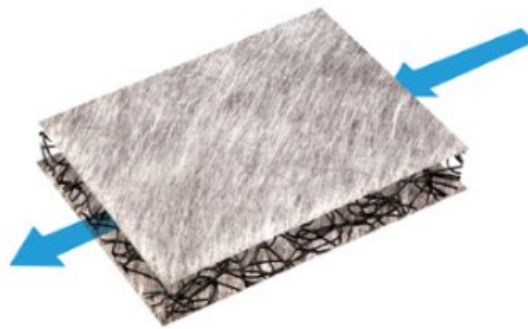


Fig. 26 Trasmissività (⊕)



## Criteri di dimensionamento

Un geocomposito drenante deve svolgere correttamente le seguenti due funzioni:  
FILTRAZIONE e DRENAGGIO.

- Filtrazione

Il suo compito è quello di trattenere le particelle fini del terreno e permette invece all'acqua di passare attraverso il geotessile filtrante e di arrivare fino al nucleo del geocomposito

- Drenaggio

Un geocomposito con funzione drenante permettere all'acqua drenata di scorrere lungo la struttura drenante fino alla tubazione per poi essere allontanata. Gli elementi che devono essere considerati in fase di dimensionamento sono numerosi:

- Caratteristiche del geocomposito drenante
- Diametro di filtrazione dei geotessili filtranti, permeabilità del geotessile filtrante, trasmissività del nucleo drenante, caratteristiche meccaniche del geocomposito drenante, caratteristiche chimiche del geocomposito drenante.
- Caratteristiche del terreno
- Distribuzione granulometrica del terreno, permeabilità del terreno, proprietà chimico fisiche.
- Regime idraulico
- Gradiente idraulico, regime di moto.
- Condizioni di posa
- Danneggiamento meccanico in fase di posa

Il metodo speditivo di dimensionamento proposto qui, di seguito, per comodità di utilizzo tiene in considerazione:

- Distribuzione granulometrica del terreno (permeabilità del terreno)
- In terreni a forte componente argillosa o a forte componente ghiaiosa il ricorso ad un sistema di drenaggio non consente di ottenere risultati soddisfacenti, rispettivamente in considerazione della difficoltà ad essere attraversati dall'acqua e dell'elevata capacità di scarico, presentata da tali tipi di terreno, mentre garantisce ottimi risultati in terreni in cui la frazione predominante è quella sabbiosa-limosa.
- Pertanto, il ricorso ad un sistema di drenaggio risulta necessario in terreni a media permeabilità, mentre risulta non opportuno in terreni caratterizzati da bassa e da alta permeabilità.
- Nonostante ciò, la buona pratica consiglia sempre di posare un elemento drenante dietro alle strutture interrato in fase di realizzazione per evitare di dover poi intervenire in tempi successivi con oneri maggiori.
- Trasmissività del geocomposito drenante.

L'elemento drenante dovrà garantire una trasmissività sufficiente a smaltire l'acqua in eccesso.

- Il nucleo drenante

Il nucleo drenante di un geocomposito risulta essere un elemento fondamentale: deve mantenere la sua efficienza in relazione alla vita utile prevista per l'opera e alle condizioni di carico a cui è sottoposto.

Per questo è fondamentale che il nucleo drenante abbia le seguenti caratteristiche:

- un elevato indice dei vuoti
- una buona resistenza ai carichi agenti, sia a breve che a lungo termine
- una buona resistenza chimico-fisica alle condizioni ambientali

Il nucleo di poliammide ha una buona resistenza al fuoco e caratteristiche di autoestinguenza.

In applicazioni speciali (gallerie, discariche, ecc.) ove vengono richiesti requisiti aggiuntivi, sono disponibili modelli di nucleo realizzati con tecnologie costruttive e polimeri diversi.

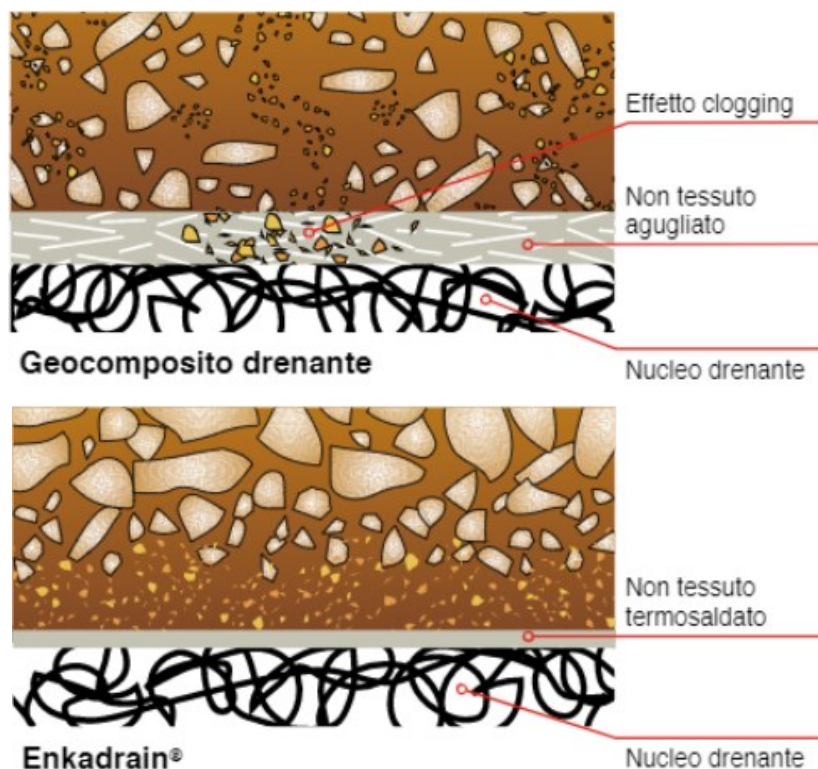
- I non-tessuti filtranti

La funzione dei non tessuti filtranti è quella di far percolare l'acqua all'interno del nucleo drenante ed impedire che il terreno compenetri nel nucleo stesso. Pertanto, è essenziale che le particelle di terreno non intasino i filtri nel tempo. I filtri del geocomposito drenante il più delle volte sono realizzati con la tecnologia del filamento continuo e della termosaldatura (ad esempio Enkadrain® è una delle aziende che realizza i geocompositi drenanti utilizzando questa tecnica).

Questa tecnologia produttiva consente di ottenere dei non tessuti filtranti aventi caratteristiche prestazionali elevate, che si differenziano dai filtri realizzati con altre tecnologie, come ad esempio l'agugliatura meccanica. I non tessuti filtranti possiedono le seguenti caratteristiche tecniche:

- SPESSORE RIDOTTO: in tal modo si ostacola il fenomeno del clogging esercitato dal terreno nei confronti del non tessuto, rendendo il materiale privo di fenomeni di intasamento interno
- ELEVATO NUMERO DEI PORI E CASUALE DISTRIBUZIONE DEGLI STESSI: in tal modo, simulando la naturale struttura del terreno, si ottiene un geotessile non tessuto di difficile intasamento superficiale (blocking o blinding).

Lo spessore ridotto e la compattezza ottenuta mediante il particolare trattamento di termosaldatura permettono di ottenere un materiale con ridotta comprimibilità e deformabilità nel tempo e quindi in grado di mantenere le proprie prestazioni sotto carichi elevati esercitati dalle pressioni di confinamento del terreno circostante.



## Procedura di dimensionamento

Nel seguente paragrafo si parlerà di entrambi i dimensionamenti: DIMENSIONAMENTO DRENAGGIO VERTICALE e del DIMENSIONAMENTO DRENAGGIO ORIZZONTALE. Per quanto riguarda la realizzazione di un corpo stradale ovviamente il dimensionamento che verrà trattato sarà quello di tipo orizzontale.

- Dimensionamento drenaggio verticale

Con riferimento alle caratteristiche del terreno ( $\gamma, c$ ) ed alle dimensioni del muro di contenimento ( $h$ ), si calcola la pressione agente sul geocomposito in direzione orizzontale alla massima profondità, utilizzando la formula di Rankine per il calcolo della pressione orizzontale dovuta alla spinta attiva del terreno :

$$P_h = k_a \cdot h - 2c \cdot k_p - \frac{1}{2}$$

$P_h$  pressione orizzontale del terreno alla profondità  $h$  in condizioni di spinta attiva [kPa]

$K_a$  coefficiente di spinta attiva di Rankine  $k_a = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$

$K_p$  coefficiente di spinta passiva di Rankine  $k_p = tg^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$

$c$  coesione del terreno (spesso trascurata a scopo cautelativo) [kPa]

$\gamma$  peso in volume del terreno [kN/m<sup>3</sup>]

$h$  profondità della trincea, altezza della struttura interrata [m]

Dal confronto fra il valore di trasmissività richiesto e quello garantito dal geocomposito drenante, in corrispondenza della massima pressione orizzontale ricavabile direttamente dalla scheda tecnica o per interpolazione dai grafici disponibili (che riportano i valori di capacità drenante a differenti valori di pressione), si individua il modello di geocomposito in grado di soddisfare le esigenze di progetto. Calcolato poi, in base alla lunghezza degli elementi verticali (contro-terra) ed al valore del gradiente idraulico il massimo apporto d'acqua convogliato al tubo collettore posizionato alla base del geocomposito, si determina (utilizzando la tabella *fig.19*) il diametro della tubazione necessario ad allontanare l'acqua drenata.

Al fine di eseguire una corretta progettazione del sistema drenante, nelle schede tecniche dei materiali vengono riportati valori come  $i=1$  (per i drenaggi appunto verticali) e si considera la capacità drenante corrispondente al gradiente idraulico di progetto.

- Dimensionamento drenaggio orizzontale

Con riferimento alle dimensioni dell'area da drenare ed all'intensità dell'evento piovoso di progetto, si calcola la massima quantità d'acqua da drenare, ipotizzando nulli a scopo cautelativo, i fenomeni di ruscellamento superficiale e di assorbimento. Si calcola quindi la pressione agente sul geocomposito in base allo spessore  $t$  del terreno di ricoprimento utilizzando la seguente relazione:

$$P = \gamma \cdot t$$

$P$  pressione del terreno alla profondità  $t$  [kPa]

$\gamma$  peso in volume del terreno [kN/m<sup>3</sup>]

$t$  spessore del terreno di ricoprimento [m]

Dal confronto fra il valore di trasmissività richiesto e quello garantito dal geocomposito drenante, ricavabile direttamente dalla scheda tecnica o per interpolazione dai grafici disponibili (che riportano i valori di capacità drenante a differenti valori di pressione e di gradiente idraulico), si individua il modello di geocomposito drenante in grado di soddisfare le esigenze di progetto. Calcolato poi in base alle dimensioni dell'area di intervento ed al valore del gradiente idraulico, il massimo apporto d'acqua convogliato al tubo collettore, si determina come visto nel precedente paragrafo per il drenaggio verticale (utilizzando la tabella in *fig.19*) il diametro della tubazione necessario ad allontanare l'acqua drenata.

