



MANUALE DI CALCOLO

metodo di calcolo per l'utilizzo di geogriglie di rinforzo in strade
non pavimentate

Teoria di J. P. Giroud e Jie Han





**Metodo di calcolo per
l'utilizzo di geogriglie
di rinforzo in strade
non pavimentate**

Il presente fascicolo è la traduzione del metodo di calcolo sviluppato da Giroud e Han pubblicato nel "Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering © ASCE" nel volume 130, no 8, del 1 agosto 2004.

Esso si compone di due parti: la prima descrive la teoria, che ha portato alla definizione del metodo di calcolo; la seconda è inerente al processo di calibrazione del modello con un'appendice che considera i principali test eseguiti in sito da diversi Autori e li pone a confronto con i risultati ottenuti applicando il metodo di calcolo.

Il metodo ha, di fatto, sostituito i metodi precedenti e consente al progettista stradale di affrontare il problema del dimensionamento di una strada non pavimentata, temporanea o permanente, rinforzata o non rinforzata. È anche possibile determinare il limite di servizio della sovrastruttura. A tale scopo il progettista può definire un valore massimo della profondità dell'ormiaia ammissibile (variabile da 50mm a 100mm) e determinare il numero di assi passanti, che possono transitare sulla sovrastruttura, prima che venga richiesto un intervento manutentivo di ripristino.

Tali ragioni hanno portato la Harpo S.p.A., divisione **seic geotecnica**, a pubblicare il presente manuale, certi di fornire un'utile ausilio alla progettazione a tutti quei professionisti che si occupano di problematiche stradali.

ing. Fulvio Bolobicchio

HARPO spa

Divisione **seic geotecnica**

Responsabile tecnico commerciale



Indice

Parte I^a

Sviluppo del metodo di calcolo	5
- Introduzione	6
- Funzioni e comportamento di una strada non pavimentata	7
- Comportamento di una geogriglia di rinforzo in una strada non pavimentata	7
- Parametri di progetto	9
- Sviluppo del metodo di calcolo	12
- Fattore della capacità portante	14
- Influenza dei parametri sull'angolo di diffusione del carico	16
- Sviluppo delle equazioni di progetto	21
- Note	22
- Bibliografia	23

Parte II^a

Calibrazione e applicazioni	25
- Introduzione	26
- Calibrazione delle equazioni di progetto	27
- Discussione	31
- Applicazioni	34
- Esempio di calcolo	35
- Note	41
- Bibliografia	42
- Appendice	42

Parte I^a

**Sviluppo del
metodo di calcolo**

Introduzione

Le funzioni dei geosintetici in strade e in aree non pavimentate

I geosintetici sono stati utilizzati nelle costruzioni stradali nella stabilizzazione del sottofondo e nel rinforzo dello strato di base sin dall'inizio degli anni '70.

Posati tra il sottofondo e la base, o entro lo strato di sottobase, furono in grado di migliorare le prestazioni delle strade non pavimentate, ove il traffico è di tipo canalizzato, o delle aree non pavimentate, soggette ad un traffico casuale random.

I benefici ottenuti andavano dalla possibilità di incrementare il volume di traffico transitante sopra un dato spessore di base, al decremento dello spessore richiesto e alla possibilità di utilizzare materiale granulare di qualità inferiore, rispetto agli standard previsti.

In generale, la funzione dei geosintetici è quella di separazione, filtrazione e rinforzo. La funzione di separazione / filtrazione 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.

L'azione di rinforzo 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 (Giroud et al. 1985; Geosynthetic materials association 2000).

Nelle strade o aree non pavimentate si utilizzano due tipologie di geosintetici: i geotessili e le geogriglie. Vi è una notevole differenza prestazionale tra l'impiego di un geotessile rispetto ad una geogriglia. La geogriglia è caratterizzata da una superficie aperta (data dall'apertura di maglia) che permette di attuare un'azione di interbloccaggio (interlocking) con lo strato di materiale granulare. Tale azione viene esercitata solo se esiste un'appropriata correlazione tra il valore dell'apertura della maglia e il diametro delle particelle granulari. Il grado di interbloccaggio è funzione di tale correlazione, mentre l'efficienza del interlocking è funzione della rigidità piana della geogriglia, della stabilità delle giunzioni e delle nervature che la costituiscono. Questi meccanismi saranno ampiamente discussi nel seguito.

Scopo dello studio

Lo studio (Giroud e Han 2004) è inerente al comportamento delle geogriglie in strade non pavimentate. Pertanto l'impiego di geosintetici diversi dalle geogriglie (come i geotessili) o la realizzazione di aree non pavimentate (con traffico non canalizzato) richiede la modifica di alcuni parametri presenti nella teoria, nel caso di geosintetici bisognerà ridefinire l'influenza esercitata dal interlock e l'azione di rigidità piana. Il metodo di calcolo può anche essere usato su strutture non pavimentate e non rinforzate da geosintetici; in tal caso si dovrà trascurare il contributo fornito dal geosintetico sulla capacità portante del sottofondo.

L'impiego del metodo di calcolo su aree non pavimentate, ad elevata dispersione del traffico, richiede alcune modifiche del metodo di progettazione perché risulta di difficile determinazione il numero di veicoli passanti a seguito della notevole dispersione dello stesso rispetto al caso di traffico canalizzato.

Obiettivi del presente studio

Il metodo di calcolo sviluppato da Giroud e Noiray (1981), per il caso di una strada non pavimentata rinforzata con geotessili, considerava una relazione empirica derivata dai risultati ottenuti su prove in sito condotte da Hammitt (1970).

Successivamente Giroud et al. (1985) svilupparono un metodo di calcolo, specifico per le geogriglie, ottenuto mediante analisi numeriche elastiche in modo da quantificare l'interlock geogriglia / base, ma non furono mai condotti test in sito per verificare la corrispondenza con i risultati ottenuti. Recenti test condotti, sia in laboratorio che in sito, da parte di Fannin e Sigurdsson (1996), da Knapton e Austin (1996), da Gabr (2001), da Tingle e Webster (2003), mostrarono la necessità di migliorare il metodo di calcolo oltre che l'esigenza di eseguire sempre una calibrazione del metodo di calcolo adottato.

L'obiettivo del presente studio è quello di definire un metodo di progettazione, della base granulare di una strada non pavimentata, utilizzando come dati di ingresso: la distribuzione del carico sollecitante, la resistenza della base e la rigidità nel piano del geosintetico. Questi dati vanno ad integrare i dati di ingresso sinora richiesti che, utilizzando le precedenti teorie di calcolo, tenevano conto del volume di traffico, del valore del carico trasmesso dalla ruota, dal valore della pressione di gonfiaggio del pneumatico, della portanza del sottofondo, della profondità del ormaia, e dell'influenza della presenza di un geosintetico di rinforzo (geotessile o geogriglia) sulla modalità di rottura di un'area di una strada non pavimentata.

La teoria di calcolo presentata si basa su una parte teorica sperimentale successivamente calibrata con prove condotte in laboratorio e in sito. Il risultato è una migliore stima delle prestazioni fornite dalle geogriglie, o dai geotessili, nel rinforzo delle strade non pavimentate rispetto ai metodi di calcolo precedentemente sviluppati da Giroud e Noiray (1981) e da Giroud et al. (1985) che possono considerarsi superati e non più utilizzati.

Funzioni e comportamento di una strada non pavimentata

Funzione dello strato di base

La realizzazione di uno strato di base viene richiesto quando la capacità portante del terreno è insufficiente a fornire un piano di supporto stabile ai carichi (assiali o su ruota) trasmessi dai veicoli transitanti.

Prestazionalmente lo strato deve fornire una sufficiente portanza, in modo da non manifestare instabilità al taglio quando è soggetto alle sollecitazioni trasmesse dai veicoli. Inoltre deve possedere uno spessore sufficiente a permettere la distribuzione delle pressioni e massimizzare l'ampiezza dell'area di impronta del carico nel sottofondo; in tal modo l'intensità delle sollecitazioni trasmesse saranno inferiori al valore della capacità portante del sottofondo.

Prestazioni di una struttura rinforzata e non rinforzata

Lo strato di base può essere calcolato per svolgere la sua funzione per pochi passaggi di veicoli, come avviene nel caso di 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 accettabile avere una profondità dell'ormai (detta ormai ammissibile) di 50 – 100mm in quanto è sempre possibile eseguire una ricarica di materiale granulare per riportare la struttura in piano. C'è però da tener conto che, a livello di sottofondo, un ormai profonda è causa di contaminazione dello strato di base con suo degrado e perdita delle prestazioni meccaniche originali, tanto da richiederne la sostituzione con nuovo materiale granulare.

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

- l'azione di addensamento che lo strato di base e / o 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 della 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.

Comportamento di una geogriglia di rinforzo in una strada non pavimentata

La geogriglia di rinforzo è usata per prevenire o ridurre la formazione delle ormai, causata dal superamento del valore della capacità portante della base, o del sottofondo, e per ridurre il movimento laterale dello strato di base o del sottofondo.

Influenza della geogriglia sul comportamento della base

La base granulare interagisce principalmente con la geogriglia tramite l'azione di interlocking (inter bloccaggio) esercitata tramite le aperture di maglia.

La geogriglia confina l'inerte e resiste al movimento laterale del materiale granulare prodotto sulla base quando è soggetta ad un carico in superficie.

Perkins (1999) attribuì quattro benefici nel confinamento della base in strade pavimentate asfaltate. Questi benefici si possono estendere anche per le strade non pavimentate e possono riassumersi nei seguenti punti:

- prevenzione del movimento laterale della base, con relativa riduzione delle ormai 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 ripartisce 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 sviluppare all'estradosso dello strato di base con conseguente riduzione dell'azione di contaminazione dello strato di base da parte del sottofondo;
- contrasto nella dispersione del materiale granulare nel sottofondo, specie se esso è caratterizzato da un elevato indice di plasticità.

Influenza delle geogriglie sul comportamento del sottofondo

Le geogriglie incrementano le prestazioni del sottofondo attraverso quattro meccanismi: prevenzione della rottura a taglio, miglioramento della distribuzione delle pressioni entro lo strato di base, riduzione e riorientamento delle tensioni tangenziali, formazione dell'effetto membrana tensionata.

I quattro meccanismi vengono di seguito discussi:

- **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 nascita 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 progressivamente 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 osservò 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 le 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: (I) i movimenti laterali della base sono ridotti o eliminati e, come risultato, non vengono trasmesse azioni tangenziali divergenti sul piano di sottofondo; e (II) 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, posato nel interstrato, seguirà la deformazione delle ormaie e presenterà una superficie curvilinea con aree di trazione che lo portano in tensione. Quando un materiale flessibile, fornito di una resistenza alla trazione, assume una configurazione curvilinea si noterà 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 della sollecitazioni trasmesse con riduzione dell'intensità delle tensioni normali agenti a livello di sottofondo. Al di fuori dell'area di carico, caratterizzate da creste d'onda, l'effetto membrana agisce con una pressione sul sottofondo, detta "pressione di confinamento", che incrementa 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 solo se il traffico è canalizzato e la profondità delle ormaie sono 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).

Parametri di progetto

Geometria della struttura non pavimentata

Nella presente teoria di calcolo si ipotizza che lo spessore della base sia uniforme e che la geogriglia sia installata in unico strato sulla superficie di delimitazione sottofondo / base.

Il terreno di sottofondo è considerato omogeneo per una profondità sufficiente a permettere il pieno sviluppo delle superfici di rottura a taglio; in tal modo non vi è alcuna influenza di altri terreni sul comportamento del sottofondo. Il valore di questa profondità, calcolata applicando la classica teoria della capacità portante, è inferiore a 1,5m, considerando un'area d'influenza del carico prodotta dalle tipiche dimensioni delle ruote.