Al fine di eseguire una corretta progettazione del sistema drenante, nelle schede tecniche dei materiali vengono riportati valori come  $i=0.03$  (ovviamente per drenaggi orizzontali). Si consideri la capacità drenante corrispondente al gradiente idraulico di progetto.

## Portata e velocità di flusso delle tubazioni microfessurate di drenaggio

$\phi$ [mm]	110		125		140		160		200	
i [%]	v[m/s]	Q [l/s]	v[m/s]	Q [l/s]	v[m/s]	Q [l/s]	v[m/s]	Q [l/s]	v[m/s]	Q [l/s]
4.00			0.50	4.37	0.54	6.23	0.60	9.19	0.69	16.66
5.00	0.51	3.36	0.56	4.91	0.61	6.99	0.67	10.31	0.78	18.67
6.00	0.55	3.69	0.61	5.39	0.67	7.67	0.74	11.32	0.85	20.49
7.00	0.60	3.99	0.66	5.83	0.72	8.30	0.80	12.25	0.92	22.17
8.00	0.64	4.28	0.71	6.25	0.77	8.89	0.85	13.11	0.99	23.73
9.00	0.68	4.54	0.75	6.63	0.82	9.44	0.90	13.93	1.05	25.20
10.00	0.72	4.80	0.79	7.00	0.87	9.96	0.95	14.69	1.11	26.58
11.00	0.76	5.04	0.83	7.35	0.91	10.46	1.00	15.42	1.16	27.90
12.00	0.79	5.26	0.87	7.68	0.95	10.94	1.05	16.12	1.21	29.16
13.00	0.82	5.48	0.91	8.00	0.95	11.39	1.09	16.79	1.26	30.37
14.00	0.86	5.70	0.94	8.31	0.99	11.83	1.13	17.44	1.31	31.53
15.00	0.89	5.90	0.98	8.61	1.03	12.25	1.17	18.06	1.36	32.66
16.00	0.92	6.10	1.01	8.90	1.07	12.66	1.21	18.66	1.40	33.74
17.00	0.95	6.29	1.04	9.18	1.10	13.06	1.25	19.24	1.45	34.79
18.00	0.97	6.47	1.07	9.45	1.14	13.44	1.29	19.81	1.49	35.82
19.00	1.00	6.66	1.10	9.71	1.17	13.81	1.32	20.36	1.53	36.81
20.00	1.03	6.83	1.13	9.97	1.20	14.18	1.36	20.90	1.57	37.78
21.00	1.05	7.00	1.16	10.22	1.23	14.53	1.39	21.42	1.61	38.72
22.00	1.08	7.17	1.19	10.46	1.26	14.88	1.42	21.93	1.65	39.64
23.00	1.10	7.33	1.21	10.70	1.29	15.22	1.46	22.43	1.69	40.55
24.00	1.13	7.49	1.24	1.93	1.32	15.55	1.49	22.92	1.72	41.43
25.00	1.15	7.65	1.26	11.16	1.35	15.88	1.52	23.40	1.76	42.29
26.00	1.17	7.81	1.29	11.39	1.38	16.20	1.55	23.87	1.79	43.14
27.00	1.20	7.96	1.32	1.61	1.41	16.51	1.58	24.33	1.83	43.97
28.00	1.22	8.11	1.34	11.82	1.44	16.82	1.61	24.78	1.86	44.78
29.00	1.24	8.25	1.36	12.04	1.46	17.12	1.64	25.22	1.90	45.58
30.00	1.26	8.39	1.39	12.24	1.49	17.41	1.67	25.66	1.93	46.37
32.00	1.30	8.67	1.43	12.65	1.51	17.99	1.72	26.51	1.99	47.91
34.00	1.35	8.94	1.48	13.05	1.56	18.55	1.78	27.33	2.05	49.40
36.00	1.38	9.21	1.52	13.43	1.61	19.10	1.83	28.13	2.11	50.84
38.00	1.42	9.46	1.56	13.80	1.66	19.63	1.88	28.91	2.17	52.25
40.00	1.46	9.71	1.61	14.16	1.71	20.14	1.93	29.67	2.23	53.62
42.00	1.50	9.95	1.65	14.52	1.75	20.64	1.98	30.41	2.28	54.95
44.00	1.53	10.19	1.68	14.86	1.80	21.13	2.02	31.13	2.34	56.26
46.00	1.57	10.42	1.72	15.20	1.84	21.61	2.07	31.84	2.39	57.53
48.00	1.60	10.65	1.76	15.53	1.88	22.08	2.11	32.53	2.44	58.78
50.00	1.64	10.87	1.80	15.86	1.92	22.54	2.16	33.21	2.49	60.00
52.00	1.67	11.09	1.83	16.17	1.96	23.00	2.20	33.87	2.54	61.20
56.00	1.73	11.51	1.90	16.79	2.08	23.87	2.28	35.16		
58.00	1.76	11.72	1.94	17.09	2.11	24.30	2.32	35.79		
60.00	1.79	11.92	1.97	17.38	2.15	24.72	2.37	36.41		
65.00	1.87	12.41	2.05	18.10	2.24	25.74	2.46	37.91		
70.00	1.94	12.89	2.13	18.79	2.32	26.72	2.56	39.35		
80.00	2.07	13.79	2.28	20.10	2.49	28.58				
90.00	2.20	14.63	2.42	21.33	2.64	30.32				
100.00	2.32	15.43	2.55	22.49						

## Prestazioni tecniche

Per dimensionare adeguatamente un sistema di drenaggio è fondamentale simulare al meglio le condizioni di esercizio nelle quali il geocomposito drenante si troverà ad operare. Il valore della trasmissività (o capacità drenante) è il parametro più importante e viene definito sulla base di test di laboratorio effettuati in conformità all'attuale norma di riferimento EN ISO 12958. Tale normativa, al fine di simulare il comportamento del geocomposito drenante in fase di esercizio, indica la necessità di considerare le seguenti opzioni per definire i valori corretti di capacità drenante:

- **Con piastra flessibile (o morbida):** quando il geocomposito drenante è in contatto con un terreno sciolto (si simula la spinta del terreno sui filtri laterali, al fine di valutare la compenetrazione del filtro/terreno nel nucleo)
- **Con piastra rigida:** quando il geocomposito drenante è in contatto con una superficie rigida continua (ad esempio un muro di sostegno o una soletta)

Se il geocomposito drenante viene adoperato a contatto con il terreno da un lato e dall'altro con un supporto rigido (muratura), è opportuno utilizzare un tipo di prova R/F (rigido/flessibile) in cui si simula la presenza della muratura/soletta. Qualora si utilizzi una prova di tipo R/R (rigido/rigido) questa non ha alcun significato fisico per i meccanismi che realmente si verificano ed il rischio maggiore è quello di sottodimensionare il sistema drenante previsto. Infatti, nel caso di una prova R/R eseguita mediante piastre rigide, il meccanismo di compenetrazione caratteristico del terreno non può essere simulato.

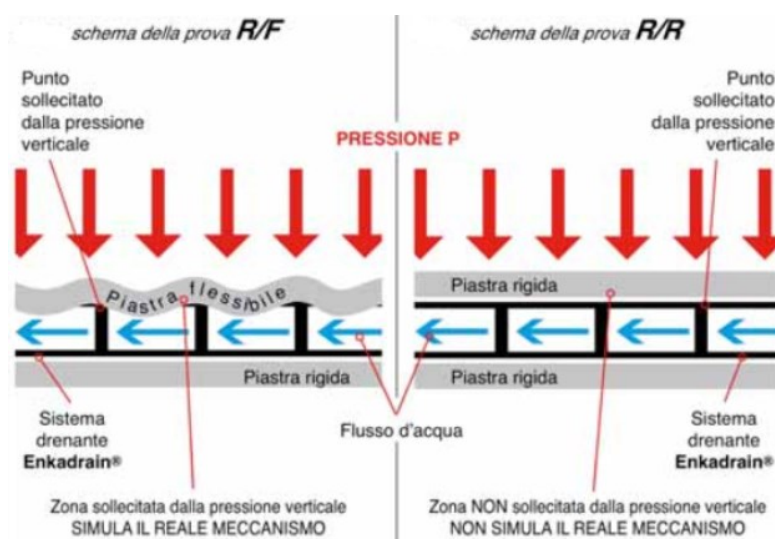


Fig. 27 Schema delle prove R/F e R/R

Perché una prova fornisca risultati indicativi il tipo di opzione deve essere scelto in modo tale da simulare le condizioni reali in cui verrà fatto operare il materiale.

Nel caso di drenaggio di strutture interrato l'opzione più rappresentativa è quella che prevede l'impiego di una membrana flessibile e di una piastra rigida, in quanto tale prova simula l'azione esercitata sull'elemento drenante da parte del terreno e da parte del muro in calcestruzzo.

## Prestazioni a lungo termine

La capacità drenante a lungo termine dei geocompositi è influenzata principalmente da:

- Compenetrazione dei non-tessuti filtranti nel nucleo drenante
- Compressive creep del nucleo

La determinazione del valore di capacità drenante a lungo termine è un parametro fondamentale che consente al progettista di conoscere il comportamento del materiale nel tempo e quindi di procedere al suo corretto dimensionamento. Bisogna infatti prestare attenzione al fatto che assumere il valore di capacità drenante istantanea ai fini progettuali porta generalmente ad un sottodimensionamento del sistema drenante.

Per progettare un sistema drenante con un geocomposito drenante occorre calcolare il valore di trasmissività ammissibile a partire dal dato di trasmissività nominale (che si desume dalla lettura della scheda tecnica di un prodotto). La relazione analitica che correla il dato di capacità drenante nel piano definito **trasmissività nominale** con il dato **ammissibile** è la seguente:

$$q_{nom} \left( \frac{1}{FS_1 \cdot FS_2 \cdot FS_3 \cdot FS_4} \right)$$

**FS** sono dei fattori riduttivi

$q_{nom}$  indica la portata specifica nominale calcolata secondo la EN ISO 12958

La prima operazione che bisogna eseguire è interpretare la scheda tecnica di prodotto e valutare quale combinazione di carico applicato/valore di gradiente idraulico occorre considerare per estrapolare il dato di trasmissività nominale.



Per far ciò, è necessario introdurre e analizzare brevemente le seguenti due categorie di parametri:

- Parametri di natura idraulica
- Parametri relativi ai carichi applicati

I **parametri idraulici** in ingresso, che occorre conoscere, per procedere con il dimensionamento dell'intervento, sono:

- Il gradiente idraulico ( $i$ )
- La portata di progetto ( $q_{\text{progetto}}$ )

Per quanto riguarda invece la natura dei carichi applicati, è necessario capire se la pressione esercitata dal prodotto è di natura PERMANENTE, TEMPORANEA o CICLICA.