Nel metodo di calcolo si suppone la presenza di uno spessore minimo di base granulare di 10cm. Questo per permettere il transito dei mezzi sul sottofondo, a scarsa portanza, durante le fasi di costruzione o per realizzare la piattaforma di lavoro per la costruzione dei successivi strati di base. C'è comunque da osservare che il valore di 10cm è da considerarsi come il minimo valore necessario a fornire la funzione di ancoraggio alla geogriglia.

Traffico

Il traffico può essere canalizzato, come nel caso stradale, o non canalizzato. Il traffico canalizzato è caratterizzato da un numero di passaggi N , di un dato asse durante la vita di progetto assunta per la sovrastruttura. Il traffico non canalizzato è più difficile da caratterizzare ed è richiesta un'assunzione da parte del progettista dell'opera. In tal caso è utile individuare le zone di ingresso e di uscita dell'area ed eseguire il conteggio dei mezzi passanti in corrispondenza di tali varchi.

Assi e carichi

La geometria di un asse è rappresentata nella figura 1(a).

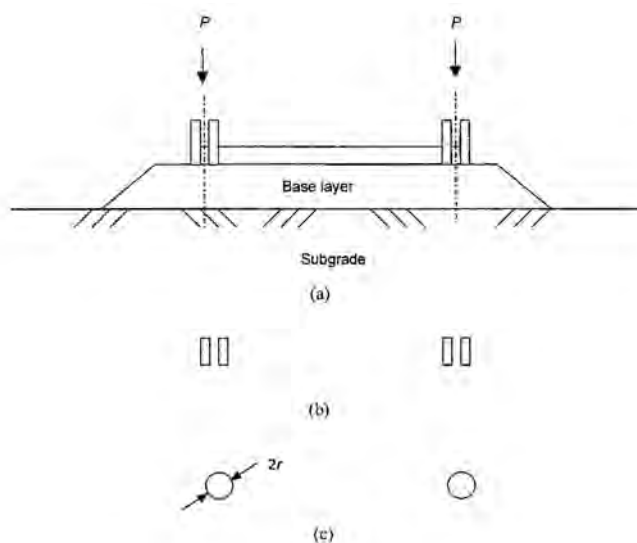


Fig. 1 • Asse del veicolo e area di contatto: (a) geometria dell'asse del veicolo nel caso di ruote gemelle; (b) aree di contatto dei pneumatici; (c) area equivalente di contatto utilizzata nella presente analisi

Esistono diversi tipi di assi: singolo, tandem, tridem; l'asse riportato nella figura 1(a) è di tipo singolo con ruote gemelle. Il peso su ruota P è il carico applicato da una ruota, nel caso di asse a ruote singole, o da due ruote, nel caso di asse a ruote gemelle. Nel caso di asse singolo a ruote singole, il carico gravante sulle ruote P è pari alla metà del carico assiale P_A . La relazione tra il carico su ruota e la pressione di contatto è la seguente:

$$P = pA \quad (1)$$

dove P = carico su ruota (kN); A = area di contatto del pneumatico (m^2); p = pressione di contatto del pneumatico (kPa), che è assunto pari al valore medio della pressione effettiva di contatto (distribuzione non uniforme) tra ciascun pneumatico e lo strato di base. Si osservi come la pressione di contatto del pneumatico, come valore, approssima il valore della pressione di gonfiaggio dello stesso; per tale ragione, ai fini pratici, p è generalmente assunta uguale alla pressione di gonfiaggio.

Nella presente trattazione, l'area di contatto del pneumatico (figura 1b) è sostituita da un'area circolare equivalente ed è caratterizzata dal fatto di assumere un valore dell'area eguale però caratterizzata da una superficie circolare di raggio r , pertanto

$$A = \pi r^2 \quad (2)$$

e quindi il valore del raggio equivalente è deducibile combinando la (1) con la (2):

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (3)$$

La (3) sarà utilizzata nelle analisi successive in quanto i veicoli saranno individuati, ai fini delle sollecitazioni, dal valore del carico su ruota P e dal valore della pressione di contatto del pneumatico p . Poiché gli standard americani – inglesi si riferiscono a valori del peso assiale di $P_A = 80\text{kN}$, essendo la configurazione a ruote singole, il peso su ruota è $P = 40\text{kN}$ e il valore della pressione di gonfiaggio è di 550kPa ; applicando la (3) si otterrà un valore del raggio equivalente r di $0,15\text{m}$.

Si osservi come l'operazione di sostituzione dell'area di contatto con un'area circolare vale solo per l'analisi e lo studio degli effetti sul terreno di sottofondo (che è l'unico meccanismo di rottura esplicitamente assunto nel presente metodo di dimensionamento).

Profondità delle ormaie e criterio di manutenzione

Il transito dei mezzi genera ormaie sulla superficie viabile. Se il traffico è canalizzato, la profondità dell'ormaia è definibile rilevando la distanza verticale tra il punto più basso, che giace sul fondo del ormaia, e il punto a quota maggiore del piano viabile.

Se il traffico è non canalizzato, si svilupperanno delle ormaie casuali, di tipo irregolare, e la profondità può essere definita come la distanza verticale massima tra due punti adiacenti siti alla maggiore e minore quota dal piano superficiale della base.

U.S. Army Corps of Engineers (per esempio, Hammit 1970) definì un criterio di rottura paragonando le ormaie esistenti con un valore di ormaia ammissibile, assunta pari a 75mm . Tale criterio risulta ad essere ancora utilizzato frequentemente per strade non pavimentate. Per il dimensionamento di strade a basso volume di traffico, il metodo AASHTO design guidelines (AASHTO 1993) considera ammissibile una profondità dell'ormaia variabile dai 13 ai 75mm . Nel caso di strade di accesso non pavimentate, la massima profondità dell'ormaia ammissibile può superare i 75mm ed arrivare anche a un valore di 100mm .

Si osservi come il valore della profondità ammissibile dell'ormaia è impiegabile come criterio di manutenzione e che necessariamente non corrisponde ad un criterio a rottura della base o del sottofondo.

Proprietà della base in materiale granulare

Nel presente studio, si assume che 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_{bc} . Il fatto di considerare il CBR della base differenzia il presente metodo con quello precedente sviluppato da Giroud e Noiray (1981) e da Girou et al. (1985). Come hanno evidenziato le conclusioni di Barber et al. (1978), 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 o in sito. Per le diverse condizioni di prova, i valori ottenuti in laboratorio sono diversi da quelli rilevati in sito. In sito, 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_{bc} risulterà inferiore ai valori ottenuti in laboratorio.

Hammit (1970) condusse degli studi in sito per valutare la legge di dipendenza tra il CBR della base e del sottofondo, essi sono stati riportati nel grafico in figura 2.

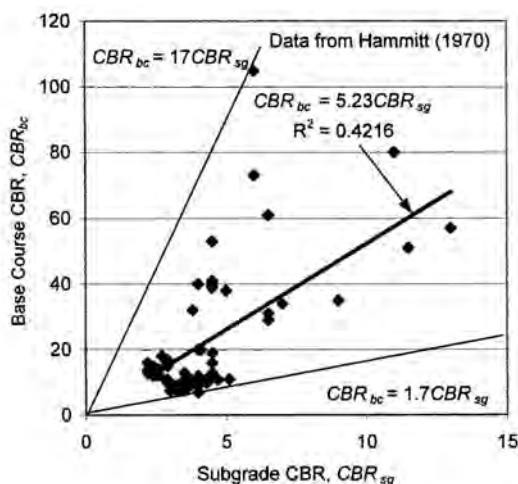


Fig. 2• Rapporto tra il CBR, California Bearing Ratio, dello strato di base CBR_{bc} e quello del sottofondo CBR_{sg}

Dalla fig. 2 si osserva come il rapporto tra i CBR della base e del sottofondo (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 sottobase). Il materiale granulare tipicamente usato come strato di base, di una strada non pavimentata, è più simile alle prestazioni di uno strato di sottobase rispetto alla base di una strade pavimentata. Pertanto, in questo studio, si sono utilizzate le carte nomografiche AASHTO valide per lo strato di sottobase (vedasi figura 2.7 del AASHTO 1993) in modo da sviluppare la correlazione matematica tra il modulo resiliente e il CBR (figura 3).

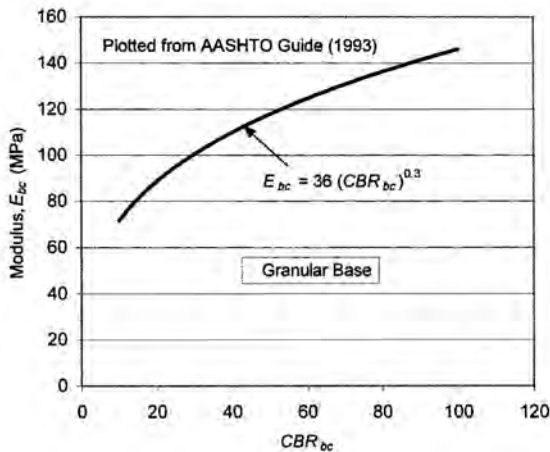


Fig. 3• Correlazione dei moduli resilienti e il California Bearing Ratio (CBR) dello strato di base

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

La relazione riportata nel grafico della figura 3 può esprimersi nel modo seguente:

$$E_{bc} = f_{EBC} CBR_{bc}^{0.3} \quad (4)$$

dove 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

Il terreno di sottofondo è ipotizzato trovarsi in condizioni sature e caratterizzato da un basso valore della permeabilità (tipico dell'argilla e del limo). Sollecitato dai carichi da traffico avrà una risposta in campo non drenato, un comportamento incompressibile e caratterizzato da un ridotto valore dell'angolo di attrito, in modo che la resistenza al taglio è data dal valore della coesione non drenata c_u .

Il valore di c_u è determinato, in laboratorio, con prova a compressione di tipo non consolidata e non drenata o di tipo non confinato o, celermente, con 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):

$$c_u = f_c CBR_{sg} \quad (5)$$

dove 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} a tale scopo si segnala la pubblicazione di Tingle e Webster (2003). 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 tramite la (5).

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

Heukelom e Klomp (1962) 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 CBR_{sg} E_{sg} misurati in sito:

Dove E_{sg} = modulo resiliente del terreno di sottofondo in MPa; f_{ESG} = fattore uguale a 10,35MPa.

$$E_{sg} = f_{ESG} CBR_{sg} \quad (6)$$

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 determinato dalla seguente relazione ottenuta dalle (4) e (6):

$$\frac{E_{bc}}{E_{sg}} = \frac{3,48 CBR_{bc}^{0,3}}{CBR_{sg}} \quad (7)$$

La (7) indica che il rapporto tra i moduli hanno una dipendenza non lineare rispetto il rapporto tra gli indici CBR. I valori di CBR_{bc} e CBR_{sg} che compaiono nella (7) possono essere ottenuti come indicato nel paragrafo “proprietà della base” e “proprietà del sottofondo”.

Negli studi di Heukelom e Klomp (1962), che consideravano una base e un sottofondo non rinforzato, il rapporto tra moduli E_{bc}/E_{sg} varia tra 1,0 a 5,0. Per questo motivo gli Autori del presente metodo di calcolo prevedono una limitazione superiore a 5,0.

L'uso di una geogriglia consente di migliorare la compattazione della base e teoricamente utilizzare un rapporto tra moduli maggiore di 5,0; ma ciò deve essere avallato da apposite prove sperimentali che sino ad ora non sono state condotte. Pertanto, allo stato attuale delle conoscenze e ai fini cautelativi, il rapporto tra moduli è limitato a 5,0.

Proprietà delle geogriglie

Negli studi condotti in sito da Webster (1992) e Collin et al. (1996), inerenti a sovrastrutture pavimentate, si osservò come le prestazioni potevano venir poste in correlazione con il parametro di stabilità e apertura dei diversi tipi di geogriglie posate.

Il modulo di stabilità e apertura è una misura che definisce la rigidità nel piano e la stabilità fornita dalle nervature e dalle giunzioni di una geogriglia. Il metodo di determinazione fu presentato, in forma di bozza, da Kinney (2000).

Nel presente studio i valori minimi medi del modulo, misurati sui rotoli delle geogriglie utilizzate, sono pari a 0,32m N/° , per la geogriglia denominata B11, e 0,65m N/° , per la geogriglia denominata B12.

Oltre al modulo di stabilità e apertura sono importanti anche quei parametri che influiscono sulla funzione di interlock e sull'efficacia del rinforzo della base, come il modulo di deformazione a trazione per bassi valori di allungamento (inferiori al 2%). Webster (1992), che testò sei tipi di geogriglie con diversi livelli prestazionali, elencò: lo spessore, la forma e la sezione trasversale delle nervature, la resistenza delle giunzioni, il valore dell'apertura della maglia.

I due tipi di geogriglie B11 e B12 considerate nella presente pubblicazione si presentano simili nella forma delle nervature e nei valori di apertura della maglia, ma il modello B12 presenta un maggiore spessore della nervatura, un maggiore valore del modulo di stabilità e apertura, un maggiore modulo a trazione e una maggiore resistenza alle giunzioni rispetto la geogriglia tipo B11.

Sviluppo del metodo di calcolo

Principi dello sviluppo del metodo di calcolo

Come già accennato precedentemente, il limite di manutenzione (o limite di servizio) raggiunto da una strada non pavimentata lo si ha quando la profondità dell'ormai eguaglia un valore predeterminato, detto profondità dell'ormai ammissibile e pari, ad esempio, a 75 mm. Bisogna considerare il fatto che la profondità dell'ormai è influenzata dalla deformabilità del sottofondo che a sua volta dipende dallo stato di sollecitazione esistente nella superficie di separazione base / sottofondo.

Pertanto le basi del presente metodo di calcolo consistono: (1) nella determinazione dello stato di sollecitazione agente sulla superficie di separazione base / sottofondo; (2) nella determinazione della profondità dell'ormai come una funzione della tensione esistente tra strato di base/sottofondo e della capacità portante del sottofondo. Nel seguito si osserverà come i principi saranno influenzati dal valore assunto dall'angolo di distribuzione delle pressioni, che giocherà un ruolo essenziale anche sul numero di assi passanti, sulle proprietà della geogriglia e sullo 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 α . Pertanto, la tensione normale p_i , all'interfaccia tra lo strato di base e sottofondo, è data dalla seguente relazione:

$$p_i = \frac{P}{\pi (r + h \tan \alpha)^2} \quad (8)$$

quindi

$$h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 p_i}} - 1 \right) \quad (9)$$

dove p_i = tensione normale distribuita (pressione) all'interfaccia tra lo strato di base e sottofondo (kPa); P = carico su ruota (kN); r = raggio equivalente del pneumatico (m); α = angolo di distribuzione del carico.

Il metodo dell'angolo di distribuzione è usato perché permette di rappresentare la distribuzione delle tensioni tramite un singolo parametro α che è inseribile facilmente nella relazione che determina lo spessore richiesto della base.

Relazione della riduzione dello spessore della base

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

$$p_i \leq m N_c c_u \quad (10)$$

dove 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 solo una parte della capacità portante del terreno di sottofondo è mobilitata.

Combinando la (9) con la (10) si ha

$$h \geq \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u}} - 1 \right) \quad (11)$$

I tre parametri incogniti della (11) sono il fattore di capacità portante N_c , il coefficiente di mobilitazione della capacità portante m e l'angolo di distribuzione del carico α . Il fattore di capacità portante è discusso nel paragrafo "fattore della capacità portante", la parte inerente il coefficiente di mobilitazione della capacità portante è discusso nel paragrafo "coefficiente di mobilitazione della capacità portante" e l'angolo di distribuzione del carico è trattato nel paragrafo "influenza dei parametri sull'angolo di distribuzione del carico".

Fattore della capacità portante

Strade non pavimentate e non rinforzate

Nel caso di strade non pavimentate e non rinforzate il fattore di capacità portante, ottenuto dalle informazioni reperibili in letteratura (Milligan et al. 1989 a,b), varia in un intervallo compreso tra 2,8 e 3,3.

Giroud e Noiray (1981) assunsero il valore 3,14 (ossia π) 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 nel interstrato). Si osservi che il limite elastico, nel caso di sollecitazioni tangenziali diverse da zero, è indeterminato (a seguito del fatto che, ai bordi del carico, le sollecitazioni normali tendono all'infinito). Giroud e Noiray (1981) proposero l'uso del limite elastico perché, in assenza di rinforzo, qualunque carico superiore a tale limite causa un'ampia deformazione nel sottofondo rendendo 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 [ossia $(\pi/2)+1$ valido per intensità sollecitanti massime di verso divergente]. Tale valore è conservativo rispetto a quello previsto dalla precedente teoria di calcolo 3,14 (pari a π) ma, nel caso di una strada rinforzata non pavimentata, è non conservativo perché si demanda al rinforzo una maggiore prestazione strutturale.

Ciò induce gli Autori della presente teoria di calcolo, l'assunzione di un valore di $N_c = 3,14$ eguale al precedente metodo di calcolo sviluppato da Giroud e Noiray (1981) per strade non rinforzate e non pavimentate.

Strade rinforzate non pavimentate

Per strade rinforzate non pavimentate, come suggerito da Giroud e Noiray (1981), 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, di ridurre i valori di deformazione verticale che si avrebbero anche per intensità del carico sollecitante superiore al valore della capacità portante del sottofondo. Per tale motivo Giroud e Noiray (1981) adottarono il valore $N_c = 5,14$ (pari a $\pi+2$), che usualmente 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 interbloccaggio (interlock) con la parte granulare e quindi il comportamento della superficie sarà equivalente a quella di una superficie liscia.

Si osservi 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 $N_c = 5,71$ ($3\pi/2+1$).

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, perché è 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 (maggiore di 5,14) (Cox et al. 1961) mentre se vi è la presenza delle tensioni tangenziali di verso concorrente, aventi massima intensità, si può assumere il valore 6,04 (maggiore di 5,71) (Eason e Shield 1960).

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 (10) il coefficiente di mobilitazione della capacità portante tiene conto del fatto che solo una parte della capacità portante del terreno di sottofondo viene mobilitata. Si assume 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 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.

Pertanto, 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.

Quindi, il valore del coefficiente della capacità portante è pari a 1,0, se lo spessore della base è nullo, e sarà tanto più inferiore a 1,0 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'ormaia di 75mm:

$$m = 1 - \xi \exp \left[-\omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right] \quad (12)$$

dove ξ , ω , e n = parametri non noti che devono venir determinati tramite calibrazione con dati sperimentali in sito e in laboratorio (Giroud e Han 2004).

Si rimarca il fatto che il valore di m , definito nella (12), è da ritenersi valido quando in superficie la profondità dell'ormaia è di 75mm. Per profondità diverse la relazione di riferimento è la seguente:

$$m = \left(\frac{s}{f_s} \right) \left\{ 1 - \xi \exp \left[-\omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right] \right\} \quad (13)$$

dove s = profondità ammissibile scelta dell'ormaia (mm); f_s = fattore pari a 75mm.

Dalla (13) risulta che il coefficiente di mobilitazione della capacità portante è direttamente proporzionale alla profondità dell'ormaia scelta.

Nell'applicazione della (13) bisogna tener conto che la profondità dell'ormaia scelta deve variare nell'intervallo compreso tra 50mm - 100mm e questa condizione varrà su tutte le relazioni derivate dalla (13).

Combinando la (11) e la (13) si determina lo spessore richiesto alla base granulare, valido sia per il caso non rinforzato che nel caso rinforzato di strade non pavimentate:

$$h = \frac{r}{\tan \alpha} \left(\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 \left(\frac{s}{f_s} \right) \left\{ 1 - \xi \exp \left[-\omega \left(\frac{r}{h} \right)^n \right] \right\} N_c c_u}} - 1 \right) \quad (14)$$

dove h = spessore richiesto alla base (m); r = raggio equivalente del pneumatico (m); P = carico su ruota (kN).

Capacità portante limite

Se lo spessore della base è nullo, applicando la (11) si ricaverà il valore della capacità portante:

$$P_{h=0} = \pi r^2 m N_c c_u \quad (15)$$

Se $h = 0$ la (13) fornisce il coefficiente m come:

$$m = \frac{s}{f_s} \quad (16)$$

combinando la (15) con la (16) si avrà:

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{f_s} \right) \pi r^2 N_c c_u \quad (17)$$

dove $f_s = 75$ mm; s = profondità ammissibile dell'ormai scelta (mm); c_u = coesione non drenata del sottofondo; N_c = fattore di capacità portante; r = raggio equivalente all'area di contatto del pneumatico (m).

Se si utilizza la (5), $P_{h=0}$ può essere espresso in funzione del CBR del sottofondo, CBR_{sg} , come di seguito indicato:

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{f_s}\right) \pi r^2 N_c f_c CBR_{sg} \quad (18)$$

i valori utilizzati nelle (17) e (18) sono: $N_c = 3,14$ 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.

Influenza dei parametri sull'angolo di diffusione del carico

Approccio

Le prestazioni di una strada non pavimentata, rinforzata con geogriglie, è influenzata: dalle proprietà dello strato di base, dalle proprietà del sottofondo, dal traffico e dalle prestazioni fornite dalla geogriglia. Nel presente studio si è tenuto conto dell'influenza di questi parametri nei confronti della distribuzione delle sollecitazioni indotte dai carichi esterni applicati.

L'approccio considera la distribuzione delle pressioni attraverso lo strato mediante l'utilizzo del metodo dell'angolo di distribuzione, pertanto lo studio esaminerà l'influenza degli elencati parametri sul valore dell'angolo di distribuzione α .

L'angolo α non ha una corrispondenza fisica, non è possibile determinarlo in modo diretto per via sperimentale o mediante calcolo ma bisogna procedere in modo indiretto. Attualmente esistono tre metodi possibili che vengono brevemente descritti nel seguito.

- Il primo metodo è basato sulla massima equivalenza della tensione verticale lungo l'asse del carico. Tale metodo è stato impiegato da Gabr e Dodson (1998).
- Il secondo metodo è basato sulla percentuale del carico che si distribuisce sull'area definita dall'angolo di distribuzione. Per esempio, negli studi di Lawton (1996), l'angolo di distribuzione fu determinato considerando l'area radiale entro cui si distribuiva il 95% del carico applicato.
- Il terzo metodo consiste nel determinare l'angolo della distribuzione delle tensioni geometricamente, tramite estensione di una linea che congiunga i limiti dell'ormai superficiale con i limiti della deformazione superficiale rilevata nell'interstrato sottofondo / base. Questo approccio fu seguito da Sigurdsson (1991).

Nella presente trattazione si utilizza il primo metodo perché è quello che più si avvicina al caso di un sottofondo, a grana fine, sollecitato in condizioni non drenate, perché la rottura locale si innescherà a partire dalle zone soggette alla massima sollecitazione.