## Posa in opera

I geocompositi drenanti sono leggeri e possono essere tagliati facilmente con attrezzi come le forbici o un cutter. Essendo dotato di un'eccezionale flessibilità, questo materiale riesce a aderire facilmente ad una superficie che presenta delle irregolarità. I geocompositi vengono forniti in rotoli che possiedono una larghezza che varia da 1 a 2 metri. I geocompositi non-tessuti filtranti debordano di 10 cm per consentirne la sovrapposizione in corrispondenza delle giunzioni. Per la realizzazione di trincee drenanti vengono forniti rotoli di diverse larghezze in relazione alla profondità della trincea da realizzare.



Fig. 28 Posa in opera di geocompositi drenanti

- Posa in opera verticale

Nella posa in opera verticale il geocomposito va tagliato a misura su una superficie piana e poi fissato in cima alla parete da drenare mediante chiodi muniti di rondella o in alternativa usando una barra di legno e srotolandolo dall'alto verso il basso. La cimosa dei non tessuti filtranti va opportunamente sovrapposta in corrispondenza delle giunzioni, e questa può essere fissata con del nastro o con una adeguata pistola spara punti.

Alla base dell'opera va quindi posato il tubo micro-fessurato di raccolta delle acque, facendo particolare attenzione a proteggerlo con il non-tessuto per evitarne l'intasamento. Sui lati esterni la cimosa andrà risvoltata su sé stessa a chiudere il nucleo drenante, così da evitare che il terreno possa infiltrarsi all'interno del nucleo drenante. In sommità andranno infine tolti i chiodi di fissaggio e risvoltato verso l'interno il materassino per evitare che il terreno di riempimento possa entrare nel nucleo drenante. Il riempimento dello scavo può essere effettuato con lo stesso materiale scavato in precedenza.



Fig. 29 Posa in opera verticale

- Posa in opera orizzontale

Per una corretta installazione del sistema di drenaggio orizzontale è necessario prevedere un'adeguata pendenza del sottofondo e dei tubi micro-fessurati di smaltimento delle acque. Nella posa del geocomposito in orizzontale occorre prestare attenzione nell'effettuare la sovrapposizione della cimosa tra rotoli adiacenti. Questa può essere eventualmente fissata con del nastro o una adeguata pistola spara punti. Il materiale deve essere adeguatamente zavorrato contro l'effetto del vento fino al suo ricoprimento con il terreno.



Fig. 30 Posa in opera orizzontale

- Posa trincee drenanti

Per la costruzione di una trincea drenante con l'utilizzo del geocomposito va innanzitutto effettuato lo scavo alla profondità richiesta; lo scavo deve avere una larghezza sufficiente per permettere il facile inserimento dall'alto del geocomposito con il suo tubo drenante micro-fessurato.

Prima di procedere alla stesa del geocomposito all'interno dello scavo, il tubo micro-fessurato di raccolta delle acque va opportunamente fissato nella parte bassa, facendo particolare attenzione a proteggerlo con il non-tessuto per evitarne l'intasamento. In alcuni modelli di geocomposito è già predisposta una tasca in tessuto non-tessuto per l'inserimento del tubo micro-fessurato.

Sui lati esterni il tessuto non-tessuto andrà risvoltato su sé stesso a chiudere il nucleo drenante così da evitare che il terreno possa entrare all'interno.

## Test in laboratorio

Per attuare l'ipotesi di un possibile utilizzo di un geocomposito drenante come strato drenante anticapillare alla base di rilevati stradali, si è deciso di eseguire una serie di test di laboratorio finalizzati i cui risultati vengono di seguito presentati.

Oltre a verificare le caratteristiche fisico meccaniche del geocomposito drenante, le prove eseguite hanno inevitabilmente interessato la misura della risalita capillare sia nel materiale naturale che in quello sintetico. Il geocomposito drenante vergine è stato preliminarmente sottoposto alla seguente serie di prove di carattere fisico e meccanico:

- Massa areica (UNI EN ISO 9864)
- Spessore a 2,20 e 500 kPa (UNI EN ISO 9863-1)
- Resistenza a trazione e allungamento a rottura (UNI EN ISO 10319)
- Resistenza a punzonamento statico (UNI EN ISO 12236)
- Capacità drenante nel piano (UNI EN ISO 12958)
- Test di invecchiamento accelerato (UNI ENV ISO 10722-1)

## Test di invecchiamento accelerato

Gli stessi materiali sono stati poi sottoposti ad invecchiamento tramite danneggiamento meccanico, per poter valutare il grado di degrado del geocomposito drenante potrebbe subire a seguito di un'installazione.

Al termine della procedura adottata per l'invecchiamento artificiale, sono state ripetute delle prove sui materiali invecchiati (spessore, punzonamento statico e capacità drenante). Il processo di invecchiamento con danneggiamento meccanico che è stato eseguito fa riferimento alla norma UNI ENV ISO 10722-1.

La riduzione di prestazioni idrauliche del materiale sottoposto al processo di invecchiamento rispetto al materiale vergine non risulta significativa. Per simulare la risalita capillare, non essendoci una norma specifica che stabilisca come debba essere condotto il test, i tecnici di Tecnopiemonte hanno realizzato una procedura di seguito descritta.

Viene ricostruita la successione stratigrafica del terreno da testare all'interno di un cilindro di plexiglass. Il cilindro, una volta realizzato, viene inserito all'interno di un contenitore quadrato in plastica, al cui interno è stata inserita preventivamente un

quantitativo di acqua con battente idrico pari a 18 cm. L'acqua, a contatto con gli strati di terreno, tende a risalire per capillarità.

La procedura ha previsto i seguenti passaggi:

- Test di risalita capillare con materiale A2-4 (terreno da rilevato)
- Test di risalita capillare con materiale A2-4 + strato anticapillare naturale (ghiaia)
- Test di risalita capillare con materiale A2-4 + Tefond HD Drain (geodreno sintetico)

I risultati in termini di risalita capillare nei tre casi è risultato il seguente:

- Test di risalita capillare all'interno di terreno tipo A2-4: 25cm
- Test di risalita capillare all'interno di terreno di tipo A2-4 con interposto lo strato naturale anticapillare: la risalita si interrompe una volta che il livello dell'acqua incontra lo strato anticapillare naturale
- Test di risalita capillare all'interno di terreno A2-4 con interposto lo strato sintetico Tefond HD Drain anticapillare: la risalita si interrompe una volta che il livello dell'acqua incontra lo strato anticapillare sintetico

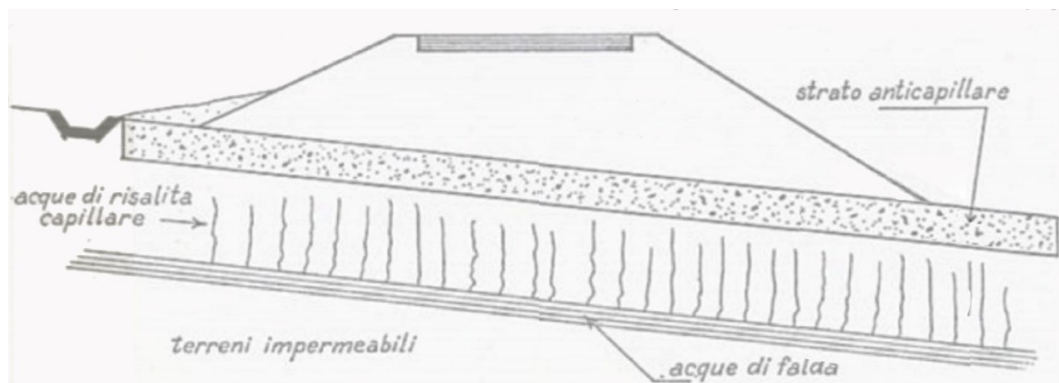


Fig. 31 Sezione di terreno con strato anticapillare

Per terra rinforzata, in base alla Norma UNI EN 14475, si intende una terra ingegnerizzata che incorpora strati discreti di rinforzo del terreno, posizionati generalmente in orizzontale, che sono disposti tra livelli successivi di terra durante la costruzione. Con tale denominazione si intende, inoltre, una terra che viene posta in opera e compattata in condizioni controllate.

I metodi di analisi delle terre rinforzate si suddividono in tre categorie:

- semi-empirici
- analitici
- numerici

Nei primi rientrano i metodi che calcolano la trazione nel rinforzo con la teoria della Spinta delle Terre (ad esempio, "Simplified Method" AASHTO 2002, 2007). Il termine semi-empirico deriva dal fatto che, in alcuni casi, il coefficiente di spinta laterale viene imposto in modo arbitrario in quanto vengono effettuate delle approssimazioni geometriche, specialmente se la geometria del muro rinforzato si discosta da una configurazione semplice. Il vantaggio principale di questo approccio è la sua relativa semplicità; in alcuni casi, tuttavia, può rivelarsi particolarmente conservativo. Le principali limitazioni al suo impiego sono:

- l'inclinazione massima del fronte, rispetto alla verticale (pari a 20°)
- l'applicabilità solo a geometrie semplici
- l'assunzione che il terreno a tergo sia omogeneo

L'approccio al continuo si basa sull'analisi numerica (ad elementi o differenze finite). Questo si può definire un metodo completo in quanto sono prese in considerazione:

- le leggi della meccanica
- le condizioni al contorno
- i modelli costitutivi dei materiali utilizzati

Può essere impiegato per analizzare pendii, muri, terreni stratificati, situazioni con presenza di falda, condizioni sismiche e così via. D'altronde, per ottenere risultati affidabili in condizioni di esercizio, occorrono numerose prove in laboratorio e in sito per caratterizzare bene il comportamento dei materiali. Il metodo non richiede la preventiva assunzione della forma della superficie critica, tuttavia richiede un'adeguata preparazione da parte dei progettisti/utilizzatori al fine di comprenderne le potenzialità e i limiti.



Un altro approccio possibile allo studio della stabilità delle terre rinforzate è l'**analisi limite**: mediante lo studio del limite superiore e la teoria della plasticità del terreno, si ricava un meccanismo di rottura cinematicamente ammissibile. Pertanto, non è necessario assumere arbitrariamente una superficie di rottura. Il metodo è applicabile con un terreno stratificato, geometrie complesse, per l'analisi sia di muri che pendii, con presenza di falda, in caso di sisma, etc.

Anche il metodo dell'**equilibrio limite** ha gli stessi ambiti di applicabilità: tradizionalmente esso viene utilizzato per valutare l'instabilità globale delle opere di sostegno. Negli ultimi anni, grazie ai lavori di Leshchinsky, l'approccio è stato esteso anche al calcolo della resistenza necessaria lungo ogni rinforzo nelle condizioni più generali di

- stratigrafia
- geometria
- situazioni di carico

Il metodo descrive il comportamento di materiali diversi, come geosintetici e terreno, purché entrambi siano "duttili". Per quanto riguarda i metodi di calcolo delle strutture rinforzate con i geosintetici è necessario rifarsi ad alcune linee guida o raccomandazioni.