Influenza delle proprietà del terreno di sottofondo e della base sull'angolo di distribuzione delle tensioni

Le strade non pavimentate, composte dallo strato di base e dal terreno di sottofondo, formano un sistema bistrato in cui la base ha un valore del modulo resiliente superiore a quello del sottofondo. Come dimostrato da Burmister (1958), applicando la teoria dell'elasticità, la tensione verticale nell'interstrato, in corrispondenza all'asse del carico (agente su una superficie circolare), decrementa all'incrementare del rapporto dei moduli. La procedura di calcolo, concettualmente semplice essendo basata sulla teoria dell'elasticità, richiede un'accurata conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali coinvolti, specie nel caso non pavimentato e si dimostra praticamente complessa già nel caso bistrato. Una possibile semplificazione, utilizzata nel presente metodo, è quella di considerare il metodo dell'angolo di diffusione delle pressioni che permette di determinare il valore della tensione verticale agente lungo la superficie di separazione base / sottofondo. Esiste una correlazione precisa tra il valore assunto dall'angolo e le proprietà degli strati, definiti attraverso i valori dei moduli. La correlazione è stata sviluppata utilizzando i grafici di Burmister (1958), che sono espressi in funzione del rapporto r/h , tra il raggio del pneumatico equivalente r con lo spessore dello strato di base h . La dipendenza decade quando il rapporto assume un valore compreso tra 0.2 e 2.0, intervallo che coincide con i principali casi pratici e risulta, per esempio, il valore di range rilevato in sito da Hammit (1970). Sotto tali considerazioni è possibile utilizzare i grafici di Burmister (1958) senza tener conto dell'influenza fornita dal rapporto r/h nella determinazione della tensione verticale in funzione del rapporto dei moduli.

Si è potuto così determinare il valore dell'angolo di distribuzione delle pressioni, per valori del rapporto di r/h compresi tra 0.2 e 2.0, utilizzando il metodo della massima equivalenza della tensione verticale lungo l'asse del carico. Come indicato nel grafico riportato nella figura 4, il rapporto della tangente dell'angolo di distribuzione delle pressioni è una funzione del rapporto tra i moduli della base e del sottofondo. La correlazione matematica riportata nella figura 4 è la seguente:

$$\tan \alpha_1 = \tan \alpha_0 \left[1 + 0.204 \left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}} - 1 \right) \right] \quad (19)$$

dove α_1 = angolo di distribuzione delle pressioni quando $E_{bc} \neq E_{sg}$; α_0 = angolo di distribuzione delle pressioni quando $E_{bc} = E_{sg}$; E_{bc} e E_{sg} moduli dello strato di base e di sottofondo.

Note: il simbolo α_1 sarà utilizzato in questa pubblicazione per angoli di distribuzione indotti da una singola applicazione del carico, pertanto la (19) è valida solo per condizioni di carico statico.

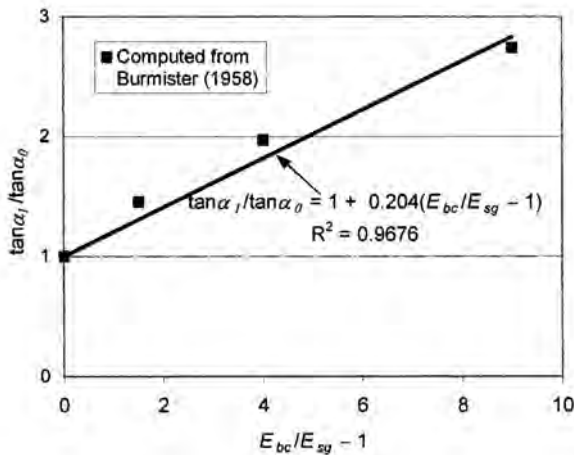


Fig. 4• Relazione tra il rapporto degli angoli di distribuzione delle pressioni e i moduli

Combinando la (7) con la (19) [e tenendo conto dei commenti fatti dopo la (7) sulla limitazione superiore a 5,0 del rapporto dei moduli] si avrà:

$$\tan \alpha_1 = \tan \alpha_0 [1 + 0.204(R_E - 1)] \quad (20)$$

dove R_E = rapporto tra moduli superiormente limitato e definito da:

$$R_E = \min \left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}}, 5.0 \right) = \min \left(\frac{3.48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}}, 5.0 \right) \quad (21)$$

anche il fattore del rapporto dei moduli, f_E è usato nell'analisi, espresso come:

$$f_E = 1 + 0.204(R_E - 1) \quad (22)$$

la (20) è ampiamente usata perché rende possibile convertire qualunque angolo di distribuzione della pressione statica α_1 in una serie variabile di angoli di distribuzione delle pressioni α_0 indipendenti dalle caratteristiche della base e del sottofondo.

Effetti del traffico sull'angolo di distribuzione del carico

Le strade non pavimentate sono soggette a un progressivo deterioramento dovuto alla ripetizione dei cicli di carico e quindi ad una variazione dell'ampiezza dell'angolo di distribuzione che decremerà all'aumentare del numero di applicazioni del carico. Questa variazione fu misurata in laboratorio, tramite l'impiego di test a cicli di carico, da Gabr (2001). Come indicato nella figura 5, che fu sviluppata a seguito dei risultati ottenuti dai tests di Gabr (2001), il parametro $1/\tan \alpha$ è funzione lineare di $\log N$

$$\frac{1}{\tan \alpha} = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_1} \quad (23)$$

dove α = angolo di distribuzione delle pressioni quando il numero di passaggi è N ; α_1 = angolo di distribuzione delle pressioni quando il numero di passaggi è pari a 1; k = costante funzione dello spessore della base e del rinforzo.

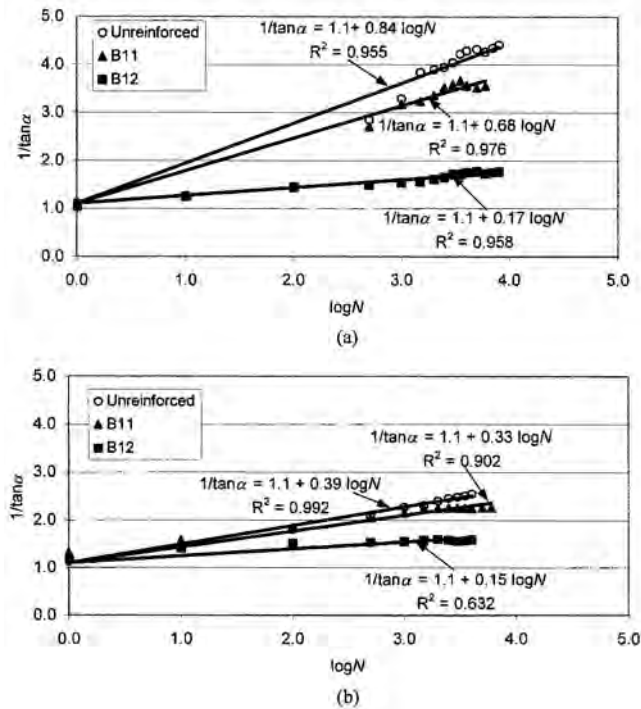


Fig. 5 • Angolo di distribuzione delle pressioni in funzione del numero di passaggi:
(a) spessore dello strato di base di 0,15 m
(b) spessore dello strato di base di 0,25 m

Esaminando la (23) si osserva come la relazione tra l'angolo di distribuzione delle pressioni α e il numero di passaggi degli assi N , è caratterizzata da due parametri: (1) il valore $1/\tan \alpha$ per $N=1$ (e quindi pari a $1/\tan \alpha_1$), dove α_1 è l'angolo di distribuzione per un passaggio; e (2) la costante k . Questi due parametri vengono di seguito esaminati.

Tutte le curve riportate in figura 5 si intersecano lungo l'asse $1/\tan \alpha$ (e quindi anche $1/\tan \alpha_1$) al medesimo valore, pari a:

$$\frac{1}{\tan \alpha_1} = 1.1 \quad (24)$$

quindi

$$\tan \alpha_1 = \frac{1}{1.1} = 0.909 \quad (25)$$

e

$$\alpha_1 = 42.3^\circ \quad (26)$$

Il parametro α_1 è una costante in tutti i test condotti da Gabr (2001). Questo valore, di α_1 , può essere convertito nell'angolo di distribuzione delle pressioni α_0 utilizzando la (20), purchè si conoscano i valori di CBR del sottofondo e della base, che nei test di Gabr (2001) erano pari rispettivamente a 5,0 e 20,0 ottenendo:

$$\tan \alpha_1 = [1 + 0.204(R_E - 1)] \tan \alpha_0 = 1.145 \tan \alpha_0 \quad (27)$$

Combinando la (25) con la (27) si avrà

$$\tan \alpha_0 = \frac{\tan \alpha_1}{1.145} = \frac{0.909}{1.145} = 0.794 = \frac{1}{1.26} \quad (28)$$

e quindi il valore dell'angolo di distribuzione delle pressioni di riferimento

$$\alpha_0 = 38.5^\circ \quad (29)$$

Il fatto di ottenere un valore costante per α_0 è conforme al fatto che, in terreni omogenei, c'è un unico valore dell'angolo di distribuzione delle pressioni e quindi trova giustificazione il fatto di utilizzare il metodo di distribuzione delle pressioni tramite un dato valore angolare. Va precisato il fatto che il valore dell'angolo considerato (es 38,5°) dipende dal tipo di metodo usato per determinarlo; nel caso in esame il metodo è quello dell'equivalenza della massima tensione verticale lungo la linea di mezzeria del carico.

Il secondo parametro caratteristico, k , è legato alla pendenza, λ , della linea retta definita dalla (23) e riportata in figura 5:

$$\lambda = k / \tan \alpha_1 \quad (30)$$

questa relazione tra λ e k sarà utile nelle successive trattazioni.

Combinando la (20) con la (23)

$$\frac{1}{\tan \alpha} = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0 [1 + 0.204(R_E - 1)]} \quad (31)$$

combinando la (14) con la (31)

$$h = \frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0 [1 + 0.204(R_E - 1)]} \times \left[\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 \left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - \xi \exp\left[-\omega \left(\frac{r}{h}\right)^n\right]\right\} N_c c_u}} - 1 \right] r \quad (32)$$

dove h = spessore richiesto della base (m); P = carico su ruota (kN); r = raggio equivalente di contatto del pneumatico (m).

Si osservi come la (32) è coerente con la relazione lineare che lega lo spessore della base con $\log N$ suggerita da Yoder e Witczak (1975) per strade pavimentate. Questo fatto avvala ulteriormente il risultato ottenuto con la (23).

Influenza delle proprietà della geogriglia sull'azione del traffico e sull'angolo di distribuzione del carico

Oltre che a svolgere l'incremento sul fattore di capacità portante, l'inserimento della geogriglia consente di limitare la riduzione del valore dell'angolo di distribuzione che si ha a seguito delle ripetizioni di carico. Questa azione è dovuta al ruolo che svolge la geogriglia nell'azione di confinamento laterale del materiale granulare di base. I tests di Gabr (2001), presentati nella figura 5, sono stati eseguiti tenendo conto di tre condizioni: assenza di rinforzo, rinforzo con geogriglia tipo B11 e rinforzo con geogriglia B12. Questi tests possono essere usati per determinare l'azione esercitata dalla geogriglia sugli effetti prodotti dal traffico e quindi sull'angolo di distribuzione. Avendo definito come α_1 il valore dell'angolo di distribuzione per 1 passaggio e avendo verificato che esso assume un valore costante (relazione 26) si deduce che è la pendenza delle curve, riportate nella figura 5, ad influenzare direttamente le prestazioni della geogriglia. Più precisamente, esaminando il grafico $1/\tan \alpha ; \log N$ della fig. 5, si avrà che a rette a debole pendenza corrisponderanno ridotte riduzioni dell'angolo di distribuzione al variare del traffico. Sempre esaminando la figura 5 è possibile individuare le pendenze delle rette delle geogriglie tipo B12 e tipo B11; la variazione rilevata è attribuibile ai diversi valori di rigidezza posseduti dai due tipi di geogriglie.