Fig. 32 Terre armate per realizzazione stradale

## Il funzionamento di terre rinforzate

Le strutture di sostegno in terra rinforzata possono essere impiegate in diversi campi di applicazione, i principali dei quali sono:

- rilevati stradali e ferroviari
- ripristino e consolidamento di un terreno franato in ambito stradale
- realizzazione di rampe di ascesa e discesa dai cavalcavia
- rialzi arginali di canali o fiumi
- barriere paramassi
- barriere antirumore in ambito stradale e ferroviario
- allargamento di parcheggi sopraelevati
- realizzazione terrazzamenti in terreni coltivati a vigneti
- consolidamento del terreno all'imboccatura dei tunnel

Le strutture di sostegno in terra rinforzata hanno riscosso negli ultimi anni un consenso crescente da parte dei progettisti che si occupano sia di appalti pubblici che di lavori rivolti all'edilizia residenziale.

Gli elementi geosintetici utilizzati per rinforzare il terreno naturale sono geometricamente delle strutture planari bidimensionali dotati di una curva caratteristica sforzi/deformazioni confrontabile con quella della matrice solida in cui verranno inseriti.

Installati opportunamente all'interno del terreno da "armare", i rinforzi geosintetici (geotessili tessuti e geogriglie) sviluppano attraverso l'attrito, uno stato tensionale di natura tangenziale che consente al sistema composito di sostenere dei livelli di sollecitazione altrimenti incompatibili con la natura dei materiali. Dal punto di vista geotecnico i terreni sono caratterizzati da una buona resistenza alla compressione, ma da una resistenza trazione virtualmente nulla. La presenza del rinforzo geosintetico conferisce pertanto al terreno quelle caratteristiche di resistenza a trazione di cui è naturalmente sprovvisto.



## Interazione terreno-rinforzo geosintetico

L'utilità nell'inserire dei materiali geosintetici di rinforzo all'interno del terreno consiste essenzialmente nel creare un materiale pseudo-naturale composito, le cui caratteristiche meccaniche risultano decisamente più performanti rispetto al terreno originario "non armato".

L'effetto che si genera all'interno della struttura composita (terreno rinforzato) dipende prevalentemente dalla rigidità flessionale del rinforzo impiegato: l'inclusione di elementi flessibili, quali le geogriglie, determina l'insorgere di tensioni di natura tangenziale, per effetto dell'attrito che si genera all'interfaccia tra i due materiali (terreno-geosintetico).

Nel caso, invece, di inclusioni rigide (tipo barre, profilati metallici etc.) l'interazione tra due i materiali determina l'insorgere non solo di sollecitazioni di tipo tangenziale, ma anche stati di tipo flessionale e di taglio.

Per quanto attiene ai soli sforzi di tipo "flessibile" perché ci sia effettiva sinergia tra i due materiali e possa quindi registrarsi trasferimento di carico dal terreno al rinforzo, è necessario che il rinforzo disponga di alcune caratteristiche, quali ad esempio:

- idonee caratteristiche di resistenza a trazione e rigidità
- impiego di materie prime (polimeri) in grado di poter resistere anche in condizioni chimico-fisiche aggressive (attacchi degli agenti chimici , pH dei terreni...)
- disporre di una struttura geometrica adeguata, per poter sviluppare al meglio l'effetto stabilizzante

Anche il terreno deve avere opportune caratteristiche per poter interagire al meglio con l'elemento geosintetico.

In particolare, bisognerà porre particolare attenzione alle seguenti grandezze:

- granulometria
- stato di addensamento
- resistenze al taglio e il fenomeno della dilatanza

Il modello analitico che si utilizza per rappresentare il comportamento geomeccanico del terreno rinforzato è il tradizionale criterio di Mohr-Coulomb.

Ammettendo che il contributo reso disponibile dal rinforzo sia pari alla massima resistenza trazione che il materiale è in grado di attivare, il suo stato limite ultimo corrisponderà di conseguenza al valore di rottura.

In questo frangente quindi il materiale composito (terreno-geosintetico) è rappresentabile, sul piano di Mohr, come se fosse un terreno dotato di coesione efficace  $c'_r$  (Schlosser e Long, 1972)

$$c'_r = \frac{\sigma'_r \sqrt{k_p}}{2} = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{2 \cdot \Delta B \cdot \Delta H \cdot k_a}$$

$\sigma'_r$  tensione efficace di confinamento equivalente sviluppata dal rinforzo

$\sigma_s$  resistenza a trazione del rinforzo

$A_s$  sezione trasversale del rinforzo

$\Delta H$  interasse verticale del rinforzo

$\Delta B$  interasse orizzontale del rinforzo

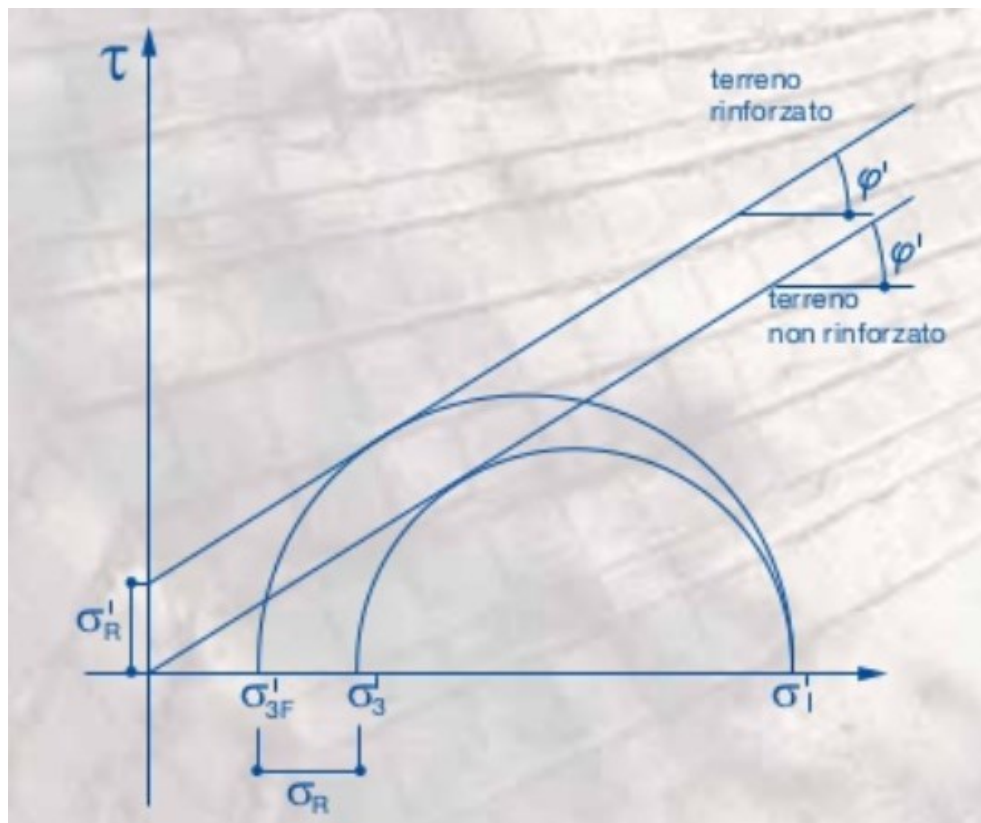


Fig. 33 Coesione apparente nel caso di terreno rinforzato

## Utilizzo di una geogriglia al posto di un geotessile tessuto

Sostanzialmente esistono due tipologie di rinforzi geosintetici impiegati per rinforzare un terreno:

- geogriglie
- geotessili tessuti

Geometricamente parlando la geogriglia dispone di una struttura a maglia aperta, mentre il geotessile tessuto una superficie a maglia chiusa. Dal punto di vista prestazionale le due tipologie di materiali mostrano delle sostanziali differenze proprio a seguito della loro intrinseca differente configurazione geometrica.

- **Geogriglia:** la presenza di una struttura a maglie aperte consente al prodotto di sviluppare delle resistenze di natura “passiva” in corrispondenza degli elementi trasversali, incrementando di fatto il suo intrinseco effetto stabilizzante.
- **Geotessile tessuto:** avendo una geometria a maglia chiusa il materiale è in grado di sviluppare solamente una componente di attrito di natura “attiva”, risultando di fatto meno performante rispetto ad un prodotto a maglia aperta.

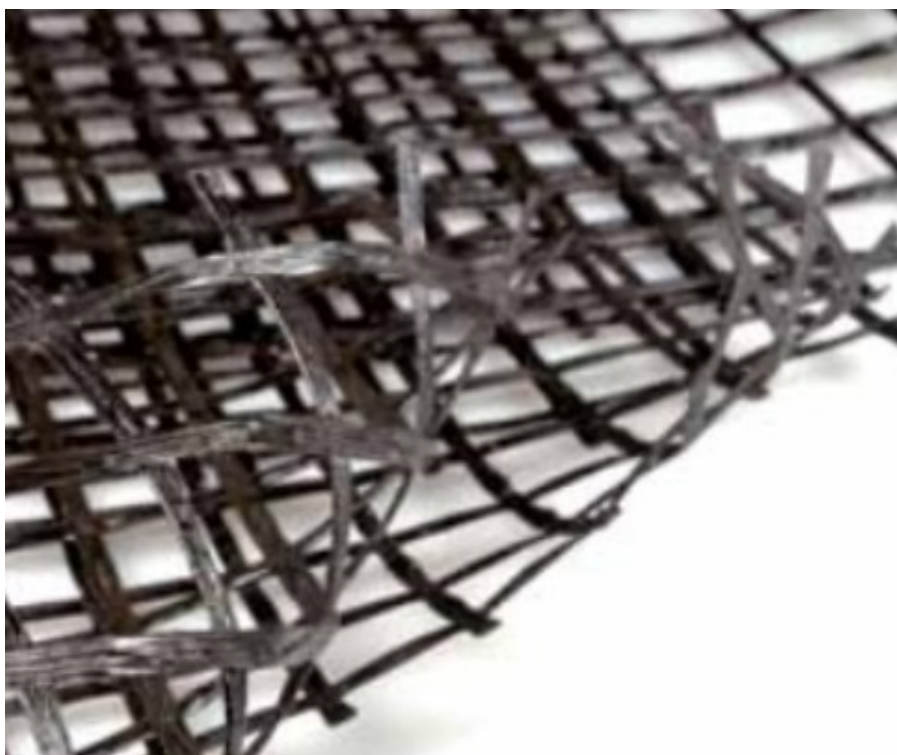


Fig. 34 Geogriglie a maglia aperta

## Possibili meccanismi di interazioni geosintetico-terreno

La questione dell'interazione terreno/geosintetico viene affrontato introducendo il concetto di tensione tangenziale di attrito equivalente. La tensione tangenziale che si genera all'interfaccia rappresenta la resistenza a scorrimento del geosintetico nei confronti del terreno in cui è inserito. Attraverso la stima di questa grandezza è possibile valutare quindi l'entità della resistenza mobilitata dal geosintetico in rapporto a due possibili cinematismi critici:

- Lo scivolamento di una porzione di manufatto su un singolo elemento di rinforzo (direct sliding)
- Lo sfilamento del rinforzo dalla porzione stabile di terreno (pull out)

Jewell introdusse nel 1991 delle relazioni volte ad esprimere compiutamente ed analiticamente i concetti sopra esposti.

$$T_{ds} = L_r \cdot W_r \cdot \sigma'_n \cdot f_{ds} \cdot tg \Phi$$

$$T_b = 2 \cdot L_r \cdot W_r \cdot \sigma'_n \cdot f_b \cdot tg \Phi$$

$W_r$  larghezza del rinforzo

$L_r$  lunghezza del rinforzo

$\sigma'_n$  tensione efficace in direzione ortogonale al piano del rinforzo

$f_{ds}$  coefficiente di attrito equivalente per scorrimento

$f_b$  coefficiente di attrito equivalente per sfilamento

$\Phi$  angolo di attrito interno

Ipotizzando la completa compenetrazione del terreno all'interno delle maglie aperte di un elemento di rinforzo quale può essere una geogriglia, Jewell formulò le seguenti espressioni per i coefficienti di attrito:

$$f_{ds} = 1 - \alpha_s \left( 1 - \frac{tg \delta}{tg \Phi} \right)$$

$$f_b = \alpha_s \cdot \left( \frac{tg \delta}{tg \Phi} \right) + \left( \frac{\alpha_b \cdot B}{S} \right) \cdot \left( \frac{\alpha'_b}{\alpha'_n} \right) \cdot \frac{1}{2 \cdot tg \Phi}$$

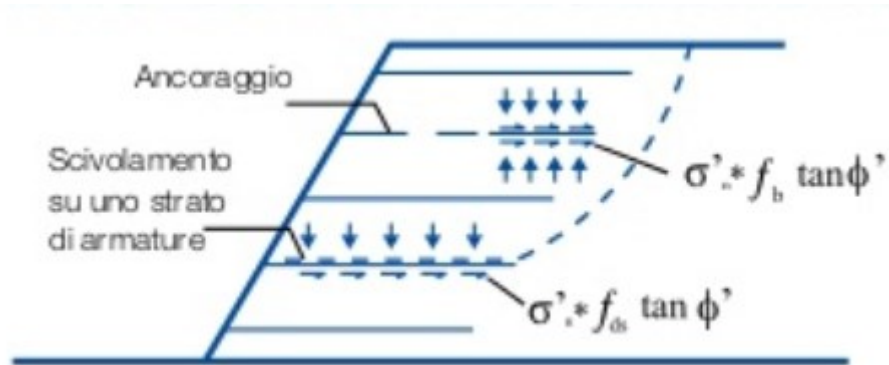


Fig. 35 Forme di interazioni tra il rinforzo sintetico e il terreno

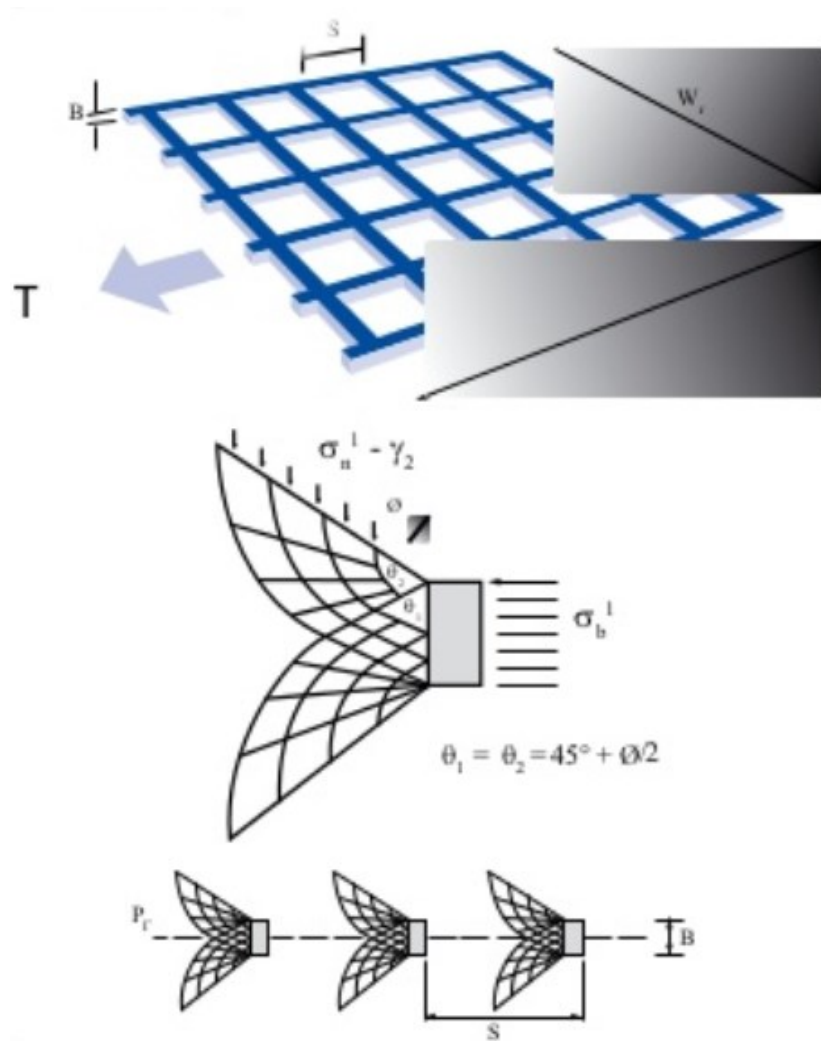


Fig. 36 Schema di comportamento di una geogriglia per la definizione di  $f_{ds}$  ed  $e_b$

$\alpha_s$  frazione solida della superficie della geogriglia

$\alpha_b$  quota parte della larghezza della geogriglia capace di mobilitare la resistenza passiva

$S$  distanza tra gli elementi trasversali capaci di mobilitare la resistenza passiva

$B$  spessore degli elementi trasversali

$\alpha'_b$  pressione limite passiva lungo la direzione di sfilamento

$\delta$  angolo di attrito tra parte solida della geogriglia e terreno

Solitamente per ridurre in laboratorio il comportamento sforzi-deformazioni del materiale composito, si ricorre all'utilizzo di particolari strumentazioni che simulano il taglio diretto dei terreni.

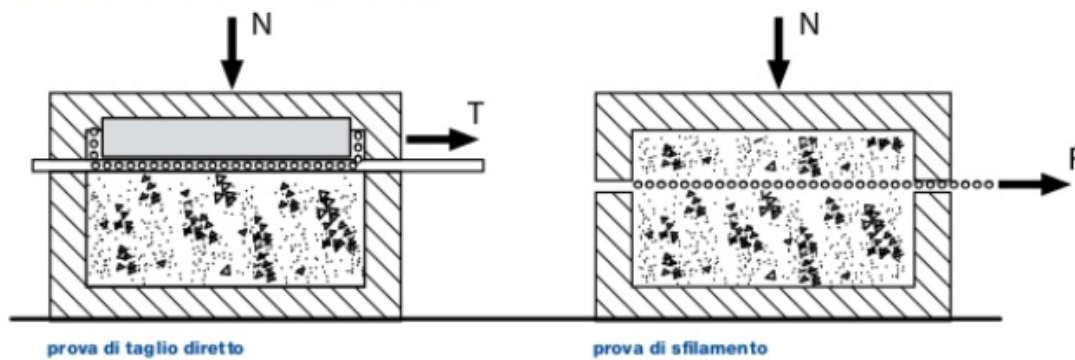


Fig. 37 Prova di taglio diretto e sfilamento (ISO 13430)



## Contributo del rinforzo geosintetico

Per valutare il reale beneficio che si registra nell'inserire un rinforzo geosintetico all'interno di una matrice solida, è possibile ricorrere ad un semplice modello concettuale che riproduce fedelmente cosa accade quando si crea un materiale composito.

Supponiamo di sottoporre un provino di terreno ad una prova di taglio diretto; il materiale permane nel suo stato indisturbato fintanto che il valore della sollecitazione applicata (carico assiale e taglio) non determina il raggiungimento della resistenza limite del campione. Partendo dal presupposto che i terreni hanno scarse propensioni a sostenere sforzi di trazioni ma hanno una buona resistenza al taglio, è chiaro che se si riuscisse a trovare un sistema in grado di trasferire le sollecitazioni di trazione dal terreno ad un'altra componente, si garantirebbe al sistema composito una maggiore capacità di resistenza nei confronti delle sollecitazioni esterne.

La formazione di un sistema bicomponente sintetico/terreno avrebbe il pregio di sfruttare al meglio le caratteristiche prestazionali dei due materiali utilizzati.

Per comprovare la reale efficacia del sistema, si può ipotizzare di sottoporre un provino di terreno, privo di rinforzo sintetico, ad un sistema di carichi esterni ( $P_v$  e  $P_s$ ) e portarlo a rottura, mediante una generica prova di taglio.

Il campione di terreno è infatti in grado di sostenere le sollecitazioni esternamente trasmesse, fintanto che la sua legge costitutiva lo consente, cioè fino a quando non vengono raggiunte le condizioni di incipiente collasso.