La rigidezza di una geogriglia si può esprimere tramite il valore del modulo di stabilità e apertura, definito in precedenza, che influenza la pendenza delle rette λ riportate nella figura 5. Tale influenza viene indicata nella figura 6.

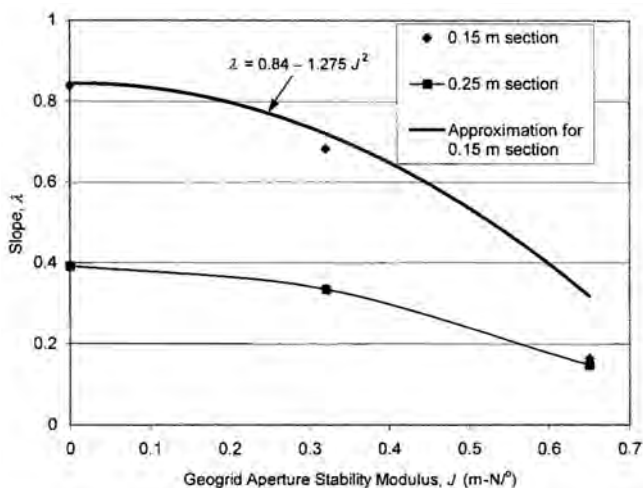


Fig. 6• Influenza del modulo di stabilità e di apertura della geogriglia sulla pendenza delle rette riportate sulla figura 5

Nella figura 6 si osserva che: (1) le geogriglie ad elevato modulo di stabilità e apertura caratterizzano rette a debole pendenza, λ , rispetto a geogriglie aventi valori inferiori del modulo; (2) le geogriglie a basso valore del modulo di stabilità e apertura hanno valori di pendenza λ inferiori rispetto alle situazioni prive di rinforzo. Più in generale λ diminuisce all'aumentare del valore del modulo di stabilità e apertura del rinforzo.

L'angolo di distribuzione delle pressioni iniziale, α_1 , ha lo stesso valore per il caso non rinforzato e rinforzato, come riscontrabile nella figura 5. Questo ci porta a dedurre che il rinforzo non agisce durante il passaggio del primo asse, una possibile ragione è che si deve sviluppare una certa deformazione, entro lo strato di base, al fine di attivare il rinforzo.

Un'ulteriore parametro che influenza la geogriglia, oltre alle proprietà ora definite, è lo spessore della base, come si vedrà nel seguente paragrafo.

Influenza combinata della geogriglia e della base sugli effetti indotti dal traffico e sul valore dell'angolo di distribuzione

I test condotti da Gabr (2001), rappresentati nella figura 5, prevedevano due spessori della base: 0,15 e 0,25m e tre condizioni di rinforzo (assenza di rinforzo, rinforzo con geogriglia B11 e rinforzo con geogriglia B12). Questi risultati possono essere usati per valutare l'influenza combinata della geogriglia e dello spessore dello strato di base sul traffico e sul valore dell'angolo di distribuzione. Poiché la relazione tra $1/\tan\alpha$ e $\log N$ è approssimativamente lineare (relazione 23), la relazione tra il numero di assi passanti e l'angolo di distribuzione del carico è caratterizzato da due parametri: i valori di $1/\tan\alpha$ per $N=1$ (e quindi per $1/\tan\alpha_1$) e la pendenza, λ , della linea retta (figura 5). Poiché $1/\tan\alpha_1 = 1,1$ per tutti i casi [relazione (24)], solo λ ha influenza sulla geogriglia di rinforzo e sullo spessore dello strato di base. Tali considerazioni sono deducibili osservando la figura 6 e possono essere riassunte nel modo seguente:

- Lo spessore di 0,25m dello strato di base riduce la pendenza, λ , della retta rispetto lo strato da 0,15m. Perciò la quota di riduzione dell'angolo di distribuzione del carico è inferiore per gli strati a maggiore spessore rispetto a quelli a spessore inferiore.
- L'influenza dello spessore della base su λ è inferiore per le geogriglie che hanno un elevato modulo di stabilità e apertura, come mostra il fatto che le curve, ottenute con diversi spessori dello strato di base, convergono all'incremento dei valori dei moduli di stabilità e apertura. Ciò è intuitivo perché il ruolo meccanico richiesto allo strato di base è minore quando si utilizzano geogriglie ad elevato modulo.

Una buona approssimazione dei dati sperimentali, evidenziati con i punti indicati nella figura 6, è data dalla seguente relazione:

$$\lambda = \frac{k}{\tan \alpha_1} = (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h} \right)^x \quad (33)$$

dove I = modulo di stabilità e apertura della geogriglia ($m N^\circ$); B, C, D e x = costanti non note.

I valori assunti dalle quattro costanti, operando per tentativi in modo da adattare la curva della figura 6, sono i seguenti:

$$B = 0.84, \quad C = 0.02, \quad D = -1.61, \quad \text{and } x = 1.5e^{-10J^4} \quad (34)$$

Il parametro C risulta molto piccolo e può essere trascurato

$$C \approx 0 \quad (35)$$

Per semplificare la costante x viene assunta pari a 1,5;

$$x = 1.5 \quad (36)$$

Inserendo i valori delle costanti nella (33) si ricalcola la funzione, ottenendo una nuova curva che necessita la ripetizione della procedura di approssimazione per determinare i nuovi valori assunti dalle costanti:

$$B = 0.84, \quad C \approx 0, \quad \text{and } D = -1.275 \quad (37)$$

Utilizzando $x = 1,5$, invece del valore dato dall'espressione della (34), ci si pone in una condizione conservativa perché λ aumenterà, come indicato dalla (33), il valore dell'angolo di distribuzione delle pressioni diminuirà [come indicato dalla (23) e (30)] e sarà richiesto un maggiore spessore della base, come ottenibile nella (14).

Sviluppo delle equazioni di progetto

Sviluppo delle equazioni teoriche

La (33) fornisce:

$$1 + k \log N = 1 + \tan \alpha_1 (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h}\right)^x \log N \quad (38)$$

quindi:

$$\frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = \frac{1}{\tan \alpha_0} + \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_0} (B + CJ + DJ^2) \left(\frac{r}{h}\right)^x \log N \quad (39)$$

Combinando le (27), (28), (36), (37) con la (39) si ha:

$$\frac{1 + k \log N}{\tan \alpha_0} = 1.26 + (0.96 - 1.46J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N \quad (40)$$

Combinando la (32) e la (40) si ottiene l'espressione che determina lo spessore richiesto allo strato di base:

$$h = \frac{1.26 + (0.96 - 1.46J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{[1 + 0.204(R_E - 1)]} \times \left[\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 \left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - \xi \left[-\omega \left(\frac{r}{h}\right)^n \right] \right\} N_c c_u}} - 1 \right] r \quad (41)$$

dove h = spessore dello strato di base (m); R_E = rapporto limitato superiormente tra moduli dello strato di base e del sottofondo; r = raggio equivalente del pneumatico (m); P = carico su ruota (kN).

La (41) è equivalente alla seguente relazione:

$$h = \frac{1.26 + (0.96 - 1.46J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{f_E} \left[\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u}} - 1 \right] r \quad (42)$$

dove f_E è dato dalla (22) e m dalla (13).

Si osservi che le (41) e (42) sono valide sia per il caso rinforzato che per quello non rinforzato; nel caso non rinforzato si porrà $I = 0$.

L'unica ulteriore differenza, tra il caso rinforzato e non rinforzato, è data dal fattore di capacità portante N_c .

Il risultato è stato ottenuto utilizzando i test condotti in laboratorio, per essere applicabile è necessario eseguire la calibrazione con riscontro dei dati ottenuti da prove condotte in sito. La procedura di calibrazione viene riportata nella seconda parte della presente memoria (Giroud e Han 2004).

Conclusioni

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.

Tali parametri sono: l'azione di interbloccaggio (interlock) geogriglia / materiale granulare, il valore del modulo piano di stabilità e apertura del rinforzo, il valore del modulo resiliente della base.

Per contro, come nella precedente teoria, si tiene conto: del volume del traffico, della pressione del pneumatico, della portanza del sottofondo, della profondità delle ormaie e dell'influenza esercitata dal tipo di rinforzo previsto (geotessile o geogriglia) sul possibile modo di rottura di una strada non pavimentata.

A differenza di prima, 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: la prima consisteva nel determinare lo spessore richiesto per una strada non rinforzata e non pavimentata, la seconda determinava la differenza di spessore tra il caso non rinforzato e rinforzato.

Inoltre il nuovo metodo di calcolo, che è stato sviluppato per le geogriglie, consente di utilizzare anche i geotessili o determinare lo spessore richiesto nel caso non rinforzato; a tale scopo occorrerà modificare alcuni dei parametri richiesti dal calcolo.

Note	
i simboli utilizzati hanno il seguente significato:	
A	= area equivalente di contatto del pneumatico;
B	= costante;
C	= costante;
CBR	= California bearing ratio;
CBR_{bc}	= California bearing ratio della base;
CBR_{sg}	= California bearing ratio del sottofondo;
c_u	= coesione non drenata del sottofondo;
D	= costante;
E_{bc}	= modulo resiliente della base;
E_{sg}	= modulo resiliente del sottofondo;
f_c	= fattore tra coesione non drenata e CBR del sottofondo;
f_E	= fattore di rapporto tra moduli;
f_{EBC}	= fattore tra modulo resiliente e CBR della base;
f_{ESG}	= fattore tra modulo resiliente e CBR del sottofondo;
f_s	= fattore eguale a 75mm, profondità dell'ormaja;
h	= spessore della base, generalmente, spessore richiesto allo strato di base;
I	= modulo di stabilità e apertura della geogriglia;
k	= costante;
m	= coefficiente di mobilitazione della capacità portante;
N	= numero di assi passanti;
N_c	= fattore di capacità portante;
n	= costante;
P	= peso applicato da una ruota nel caso di ruote singole e carico applicato da un set di due ruote nel caso di asse a ruote gemelle;
P_A	= peso su asse;
$P_{h=0}$	= peso su ruota che può essere sopportato dal sottofondo senza necessità di realizzare lo strato di base;
p	= pressione di contatto del pneumatico;
p_i	= tensione normale distribuita (pressione) nel piano di separazione tra sottofondo e base;
R_E	= rapporto tra moduli limitato superiormente tra il modulo della base e quello del sottofondo;
r	= raggio equivalente di contatto del pneumatico;
s	= profondità ormaia e, generalmente, profondità del ormaia ammissibile;
α	= angolo di distribuzione del carico;
α_0	= angolo di distribuzione del carico di riferimento, cioè angolo di distribuzione ottenuto da studi in laboratorio quando $E_{bc} = E_{sg}$;
α_1	= angolo di distribuzione del carico iniziale, cioè angolo di distribuzione del carico che si ha con un passaggio di un asse;
λ	= pendenza della retta del grafico indicato in figura 5;
ξ	= costante;
ω	= costante.