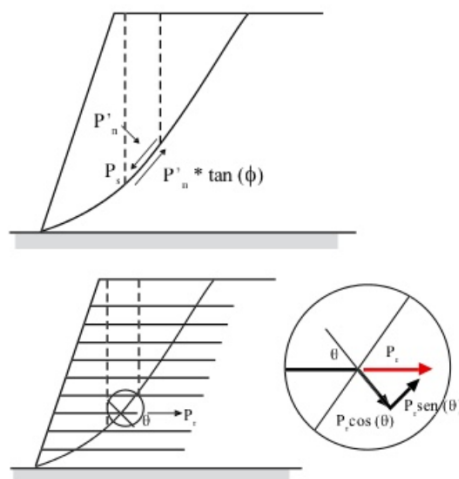
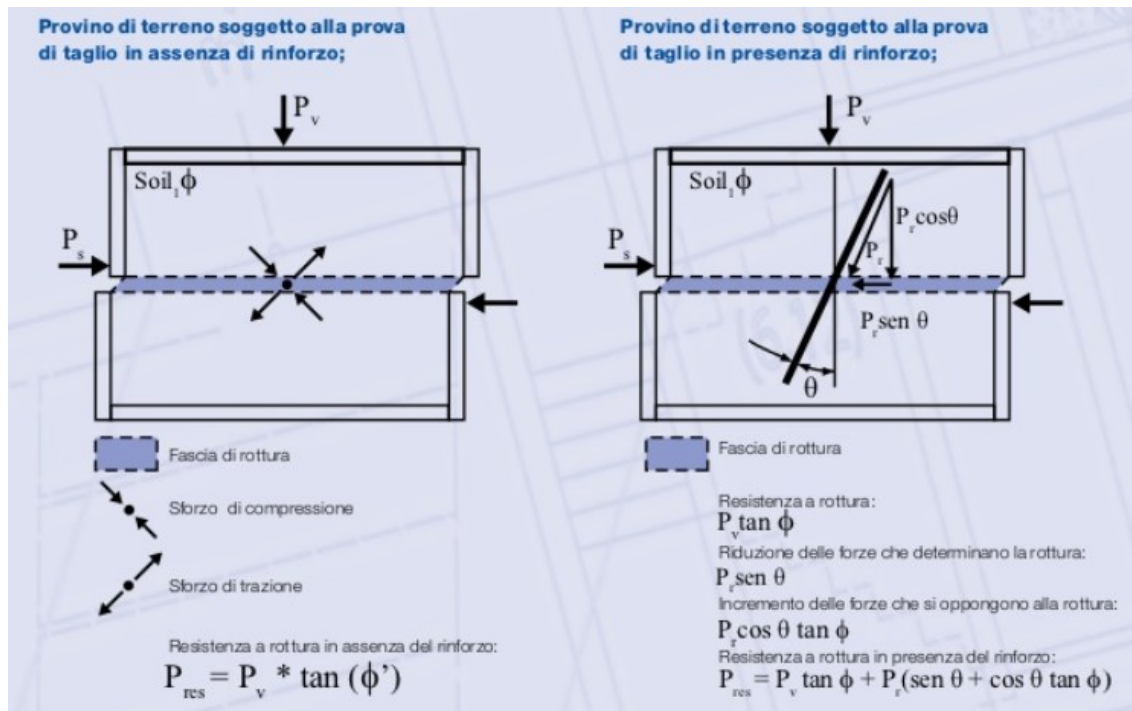


Fig. 38 Attivazione della resistenza a trazione del rinforzo



In assenza di rinforzo, il terreno, dotato di angolo di attrito interno pari a  $\Phi'$ , a fronte di un carico assiale  $P_v$ , a fronte di un carico assiale  $P_v$  (sforzo pari a  $\sigma_v$ ) sviluppa una resistenza al taglio pari a:

$$P_{res} = P_v \cdot tg \Phi'$$



L'inserimento di un rinforzo sintetico nel provino determina l'insorgere all'interno del rinforzo medesimo di due componenti:

$$P_{res} = P_r^* \cdot \sin \theta$$

$$P_{res} = P_r^* \cdot \cos \theta$$

La prima componente riduce la sollecitazione che tende a portare il provino verso le condizioni di rottura, mentre la seconda tende a incrementare la capacità resistente del terreno. Analizzando quindi lo schema esemplificativo riportato, appare immediato comprendere l'effettivo beneficio che l'inserimento all'interno del terreno di un elemento sintetico di rinforzo determina nel sistema bifase.

Resistenza a trazione esplicitata dal provino in assenza di rinforzo	Resistenza a trazione esplicitata dal provino in presenza di rinforzo
$P_{res} = P_v \cdot \tan(\phi')$	$P_{res} = P_v \tan \phi + P_r (\sin \theta + \cos \theta \tan \phi)$

Il concetto di terreno rinforzato ha la sua validità nel momento in cui viene garantito il perfetto collegamento tra i due materiali (terreno e rinforzo), potendo in questo modo contare sulle migliori caratteristiche geomeccaniche delle due componenti.



## Resistenza a trazione ammissibile

Per dimensionare correttamente un'opera di sostegno in terra rinforzata occorre che il progettista conosca il significato delle seguenti grandezze:

- Resistenza richiesta ( $T_{design}$ ) rappresenta la resistenza che il geosintetico di rinforzo deve poter rendere disponibile per stabilizzare il manufatto
- Resistenza nominale ( $T_{ult}$ ) in funzione del test di laboratorio condotto, rappresenta la resistenza nominale al tempo  $t=0$  del rinforzo
- Resistenza ammissibile ( $T_{allow}$ ) è il valore di resistenza del rinforzo che si ottiene applicando dei fattori riduttivi al dato di resistenza nominale. Il numero ed il significato dei fattori riduttivi dipende dall'algoritmo di calcolo adottato.

Il metodo di calcolo che viene presentato a solo titolo di esempio è tratto dal documento del *Geosynthetic Research Institut (GRI)* statunitense **GRI standard practice GG4(b)- Determination of the long term design strenght of flexible geogrids**. Per valutare la resistenza a trazione ammissibile del rinforzo è necessario adottare dei fattori riduttivi. Tali coefficienti dovranno essere applicati in funzione della procedura di calcolo utilizzata alla resistenza normale.

$$T_{allow} < T_{ult}$$

$$T_{allow} = \frac{T_{ult}}{\prod_{i=1}^5 FS_i} = \frac{T_{ult}}{FS_{ID} \cdot FS_{CR} \cdot FS_{BD} \cdot FS_{JNT}}$$

$T_{allow}$  resistenza a trazione ammissibile (kN/m)

$T_{design}$  resistenza di progetto utilizzata per dimensionare l'opera (kN/m)

$T_{ult}$  resistenza nominale del rinforzo (kN/m)

$FS_{ID}$  fattore riduttivo per la posa in opera del materiale (ad.)

$FS_{CR}$  fattore riduttivo per effetto del creep della materia plastica (ad.)

$FS_{CD}$  fattore riduttivo per effetto del livello di aggressività chimica del suolo (ad.)

$FS_{BD}$  fattore riduttivo per effetto del livello di aggressività biologica del suolo (ad.)

$FS_{JNT}$  fattore riduttivo per effetto delle sovrapposizioni (ad.)

$FS_{design}$  fattore di sicurezza aggiuntiva (ad.)

$$T_{design} = \frac{T_{allow}}{FS_{design}}$$

Alcuni fattori riduttivi sono indipendenti dal tempo mentre altri dipendono fortemente dalla variabile tempo (proprietà tempo varianti), come ad esempio il creep.

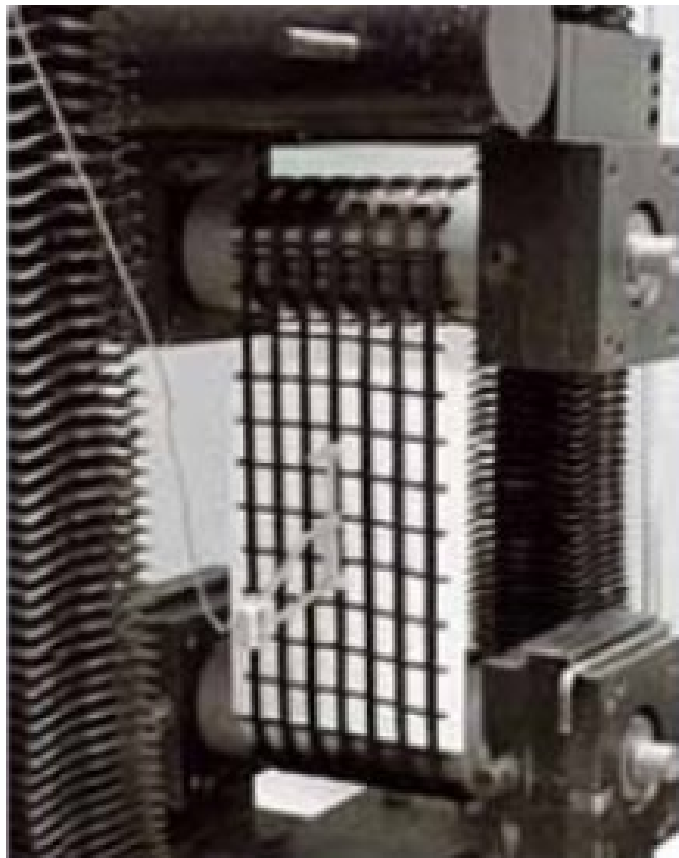


Fig. 39 Calcolo della resistenza della geogridia alla massima trazione (valore Tult)

## Dimensionamento delle strutture di sostegno in terre rinforzate: verifiche di calcolo

Per poter dimensionare un'opera in terra rinforzata occorre eseguire mediante appositi programmi di calcolo delle verifiche di natura sia esterna che interna.

Le prime sono finalizzate a studiare i possibili meccanismi di collasso che coinvolgono parzialmente o integralmente la porzione di terreno rinforzato. La finalità principale delle verifiche interne è quella di determinare le caratteristiche dei rinforzi geosintetici in termini di spaziatura, lunghezza e resistenza a trazione richiesta, affinché il sistema composito rinforzato risulti stabile.

È pertanto necessario verificare che il rinforzo, inserito all'interno del terreno, non si rompa e non si sfilì dalla parte stabile del pendio.

Oltre a definire un layout che garantisca il sistema dal manifestarsi di fenomeni di rottura e/o sfilamento, è importante verificare che non avvengano possibili moti traslativi lungo i piani di posa definiti da ciascun rinforzo (direct sliding). Nel caso in cui si dovesse optare per una soluzione costruttiva che preveda il risvolto al fronte del rinforzo (tecnica del wrap around) è necessario accertarsi preventivamente che la lunghezza praticata nella parte superiore del singolo strato risulti stabile.

Le verifiche interne che sono necessarie eseguire sono:

- Verifica di resistenza dei rinforzi
- Verifica allo sfilamento (pull out)
- Verifica allo scorrimento (direct sliding)
- Verifica del risvolto

Oltre alle verifiche di natura interna, occorrerà eseguire in fase esecutiva anche delle verifiche esterne, quali:

- Verifica di scivolamento
- Verifica a ribaltamento
- Verifica di capacità portante
- Verifica di stabilità globale

## Dati preliminari fondamentali per dimensionare una terra rinforzata

Al fine di valutare la fattibilità tecnica di un'opera di sostegno in terra rinforzata occorre acquisire una serie di informazioni preliminari fondamentali.

I dati di input sui quali è possibile realizzare uno studio di fattibilità sono i seguenti:

- Indagini geognostiche relative all'area su cui si è ipotizzata la realizzazione della struttura
- Rilievi planoaltimetrici
- Sezioni significative circa lo stato di fatto
- Geometria della futura opera (in termini di inclinazione del fronte, altezza, suddivisione in più balze, pendenza della parte sommitale)
- Carichi esterni applicati alla struttura (carichi sommitali nel caso si debba prevedere un parcheggio o una strada)
- Classificazione sismica
- Caratteristiche geotecniche (angolo di attrito interno, coesione e peso specifico) del terreno a tergo la futura opera, del terreno di fondazione, del terreno di riempimento
- Presenza di falde sospese o infiltrazioni di altra natura

Ricostruite le condizioni al contorno, è possibile iniziare il processo di dimensionamento utilizzando specifici programmi di calcolo.