Bibliografia

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1993). Guide for design of pavement structures, Washington, D.C.
- Barber, V. C., Odom, E. C., and Patrick, R. W. (1978). "The deterioration and reliability of pavements." Technical Rep. S-78-8, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Burmister, D. M. (1958). "Evaluation of pavement systems of the WASHO road test by layered systems method." Bulletin 177, Highway Research Board, 26–54.
- Collin, J. G., Kinney, T. C., and Fu, X. (1996). "Full scale highway load test of flexible pavement systems with geogrid reinforced base courses." *Geosynthet. Int.*, 3(4), 537–549.
- Cox, A. D., Eason, G., and Hopkins, H. G. (1961). "Axially symmetric plastic deformations in soils." *Philos. Trans. R. Soc. London, Ser. A*, 254(1036), 1–45.
- Eason, G., and Shield, R. T. (1960). "The plastic indentation of a semiinfinite solid by a perfectly rough circular punch." *Z. Angew. Math. Phys.*, 11, 33–43.
- Fannin, R. J., and Sigurdsson, O. (1996). "Field observations on stabilization of unpaved roads with geosynthetics." *J. Geotech. Eng.*, 122(7), 544–553.
- Gabr, M. (2001). "Cyclic plate loading tests on geogrid reinforced roads." Research Rep. to Tensar Earth Technologies, Inc., NC State Univ.
- Gabr, M., and Dodson, R. E. (1998). "Stress distribution in geogrid reinforced foundations." Proc., Geo-Congress'98, Geotechnical Special Publication No. 76, ASCE, Reston, Va., 62–76.
- Geosynthetic Materials Association. (2000). "Geosynthetic reinforcement of the aggregate base/subbase courses of pavement structures." GMA White Paper II, prepared for AASHTO Committee 4E.
- Giroud, J. P., Ah-Line, C., and Bonaparte, R. (1985). "Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids." Polymer grid reinforcement, Thomas Telford Limited, London, 116–127.
- Giroud, J. P., and Han, J. (2004). "Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. II: Calibration and applications." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(8), 787–797.
- Giroud, J. P., and Noiray, L. (1981). "Geotextile-reinforced unpaved road design." *J. Geotech. Eng.*, 107(9), 1233–1254.
- Hammitt, G. M. (1970). "Thickness requirement for unsurfaced roads and airfields, bare base support, Project 3782-65." Technical Rep. S-70-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.
- Heukelom, W., and Klomp, A. J. G. (1962). "Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction." Proc., 1st Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements, Univ. of Michigan, 667–679.
- Kinney, T. C. (2000). Standard test method for determining the "Aperture Stability Modulus" of a geogrid, Shannon & Wilson, Inc., Seattle.
- Knapton, J., and Austin, R. A. (1996). "Laboratory testing of reinforced unpaved roads." *Earth reinforcement*, H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 615–618.
- Lawton, E. C. (1996). "Section 5A: Nongrouting techniques." Practical foundation engineering handbook, R. W. Brown, ed. in chief, McGraw-Hill, New York.
- Milligan, G. W. E., Jewell, R. A., Housby, G. T., and Burd, H. J. (1989a). "A new approach to the design of unpaved roads—Part I." *Ground Eng.*, 22(3), 25–29.
- Milligan, G. W. E., Jewell, R. A., Housby, G. T., and Burd, H. J. (1989b). "A new approach to the design of unpaved roads—Part II." *Ground Eng.*, 22(8), 37–42.
- Perkins, S. W. (1999). "Geosynthetic reinforcement of flexible pavements: Laboratory based pavement test sections." Final Rep., FHWA/MT-99-001/8138, 140 pp.
- Sigurdsson, O. (1991). "Geosynthetic stabilization of unpaved roads on soft ground: A field evaluation." MS thesis, Univ. of British Columbia, 149 pp.
- The Tensar Corporation. (1996). "Design guideline for flexible pavement with tensar geogrid reinforced base courses." Tensar Technical Note (TTN:BR96), 77 pp.
- The Tensar Corporation. (1998). "A review of geosynthetic functions and applications in paved and unpaved roads." Tensar Technical Note (TTN: BR11), 45 pp.
- Tingle, J. S., and Webster, S. L. (2003). "Review of corps of engineers design of geosynthetic reinforced unpaved roads." Presentation and CD-Rom Publication at the TRB 82nd Annual Meeting, Washington, D.C., 24 pp.
- Webster, S. L. (1992). "Geogrid reinforced base courses for flexible pavements for light aircraft: Test section construction, behavior under traffic, laboratory tests, and design criteria." Final Rep., DOT/FAA/ RD-92/25, U.S. Department of Transportation and Federal Aviation Administration, 91 pp.
- Yoder, E. J., and Witczak, M. W. (1975). Principles of pavement design, 2nd Ed., Wiley, New York.



Parte II^a

**Calibrazione e
applicazioni**

Introduzione

I recenti test di laboratorio e le prove condotte in sito (Fannin e Sigurdsson 1996; Knapton e Austin 1996; Gabr 2001; Tingle e Webster 2003) hanno evidenziato la necessità di migliorare il metodo di calcolo utilizzato nel dimensionamento di strade non pavimentate rinforzate. È essenziale che i metodi di calcolo proposti siano sempre calibrati e verificati con appropriate prove in sito. Sotto tale ottica è stato possibile sviluppare un metodo che tenga conto dei seguenti parametri: la distribuzione delle tensioni, la resistenza dello strato di base, l'azione di interbloccaggio (interlock) tra il geosintetico e il materiale granulare, la rigidità del geosintetico, il volume del traffico, la pressione dei pneumatici, la portanza del sottofondo, la profondità delle ormaie e l'influenza del geosintetico (geotessile o geogriglia) sul possibile modo di rottura di una strada non pavimentata.

Gli Autori (Giroud e Noiray 2004), tenendo conto degli elencati parametri, hanno potuto determinare la correlazione che fornisce lo spessore richiesto a una base granulare nel caso si debba realizzare una strada non pavimentata; il valore è pari a:

$$h = \frac{1.26 + (0.96 - 1.46J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{f_E} \left[\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u}} - 1 \right] r \quad (1)$$

dove h = spessore dello strato di base (m); P = carico su ruota (kN); N = numero di assi passanti; I = modulo di stabilità e apertura della geogriglia (con $I = 0$ se vi è assenza di rinforzo o se è impiegato un geotessile); r = raggio equivalente del pneumatico (m), che può essere determinato dalla (3) ottenuta nella la parte e pari a:

$$r = \sqrt{\frac{P}{\pi p}} \quad (2)$$

p = pressione di contatto del pneumatico.

Il valore della coesione non drenata del sottofondo, c_u , può essere determinato utilizzando la (5) ossia:

$$c_u = f_c CBR_{sg} \quad (3)$$

dove c_u = coesione non drenata del terreno di sottofondo in kPa; CBR_{sg} = CBR del terreno di sottofondo; f_c = fattore eguale a 30kPa.

Il coefficiente di mobilitazione della capacità portante, m , è valutato attraverso la seguente relazione:

$$m = \left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - \xi \exp\left[-\omega \left(\frac{r}{h}\right)^n\right] \right\} \quad (4)$$

dove s = profondità ammissibile dell'ormai scelta dal progettista nel intervallo 50mm – 100mm (mm); f_s = fattore pari a 75mm, ξ , ω e n sono parametri da calibrarsi con dati sperimentali.

Il fattore del rapporto tra moduli f_E è espresso dalla seguente relazione:

$$f_E = 1 + 0.204(R_E - 1) \quad (5)$$

dove R_E è il rapporto limitato superiormente tra moduli definito da:

$$R_E = \min\left(\frac{E_{bc}}{E_{sg}}, 5.0\right) = \min\left(\frac{3.48 CBR_{bc}^{0.3}}{CBR_{sg}}, 5.0\right) \quad (6)$$

dove CBR_{bc} = indice del CBR dello strato di base; CBR_{sg} = indice CBR del sottofondo; E_{bc} = modulo resiliente della base; E_{sg} = modulo resiliente del sottofondo.

Sulla base delle considerazioni tratte nella prima parte, si ricorda come il fattore della capacità portante assuma diversi valori possibili a seconda del tipo di rinforzo previsto. Precisamente si assumerà il valore $N_c = 3,14$ per strade non rinforzate non pavimentate; $N_c = 5,14$ per rinforzi con geotessili, $N_c = 5,71$ per rinforzi con geogriglie.

Calibrazione delle equazioni di progetto

Calibrazione delle equazioni usando i dati ottenuti in sito

Introduzione

I valori numerici delle costanti che compaiono al numeratore della (1) furono ottenuti da Gabr (2001) mediante prove di laboratorio con piastra applicando dei carichi ciclici. Poiché i dati ottenuti in laboratorio spesso si dimostrano non rappresentativi è necessario operare una calibrazione in sito. Nel caso specifico, saranno soggetti a tale operazione le costanti ξ , ω e n ; a tale scopo la (1) può essere espressa nel modo seguente:

$$h^* = a + (b - dJ^2) \left(\frac{r}{h} \right)^{1.5} \log N \quad (7)$$

dove $a = 1,26$, $b = 0,96$, $d = 1,46$ e h^* = valore normalizzato dello spessore della base definito da

$$h^* = h f_E r \left[\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c f_C CBR_{sg}} - 1} \right]^{-1} \quad (8)$$

Si noti che nella (8), c_u , è stato sostituito dal prodotto $f_C CBR_{sg}$, in accordo con la (3). Si richiede tale passaggio perché i dati ottenuti da Hammitt, che verranno usati nell'operazione di calibrazione, erano funzione del CBR del sottofondo e non espressi in funzione della coesione non drenata.

Calibrazione delle costanti a e b

La calibrazione della (7) è stata fatta utilizzando i dati raccolti in sito da Hammitt (1970) nel caso di strade non pavimentate e non rinforzate. La scelta di utilizzare tali valori è stata fatta dagli Autori perché, ad oggi, rappresenta la serie di dati più completa ottenuta da prove eseguite in sito per strade non pavimentate e non rinforzate.

Però i tests di Hammitt interessavano una struttura priva di rinforzo, e quindi diversa dal presente studio, pertanto vi è la necessità di porre il parametro $l = 0$ nella (7) e operare il processo di calibrazione solo sulle costanti a e b . Per quanto riguarda la calibrazione della costante d , essa richiede uno speciale approccio che verrà trattato più avanti.

Inoltre, di seguito, verranno esaminati alcuni case studies inerenti ad esperienze in sito di strade non pavimentate rinforzate e ad esse si applicherà il presente metodo di progettazione calibrato, al fine di rilevarne le eventuali imprecisioni.

Come noto dalla prima parte, il metodo di calcolo presume che il possibile modo di rottura del sottofondo sia controllato dal relativo fattore. Perciò, utilizzando i dati ottenuti da Hammitt (1970), bisognerà escludere tutti i risultati ottenuti con meccanismo di rottura entro lo strato di base.

Il metodo utilizzato per comprendere quali, tra i dati ottenuti da Hammitt, interessavano un meccanismo di cedimento interno alla base (e quindi che non coinvolgeva il sottofondo) fu il seguente.

Hammitt presentò dei grafici di progetto che stimavano il numero di assi passanti che potevano essere sopportati da una superficie non asfaltata (come il caso di un sottofondo privo dello strato di base) utilizzando come parametri noti il valore del peso su ruota, o della pressione di gonfiaggio del pneumatico, e dal CBR del terreno. Usando tali grafici è possibile stimare il numero di passaggi asse che possono essere sopportati da uno strato granulare (base), caratterizzato da un dato valore del CBR.

Quindi, utilizzando tali grafici su tutta la serie di dati ottenuti da Hammitt, si è provveduto a calcolare il numero di assi passanti e si verificava se esso era superiore o inferiore al numero di passaggi eseguiti in sito. Venivano eliminati tutti i risultati in cui il numero di assi passanti era superiore a quelli di calcolo in quanto implicavano un probabile rottura entro lo strato granulare di base. Sui dati rimanenti si poteva applicare il processo di calibrazione tramite back analisi utilizzando la relazione valida per il caso non rinforzato.

Come indicato nella figura 1, la regressione lineare applicata alla (7) ha dato i seguenti valori:

$$a_{\text{field}} = 0.866 \quad \text{e} \quad b_{\text{field}} = 0.663 \quad (9)$$

dove a_{field} e b_{field} = valori di a e b ottenuti dalla calibrazione dei dati dei test eseguiti in sito.

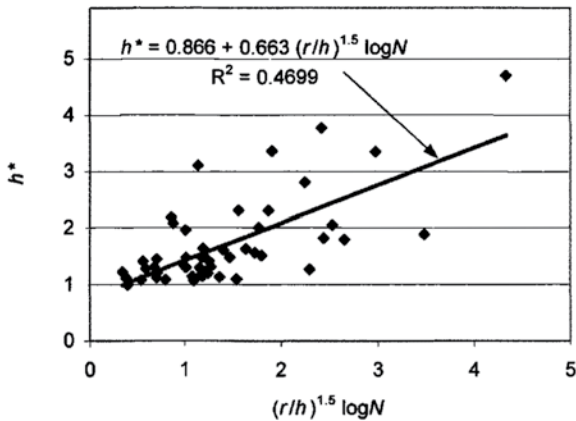


Fig. 1 • Determinazione delle costanti a e b

Calibrazione del fattore di mobilitazione della capacità portante

La costante ξ dovrebbe assumere un valore prossimo a 1,0 perché m tende a zero quando il rapporto r/h tende a zero. Al fine di evitare l'insorgere di un'instabilità numerica, a piccoli valori del rapporto r/h , la costante ξ è stata assunta pari a 0,90 anziché 1,0.

La determinazione delle costanti ω e n viene di seguito descritta.

La calibrazione del metodo, utilizzando due tipi di test diversi in sito e in laboratorio (in sito con carichi su ruota e in laboratorio mediante prove su piastra con carichi ciclici) richiede la definizione di una relazione tra i due tipi di tests. A tale proposito si assume che nel grafico $1/\tan\alpha - \log N$ le due condizioni di carico avranno andamento parallelo. Per stabilire la relazione di parallelismo, i valori di ω e di n sono stati modificati sino a quando non è stato possibile ottenere dei grafici paralleli. Successivamente, tra la serie di valori di ω e n ottenuti, si è scelta quella coppia che dava il maggior valore del coefficiente di correlazione multipla, R^2 .

I valori così ottenuti per ω e n risultano rispettivamente pari a 1,0 e 2,0. Non è stata trovata alcuna spiegazione teorica del fatto che questi due parametri assumano dei valori così semplici.

A seguito della calibrazione la (4) diventa:

$$m = \left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right] \right\} \quad (10)$$

Il campo di variabilità del coefficiente m verrà discusso più avanti.

Calibrazione della costante d

I test condotti in sito da Hammitt (1970) sono stati reputati più rappresentativi dei test eseguiti in laboratorio da Gabr (2001), ma essi non permettono la calibrazione della costante d che compare nella (7).

A tale scopo si è seguito il seguente approccio:

- si calcola il valore del rapporto tra i valori a_{field} , derivati dai test in sito, e i valori a_{lab} , ottenuti in laboratorio, e tra b_{field} e b_{lab} ;
- dei valori dei rapporti così determinati si è fatta la media;
- il valore del rapporto medio è stato utilizzato per calcolare un nuovo valore di d dal valore di d_{lab} ottenuto in laboratorio. Il valore di d così ottenuto è considerato rappresentativo delle condizioni esistenti in sito.

Il rapporto tra i valori in sito e in laboratorio sono i seguenti:

$$\frac{a_{field}}{a_{lab}} = \frac{0.866}{1.26} = 0.687 \quad (11)$$

$$\frac{b_{field}}{b_{lab}} = \frac{0.663}{0.96} = 0.691 \quad (12)$$

Si osservi come i valori dei rapporti dei due parametri sia simile. Per ottenere d si prende il valore medio del rapporto (pari a 0,689):

$$d_{\text{fieldback}} = 0.689(-1.46) = -1.006 \quad (13)$$

dove $d_{\text{fieldback}}$ = valore di d calcolato con back analisi rappresentativo delle condizioni esistenti in sito.

Ulteriore calibrazione delle costanti a e b

Per coerenza di calibrazione del parametro d , è richiesta un'ulteriore calibrazione dei parametri costanti a_{field} e b_{field} tramite back analisi ottenendo:

$$a_{\text{fieldback}} = 0.689 \times 1.26 = 0.868 \quad (14)$$

$$b_{\text{fieldback}} = 0.689 \times 0.96 = 0.661 \quad (15)$$

dove $a_{\text{fieldback}}$ e $b_{\text{fieldback}}$ = valori di a e b calcolati con regressione per adattarli alle condizioni in sito.

In tal modo si ha che $a_{\text{fieldback}}$ $b_{\text{fieldback}}$ $d_{\text{fieldback}}$ sono la migliore calibrazione dei parametri a , b , d .

Equazioni di calcolo

Utilizzando i valori di $a_{\text{fieldback}}$ $b_{\text{fieldback}}$ $d_{\text{fieldback}}$ nella (7) e combinandola con la (8) si ottiene:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{f_E} \times \left[\sqrt{\frac{P/(\pi r^2)}{m N_c f_c CBR_{sg}} - 1} \right] r \quad (16)$$

Il fattore del rapporto tra moduli f_E è definito dalla (5) e il fattore di mobilitazione della capacità portante m è definito dalla (10). Combinando le (5) (10) (16) si ottiene:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{1 + 0.204[R_E - 1]} \times \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right]\right\} N_c f_c CBR_{sg}} - 1} \right] r \quad (17)$$

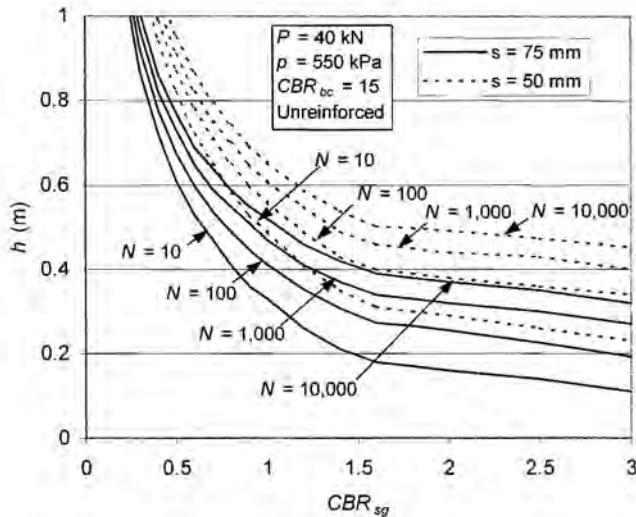
dove h = spessore richiesto alla base (m); I = modulo di stabilità e apertura della geogriglia (m N°); N = numero di assi passanti; P = carico su ruota (kN); r = raggio equivalente del pneumatico (m); R_E = rapporto tra moduli limitato superiormente [dato dalla (6)]; s = profondità ammissibile dell'ormaia, scelta dal progettista nell'intervallo 50mm – 100mm (mm); f_s = fattore pari a 75mm; N_c = fattore di capacità portante; f_c = fattore pari a 30kPa [vedasi la (3)]; CBR_{sg} = indice CBR del sottofondo.

In accordo con la (2) $P/(\pi r^2)$ è uguale alla pressione di contatto del pneumatico che è prossima al valore della pressione di gonfiaggio.

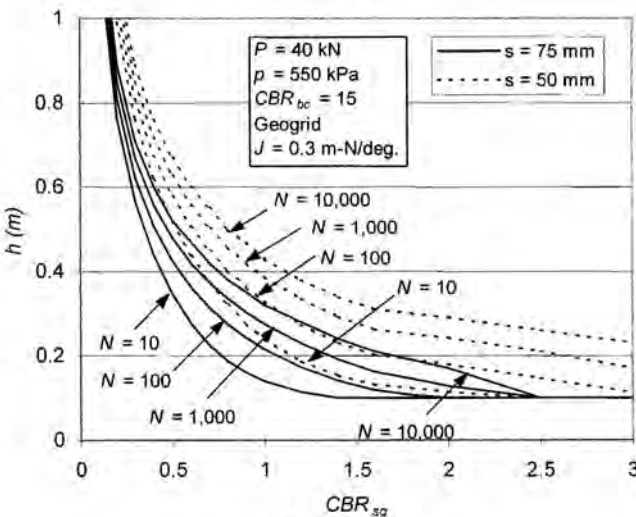
Si osservi che le (16) e (17) sono espresse in funzione del CBR del sottofondo. Se la portanza del sottofondo è definita attraverso il valore della coesione non drenata, è possibile modificarla, basta ricordarsi della (3) e si ottiene:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{f_E} \left[\sqrt{\frac{P}{\pi r^2 m N_c c_u} - 1} \right] r \quad (18)$$

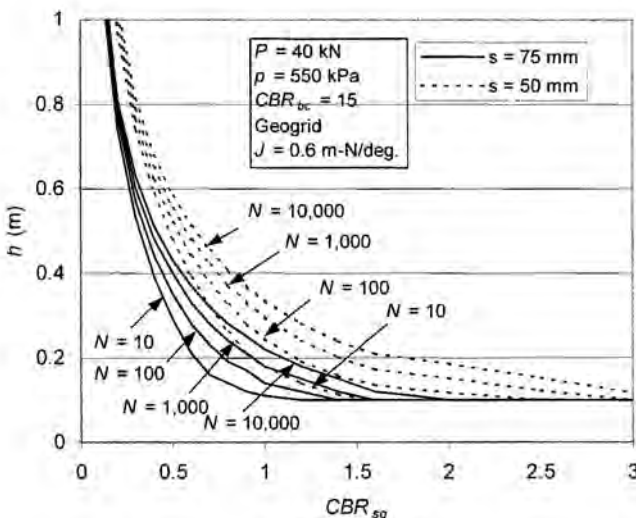
$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N}{1 + 0.204[R_E - 1]} \times \left[\sqrt{\frac{\frac{P}{\pi r^2}}{\left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right]\right\} N_c c_u} - 1} \right] r \quad (19)$$



(a) Unreinforced



(b) $J = 0.3 \text{ m-N/deg.}$



(c) $J = 0.6 \text{ m-N/deg.}$

Fig. 2• Grafici di progetto per strade non pavimentate rinforzate con geogriglie

Le (16) e (17) sono più accurate delle (18) e (19) in quanto la calibrazione non è stata applicata alle relazioni derivate dalla (3) ed espresse in funzione del CBR di sottofondo.

Le (18) e (19) dovrebbero utilizzarsi solo nel caso in cui la relazione tra coesione non drenata e CBR del sottofondo segua la legge espressa dalla (3).

Le (16) e (17) sono equivalenti alle (18) e (19). Poiché lo spessore h della base appare nelle (16) (19) è richiesto un processo di iterazione per determinare h .