## Terrazzamento armato con elemento drenante a tergo

La funzione del geocomposito drenante a tergo delle strutture in terra rinforzata è di mantenere costantemente drenata l'area interna dell'opera, per evitare possibili infiltrazioni che andrebbero a diminuire dal punto di vista geomeccanico le prestazioni del sistema. In funzione dell'altezza della struttura sarà opportuno inserire alla base del Q-Drain dei collettori fessurati per la raccolta ed il successivo smaltimento delle acque intercettate.

## I vantaggi ambientali nell'utilizzo delle terre rinforzate

Dal punto di vista ambientale una terra rinforzata risulta essere migliorativa in termini di impatto ecologico rispetto ad un muro di contenimento in calcestruzzo. Uno studio sull'analisi del ciclo di vita (LCA), condotto dall'EAGM (European Association of Geosynthetic Materials), ha evidenziato come la costruzione di 1 m di un muro in terra rinforzata alto 3 m comporti un risparmio di 1 t equivalente di CO<sub>2</sub> per metro (pari a circa l'84%) rispetto all'edificazione di un muro in calcestruzzo, considerando una vita utile dell'opera di 100 anni.

L'aspetto principale che rende una terra rinforzata meno impattante è il maggiore utilizzo di materiali presenti nel sito (qualora le caratteristiche geotecniche dei terreni risultino idonee); questo evita:

- l'estrazione
- la lavorazione
- il trasporto
- lo smaltimento a fine vita dell'opera sia di inerti (calcestruzzo), sia di acciaio (rinforzi).

Si è calcolato infatti che la presenza dei geosintetici comporta degli impatti significativi, che variano a seconda dell'ammontare complessivo del materiale utilizzato (fino a un 44% circa); tuttavia la minore incidenza in termini di trasporto e l'utilizzo di risorse "locali" compensano ampiamente questo termine negativo all'interno del bilancio. Non per ultimo, anche sotto il profilo puramente estetico, una terra rinforzata opportunamente rinverdata si inserisce in modo migliore a livello paesaggistico e può costituire una valida misura di mitigazione ambientale dell'infrastruttura stradale.



Fig. 40 Geogriglie di rinforzo

## Le terre rinforzate nel progetto esaminato

Nel tratto stradale S.S. 125 "Orientale Sarda" sono state previste cinque opere di sostegno in terra rinforzata, localizzate prevalentemente nei punti in cui era necessario minimizzare l'ingombro del rilevato stradale per limiti di spazio disponibile. La soluzione è stata adottata considerando la rapidità di esecuzione e all'utilizzo di materiali prevalentemente presenti sul posto, ed è stata ritenuta meno onerosa e tecnicamente più valida rispetto alla messa in opera di muri di sostegno in calcestruzzo armato.

Le cinque opere di sostegno hanno un'altezza massima di 14,1 m, inclinazione pari a 1H:4V e spaziatura verticale tra gli strati di 65 cm. Lo sviluppo complessivo delle terre rinforzate risulta pari a circa 4.000 m<sup>2</sup>.

È stato realizzato un adeguato sistema di drenaggio a tergo delle opere per evitare l'incremento delle pressioni neutre nel terreno rinforzato ed è stato impiegato un materiale di riempimento con adeguate caratteristiche granulometriche. Per ottenere un inserimento ottimale nell'ambiente, è stato utilizzato un paramento flessibile, costituito da una sezione di griglia in acciaio, successivamente rinverdito mediante la tecnica del wrap-around.

Tale finitura superficiale consente inoltre di ottenere un fronte in grado di accomodare gli assestamenti differenziali tra la terra e il fronte stesso. Il rinforzo è stato realizzato tramite l'impiego di geogriglie tessute in poliestere rivestito in PVC del tipo Edilgrid. La loro resistenza a trazione e lunghezza di ancoraggio sono state determinate mediante le verifiche di stabilità statica e sismica eseguite, seguendo la Normativa applicata. Le geogriglie presentano:

- un creep contenuto
- buona resistenza al danneggiamento
- una durabilità ben correlata alla vita di progetto delle opere di sostegno.



Fig. 41 Utilizzo terre rinforzate S.S. 125 "Orientale Sarda"

## Utilizzo e vantaggi delle terre rinforzate: il più antico collegamento del settore est della Sardegna

La S.S. 125 “Orientale Sarda” è il più antico collegamento del settore Est della Sardegna. Essa si sviluppa da Sud a Nord: ha inizio presso il comune di Quartucciu, a Nord-Est di Cagliari, e corre lungo la costa orientale dell’isola attraversando la città metropolitana di Cagliari e le province Sud Sardegna, Nuoro e Sassari, terminando nel comune di Palau (SS).

La sua lunghezza è di 265,554 km. Al fine di migliorare il collegamento tra il Capoluogo e l’Ogliastra, è stata progettata una variante della S.S. 125 che ANAS ha quasi completamente realizzato. L’intervento presenta risvolti positivi sia dal punto di vista sociale che economico, ha risolto le problematiche dal punto di vista idrogeologico e ha migliorato le caratteristiche di percorribilità e sicurezza rispetto al tracciato originario, portando la larghezza della carreggiata a 10,50 m con caratteristiche bidirezionali con una corsia per senso di marcia.

A partire dagli anni 2000 sono stati aperti diversi lotti di intervento:

- il primo tratto, inaugurato il 25 luglio 2002, è quello compreso tra il termine della variante di Tertenia e lo svincolo con la Provinciale per Marina di Gairo;
- successivamente a questo, sono stati realizzati altri segmenti.

Nel lotto tra Tertenia e San Priamo è stata utilizzata la tecnologia delle terre rinforzate. L’intervento ha una lunghezza di 5.660 m circa e si sviluppa dalla sezione di allaccio alla variante di Tertenia, fino alla sezione di collegamento all’attuale S.S. 125 al km 95, al fine di garantirne la funzionalità.

Nell’ambito dei lavori della variante della S.S. 125 “Orientale Sarda”, nel tratto di 5,6 km tra Tertenia e San Priamo sono state impiegate le terre rinforzate per minimizzare l’ingombro del rilevato stradale. Questo tipo di opera è stato scelto perché ritenuto più sostenibile da un punto di vista economico ed ambientale, oltre che tecnicamente valido. Le metodiche di calcolo di una terra rinforzata sono molteplici e presentano ambiti di applicabilità più o meno ampi a seconda delle teorie di base e delle ipotesi semplificative.



## Sistemazioni dei versanti con terre rinforzate: Roma

Via Cavalieri di Vittorio Veneto (la Panoramica) è la strada che collega il centro città di Roma (Zona Vaticano, Tribunali, Foro Italico, etc.) con gli storici quartieri residenziali della Capitale: la collina di Monte Mario, l'Osservatorio Astronomico e la zona delle Ambasciate di Via della Camilluccia.

A seguito degli eventi meteorici intensi del 30 e 31 gennaio 2014, si sono verificati fenomeni franosi che hanno interessato sia la Via Trionfale che la Panoramica, determinandone la chiusura al traffico.

L'interruzione ha creato fortissime ripercussioni al traffico cittadino e contemporaneamente ha innescato una protesta costante a tutti i livelli. Il Comune di Roma è intervenuto con rapidità e in circa 12 mesi ha progettato, finanziato e fatto eseguire le opere di ripristino e di messa in sicurezza del versante.

Le condizioni di rischio presenti, congiuntamente alla necessità di ripristinare con urgenza la percorribilità sia di Via Trionfale che della Panoramica, garantendo nel contempo le necessarie condizioni di sicurezza sia per i fabbricati coinvolti sia per le persone ivi residenti, hanno suggerito di sottoscrivere una convenzione tra Comune di Roma e Centro di Ricerca CERI dell'Università Sapienza di Roma finalizzata alla rapida progettazione delle opere per la messa in sicurezza dei versanti più critici.

Il primo stralcio funzionale realizzato con estrema urgenza ha previsto la rimozione del terreno soggetto a scorrimenti superficiali e della vegetazione compromessa dall'evento franoso e, come opere di messa in sicurezza, la posa in opera di una rete paramassi corticale abbinata a una geostuoia fissata al terreno stabile tramite chiodature metalliche in profondità e la realizzazione di una paratia di pali con muro di coronamento alto 3 m.

La paratia è di fatto costituita da pali trivellati di lunghezza 9 m e diametro 60 cm con interasse pari a 1,2 m collegati tra loro tramite un muro di coronamento. A tergo della paratia è stato creato un drenaggio composto da gabbioni e materassi tipo Reno® al di sotto dei quali è stato installato un tubo micro-fessurato per il drenaggio delle acque meteoriche del terreno a monte della paratia. Successivamente, è stata progettata la definitiva sistemazione del versante mediante terre rinforzate a paramento rinverdibile scegliendo come tecnologia quella del Terramesh Verde®.

La soluzione progettuale adottata ha previsto l'utilizzo di Terramesh Verde® abbinati, ove necessario per assicurare la stabilità globale dell'opera, a geogriglie in poliestere ad alta tenacità (Paragrid®); l'altezza massima della struttura è di 32m ed è composta nella sua sezione più alta da quattro blocchi sovrapposti, con berme di larghezza variabile (2-5 m) per ridurre la pendenza finale della struttura. Il Terramesh Verde® è una struttura formata da una rete a doppia torsione, tipo 8×10, con filo del diametro



2,70 mm rivestito in lega zinco-alluminio (5%) e da uno strato di 0,5 mm di polivinilcloruro (PVC) capace di aumentare notevolmente la durata di vita del filo stesso.

Durante il processo produttivo, la rete viene risvoltata intorno a una rete metallica elettrosaldata e corredata di un ritentore di fini (geotessile posizionato sul lato di facciata) e di staffe e tiranti utili a mantenere il paramento di facciata dell'inclinazione voluta (nel caso in esame a 65°) e capaci, inoltre, di ridurre gli spancamenti del paramento della struttura. Il paramento esterno, riempito a tergo con terra vegetale, consente un completo rinverdimento della struttura e si presta bene all'eventuale inserimento in fase costruttiva di talee e/o astoni (spezzoni vegetali) di specie autoctone, il cui apparato radicale possa svilupparsi all'interno della struttura rendendo piacevole l'impatto visivo dell'opera. La spaziatura degli elementi è pari, in questo caso, a 58 cm. Le geogriglie Paragrid®, a nastri termosaldati, sono prodotte con filamenti di poliestere ad alta tenacità allineati e incapsulati in una guaina protettiva di polietilene; le geogriglie sono state utilizzate nelle sezioni più alte al fine di assicurare la stabilità globale dei blocchi superiori. Per quanto riguarda le resistenze a lungo termine dei rinforzi, nel progetto si è fatto riferimento a 35 kN/m per il Terramesh Verde® e a 125 kN/m per il Paragrid®.

La soluzione in terre rinforzate mediante il sistema Terramesh Verde® e geogriglie Paragrid®, caratterizzata da un'elevata velocità di posa, ha consentito all'Impresa di realizzare l'opera in tempi rapidissimi, consegnandola con ben 30 giorni di anticipo rispetto al cronogramma dei lavori.

Sia il tratto di Via Trionfale che la Panoramica sono state presto riaperte al traffico suscitando soddisfazione da parte delle Istituzioni e della popolazione per il risultato di perfetta integrazione con il paesaggio circostante anche a distanza di quattro mesi al termine dei lavori.



Fig. 42 Sistemazioni dei versanti con terre rinforzate

## CONCLUSIONI

---

Nella progettazione e nella costruzione di opere stradali ci si può trovare a doversi confrontare con sottofondi caratterizzati da pessime capacità portanti. I principali problemi legati ai sottofondi cedevoli, come già accennato all'interno della tesi, possono causare il collasso dell'opera, il collasso da accumulo e il collasso da carico concentrato.

Per realizzare opere stradali su terreni a bassa capacità portante i metodi convenzionali di progettazione impongono la realizzazione di uno strato di base tra il sottofondo e gli strati bituminosi, con adeguate proprietà meccaniche ( $c$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$ ) e spessore ( $h$ ). Per incrementare e migliorare le caratteristiche dei rilevati stradali vengono utilizzati dei geosintetici adeguati.

Effettuando invece un'analisi costi-benefici con buona approssimazione del caso, possiamo affermare che con l'installazione di materiali geosintetici con funzione di rinforzo si ha un risparmio sul costo totale sia dell'intervento, se si considera che essi portano ad una riduzione dello spessore totale di una pavimentazione a parità di vita utile, sia ad un notevole aumento di vita utile di essa se si lasciano invariati gli spessori di progetto.

Nel secondo caso, in particolare, si è evinto che un aumento di vita utile si riflette in risparmio di manutenzione ordinaria da non eseguire. La non adozione di queste soluzioni di corpi stradali rinforzati porta ad un risparmio iniziale ma che nel tempo si trasforma in un costo che supera il costo iniziale dell'investimento. Inoltre, come affermato precedentemente, sulle strade rinforzate con il cambio di normativa sugli appalti pubblici (DLGS 50/2016) il concetto di massimo ribasso d'asta per poter vincere gli appalti viene meno a favore dell'offerta economicamente più vantaggiosa valutata in base a criteri oggettivi.

Il criterio oggettivo più interessante per le pavimentazioni rinforzate è quello del costo di utilizzazione e manutenzione avuto anche riguardo ai consumi di energia e delle risorse naturali, alle emissioni inquinanti e ai costi complessivi, inclusi quelli esterni e di mitigazione degli impatti dei cambiamenti climatici, riferiti all'intero ciclo di vita dell'opera, bene o servizio, con l'obiettivo strategico di un uso più efficiente delle risorse e di un'economia circolare che promuova ambiente e occupazione.

Dal momento che produrre il conglomerato bituminoso ed anche i materiali per tutto il pacchetto porta ad avere emissioni di inquinanti primari elevate oltre allo sfruttamento delle risorse, l'adozione di geosintetici e materiali di rinforzo porta anche all'abbassamento di emissione per quanto riguarda tutto il ciclo produttivo dalla produzione di materiali fino alla fine della vita utile del nostro intervento. L'adozione di strade rinforzate quindi porta ad un consistente beneficio per la

comunità intera, riguardante il costo totale che il costo ambientale ed i costi accessori collegati.

Inoltre, anche se non è trattato all'interno di questa tesi, il software Olcrack, sviluppato all'università di Nottingham, riesce a predire con buona approssimazione la durata della vita utile di una pavimentazione rinforzata e non. Un esempio adeguato riguardo la vita utile può essere la strada provinciale di Oxford: la sua vita utile è andata ben oltre le previsioni del software Olcrack tenendoci ben lontani dal fattore di sicurezza richiesto in questi casi.

Essendo un software sperimentale ha all'interno di esso naturalmente ancora alcune imprecisioni e nella fattispecie dell'intervento ad Oxford l'aspetto che è stato sottovalutato è il potere di confinamento offerto dal materiale di rinforzo agli strati sottostanti rispetto alle griglie di fibra di vetro con cui il software è stato modellizzato. Considerato tutto ciò se ne consiglia comunque caldamente l'adozione in fase progettuale. D'altro canto, i software Alize e mePADS non offrono l'opportunità di calcolare l'aumento di vita utile di una pavimentazione rinforzata rispetto ad una non rinforzata ma hanno comunque una loro utilità.

Per quanto riguarda gli interventi tradizionali di manutenzione ordinaria si fa ancora riferimento ai pacchetti ANAS che permettono una "personalizzazione" dell'intervento in base a vari parametri progettuali e di avere più dati progettuali rispetto al software Olcrack, tali per cui essi si possono considerare complementari.

## INDICE DELLE FIGURE

---

Fig. 1 Geotessile Tessuto .....	10
Fig. 2 Geotessile Tessuto Non Tessuto .....	10
Fig. 3 Geogriglia .....	11
Fig. 4 Georeti .....	11
Fig. 5 Geomembrane .....	12
Fig. 6 Geocomposito drenante .....	13
Fig. 7 Geocomposito bentonitico .....	13
Fig. 8 Geocelle .....	13
Fig. 9 Geosintetici di separazione .....	14
Fig. 10 Geotessile con funzione di separazione.....	15
Fig. 11 Geosintetici con funzione di filtrazione e rinforzo.....	16
Fig. 12 Geotessile con funzione di filtrazione .....	17
Fig. 13 Geosintetici di drenaggio .....	18
Fig. 14 Geotessile con funzione drenante .....	19
Fig. 15 Geotessile con funzione di rinforzo .....	20
Fig. 16 Geotessile con funzione di protezione.....	21
Fig. 17 Resistenza alla trazione e durabilità dei geosintetici .....	24
Fig. 18 Utilizzo dei geotessili nelle costruzioni stradali .....	29
Fig. 19 Geotessile non presente .....	33
Fig. 20 Geotessile presente .....	34
Fig. 21 Esempio di strada non pavimentata .....	44
Fig. 22 Risalita capillare in un tubo di vetro .....	52
Fig. 23 Geocomposito drenante .....	54
Fig. 24 Gradiente idraulico (i) .....	55
Fig. 25 Permeabilità (k).....	55
Fig. 26 Trasmissività ( $\Theta$ ) .....	56
Fig. 27 Schema delle prove R/F e R/R.....	63
Fig. 28 Posa in opera di geocompositi drenanti .....	65
Fig. 29 Posa in opera verticale.....	66
Fig. 30 Posa in opera orizzontale.....	67
Fig. 31 Sezione di terreno con strato anticapillare .....	69
Fig. 32 Terre armate per realizzazione stradale .....	71
Fig. 33 Coesione apparente nel caso di terreno rinforzato .....	74
Fig. 34 Geogriglie a maglia aperta .....	75
Fig. 35 Forme di interazioni tra il rinforzo sintetico e il terreno.....	77
Fig. 36 Schema di comportamento di una geogriglia per la definizione di $f_{ds}$ ed $e_{fb}$ .....	77
Fig. 37 Prova di taglio diretto e sfilamento (ISO 13430).....	78
Fig. 38 Attivazione della resistenza a trazione del rinforzo.....	79
Fig. 39 Calcolo della resistenza della geogriglia alla massima trazione (valore $T_{ult}$ ) .....	82
Fig. 40 Geogriglie di rinforzo .....	85
Fig. 41 Utilizzo terre rinforzate S.S. 125 "Orientale Sarda" .....	86
Fig. 42 Sistemazioni dei versanti con terre rinforzate .....	89

## BIBLIOGRAFIA

---

**Associazione Industrie Italiane Nontessuti Geotessili (AssINGeo) EN 132250;**

**EN ISO 10318:** “Geosynthetics — Terms and definitions”. (2000);

**Harpo-Enkadrain:** “Manuale di calcolo”;

**Harpo-Enkadrain:** “Soluzioni per il drenaggio dell'acqua in edilizia”;

**D. Kay, E. Blond, J. Mlynarek:** “Geosynthetics durability”. (2004);

**PROPEX FABRICS:** “Manuale tecnico per l'uso dei geotessili Propex”;

**R. Bathurst:** “Geosynthetic Classification and functions”, IGS. (2007);

**M. Vicari, R. Abbate:** “Sistemazioni dei versanti con terre rinforzate”;

**L. Frigo, M. Zausa:** “Strade e Autostrade”;

**TeMa Corporation:** “Strutture di sostegno in terra rinforzata”;

**TeMa Corporation:** “Technologies and Materials”;

**J. Vashi, M & A. Desai:** “Geosynthetic material and its properties for reinforced earth structures”;

## RINGRAZIAMENTI

---

Dopo anni di sacrifici finalmente anche io sono riuscita a raggiungere questa prima tappa fondamentale della mia vita. Non sarei mai riuscita ad arrivare a questo punto senza il sostegno dei miei genitori che mi hanno supportata sempre durante questi anni.

Ringrazio mio padre che ha saputo consigliarmi e che anche quando non volevo dargli ascolto, ed è riuscito ugualmente ad indirizzarmi nella strada giusta. Anche se oggi non è al mio fianco, so che sarebbe stato orgoglioso di me e del traguardo che ho raggiunto.

Ringrazio mia madre che mi ha sopportata e supportata, tranquillizzandomi quando non riuscivo a superare un esame o quando avevo qualsiasi tipo di problema, universitario e non.

Voglio ringraziare anche il Professor Maurizio Bocci, per il quale nutro grande stima sia come insegnante che come persona.

Un grazie va anche al mio compagno Federico che da quando ci siamo conosciuti, non ha mai smesso di starmi accanto, anche nei momenti più difficili.

Ringrazio tutti i miei parenti con cui ho condiviso le gioie degli esami superati, in particolare ringrazio i miei zii Angelo e Anna che spesso la sera mi hanno chiamata per chiedermi come stavo e come andavano gli studi.

Grazie alla mia compagna di sventure Eleonora, che da quando ci siamo conosciute ci siamo ritrovate spesso a superare gli stessi ostacoli.

Grazie anche a Ada e Fabrizia con cui ho condiviso gli appunti che alla fine mi hanno portata fin qui.

Ringrazio i miei ex coinquilini Oreste e Marika con i quali ho vissuto un anno stupendo insieme.

Voglio ringraziare anche il Tenente Colonnello Giovanni Iannotti, che mi ha ispirata e a cui devo molto. La tua simpatia ed il tuo buon cuore sono stati determinanti per il raggiungimento di questo personale successo.

Un ringraziamento speciale va in particolare alle mie due cagnette Luna e Kristal.

Grazie a tutti quanti.

Teresa