Si osservi che le (16) (19) sono da ritenersi valide sia per il caso rinforzato che per il caso non rinforzato di strade non pavimentate. A tale proposito bisognerà usare i seguenti parametri per differenziare i diversi casi: per strade non pavimentate $I = 0$ e $N_c = 3,14$. Per un geotessile di rinforzo $I = 0$ e $N_c = 5,14$. Per una geogriglia di rinforzo $I > 0$ e $N_c = 5,71$.

Sono stati redatti dei grafici di progettazione derivanti dall'applicazione della (17) e riportati nella figura 2.

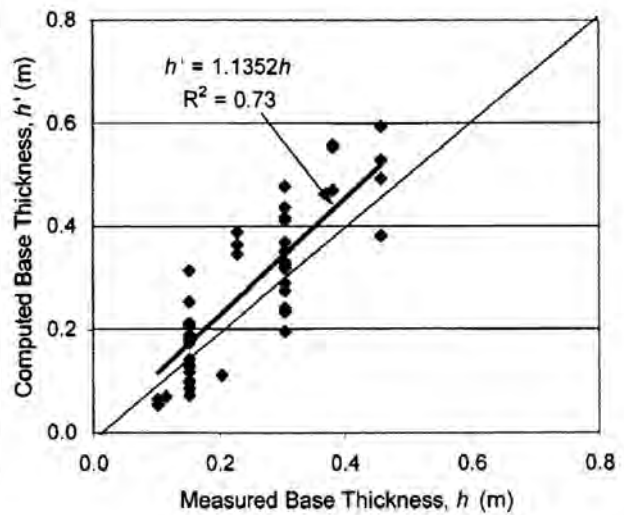


Fig. 3• Asse delle y spessore della base calcolato h' ; asse delle x spessore della base misurato h

Lo spessore di un strada non pavimentata e non rinforzata si calcola usando la (16) o la (17); la figura 3 riporta la comparazione tra la gli spessori h ottenuti dal calcolo con quelli sperimentali di Hammitt (1970). Il confronto indica che la (16) o la (17) fornisce un valore 0,73 per il coefficiente di correlazione multipla R^2 .

Hammitt, utilizzando i dati sperimentali con le equazioni da lui ipotizzate, ottenne per R^2 il valore di 0,29.

La (16) o la (17) apportano un notevole miglioramento del calcolo eseguito da Hammitt.

Il carico su ruota, P , può essere determinato in funzione dello spessore della base, usando le relazioni derivate dalle (16) (19):

$$P = \pi r^2 m N_c f_C CBR_{sg} \times \left[1 + \frac{\left(\frac{h}{r}\right) f_E}{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N} \right]^2 \quad (20)$$

$$P = \pi r^2 \left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right] \right\} N_c f_C CBR_{sg} \times \left[1 + \frac{\left(\frac{h}{r}\right) [1 + 0.204(R_E - 1)]}{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N} \right]^2 \quad (21)$$

$$P = \pi r^2 m N_c c_u \times \left[1 + \frac{\left(\frac{h}{r}\right) f_E}{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N} \right]^2 \quad (22)$$

$$P = \pi r^2 \left(\frac{s}{f_s}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp\left[-\left(\frac{r}{h}\right)^2\right] \right\} N_c c_u \times \left[1 + \frac{\left(\frac{h}{r}\right) [1 + 0.204(R_E - 1)]}{0.868 + (0.661 - 1.006J^2) \left(\frac{r}{h}\right)^{1.5} \log N} \right]^2 \quad (23)$$

la (20) e la (21) sono equivalenti alle (22) (23). Si osservi come non è necessario eseguire il processo di iterazione per le (20) (23).

Discussione

Profondità ammissibile dell'ormiaia e fattore di mobilitazione della capacità portante

Come detto in precedenza, si considera un valore della profondità ammissibile di 75mm. Il progettista può scegliere un valore diverso, maggiore o minore del valore considerato. A parità delle altre condizioni, se il progettista si orienta verso un valore maggiore di 75mm è necessario verificare che la deformazione, nel piano di separazione tra sottofondo e base, sia inferiore a 75mm in quanto tale è l'ipotesi assunta come condizione di equilibrio limite del terreno di sottofondo. Ciò si verifica controllando che il coefficiente di mobilitazione della capacità portante m sia non superiore all'unità. Se ciò non si verifica, ossia $m > 1$, è necessario incrementare lo spessore della base oppure ridurre la profondità dell'ormiaia ammissibile.

Un altro approccio (equivalente al controllo del fattore $m < 1$) consiste nel verificare che lo spessore della base sia maggiore di un valore minimo, h_{min} , dato dalla seguente relazione, derivata dalla (10):

$$h_{min} = \frac{r}{\sqrt{\ln\left(\frac{0.9}{1 - \frac{f_s}{s}}\right)}} \quad (24)$$

Per un dato valore ammissibile dell'ormiaia $s = 100\text{mm}$, la (24) indica che il minimo valore dello spessore della base è $0,884r$. Se il raggio equivalente è $0,15\text{m}$ (valore tipicamente assunto), lo spessore minimo della base è di $0,13\text{m}$.

Da un punto di vista pratico, si può assumere una profondità ammissibile dell'ormiaia di 100mm se lo spessore della base è maggiore o eguale al raggio equivalente del carico su ruota.

Il grafico riportato nella figura 4 mostra il coefficiente m , fattore di mobilitazione della capacità portante, in funzione del rapporto r/h e del valore della profondità dell'ormiaia ammissibile s . Questo grafico indica anche lo spessore minimo richiesto allo strato di base per $s = 80, 90$ e 100mm ($h_{min} = 0,612r, 0,770r$ e $0,884r$ rispettivamente). Nel grafico della figura 4 non sono indicate ormaie ammissibili inferiori a 50mm o superiori 100mm perché, nella procedura di calcolo adottata, ciò non è previsto (come già spiegato in precedenza nella presente pubblicazione). Inoltre non vi sono sufficienti dati desunti da prove in sito per utilizzare valori di ormaie al di fuori di tale intervallo.

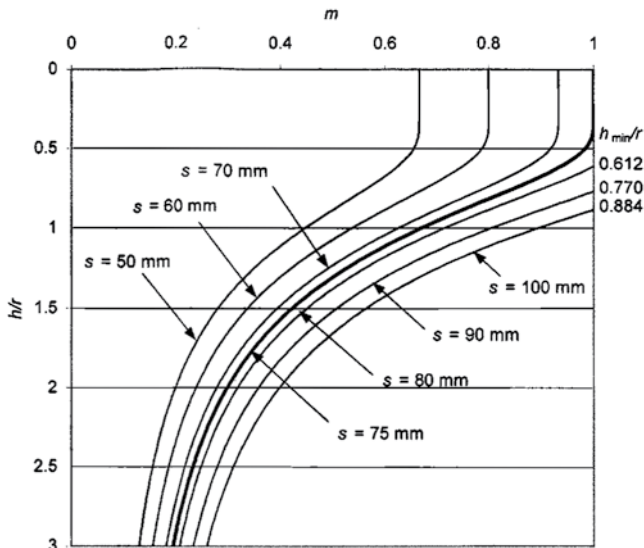


Fig. 4• Fattore di mobilitazione della capacità portante, m

Necessità di rinforzare e necessità di uno strato di base

Se il carico su ruota è inferiore alla capacità portante del sottofondo, non vi è alcuna necessità di operare un rinforzo. La capacità portante del sottofondo è ottenibile dalla (25) [derivata dalla (23) per $h = 0$] o dalla (26) [derivata dalla (21) per $h = 0$], con $N_c = 3,14$.

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{f_s} \right) \pi r^2 N_c c_u \quad (25)$$

$$P_{h=0} = \left(\frac{s}{f_s} \right) \pi r^2 N_c f_c CBR_{sg} \quad (26)$$

dove $f_s = 75\text{mm}$; s = profondità ammissibile dell'ormaja scelta dal progettista (mm); CBR_{sg} = CBR del sottofondo; c_u = coesione non drenata del sottofondo; N_c = fattore di capacità portante; r = raggio equivalente del pneumatico (m); f_c = fattore eguale a 30kPa.

Simbolicamente la capacità portante, calcolata in condizioni non rinforzate, sarà indicata come $P_{h=0}$, il suo valore è indipendente dal numero di assi passanti. In teoria non è richiesto uno spessore della base in questo caso, comunque è sempre consigliabile prevedere un valore minimo di 0,10m.

Se nelle (25) o (26) si pone un valore di $N_c = 5,14$ (per geotessile) o un valore di $N_c = 5,71$ (per geogriglia), si otterrà un diverso valore della capacità portante (rispettivamente indicato con $P_{h=0, GTX}$ per il geotessile e con $P_{h=0, GGD}$ per la geogriglia). Confrontando tale valore con la sollecitazione rappresentata dal valore del carico su ruota si scopre che esso può essere assorbito direttamente dal geotessile o dalla geogriglia, senza che vi sia la necessità di creare uno strato di materiale granulare.

Come in precedenza, anche il valore $P_{h=0, GTX}$ oppure $P_{h=0, GGD}$ è indipendente dal numero di assi passanti. In realtà il geotessile o la geogriglia, potrebbero danneggiarsi e deteriorarsi a seguito del transito diretto del traffico, è quindi consigliabile prevedere un valore minimo dello spessore di ricoprimento granulare pari ad almeno 0,10m.

Si osservi che esistono tre casi in cui è possibile determinare un valore negativo dello spessore di materiale granulare. In generale, il valore negativo si ottiene quando l'altezza h è determinata usando la (16) (19) per le seguenti ragioni: (1) per un carico su ruota inferiore di $P_{h=0 unreinforced}$ nel caso di una base non rinforzata; (2) per un carico su ruota inferiore a $P_{h=0, GTX}$ nel caso di una base rinforzata con geotessili; (3) per un carico su ruota inferiore a $P_{h=0, GGD}$ nel caso di una geogriglia di rinforzo dello strato di base. In tutti questi casi si raccomanda di prevedere la stesa di uno spessore minimo di materiale granulare pari a 0,10m.

Limiti del metodo presentato in questo studio

Come indicato in precedenza, la validità del metodo presentato nella presente pubblicazione è limitato con la profondità delle ormaie variabili tra 50 e 100mm. Una sua estensione può essere applicata solo a seguito di ulteriori studi condotti in sito in modo da ampliare i dati originari.

La (3) è valida solo se il CBR del sottofondo è inferiore al 5,0% e la (6) è valida se il CBR del sottofondo è inferiore al 10,0%. Pertanto, il metodo di calcolo è da ritenersi valido per valori del CBR del sottofondo inferiori al 5,0%. Tale vincolo non comporta una limitazione restrittiva perché le strade non pavimentate sono generalmente costruite su sottofondi aventi valori di CBR inferiori al 3%.

Il rapporto tra i moduli della base e del sottofondo è limitata superiormente dal valore 5,0. Questo limite può essere aumentato incrementando il valore del modulo della base. Ciò può essere ottenuto se la presenza della geogriglia, posta tra la superficie di separazione tra il sottofondo e la base, consente un miglior grado di addensamento. L'incremento di addensamento produce un ulteriore beneficio che è quello di incrementare la capacità portante della base e quindi di evitare il fenomeno di rottura entro lo strato granulare soprastante la geogriglia, come è confermato dagli studi condotti da Wayne et al. (1998). Questi studi sono da considerarsi non conclusivi in quanto si basavano su condizioni di carico statico. Per assumere valori superiori a 5,00 il progettista dovrebbe avvalersi di studi specifici inerenti alla verifica della funzione del rinforzo nell'incremento del grado di compattazione e quindi sull'incremento del modulo e della capacità portante dello strato di base.

Dal punto di vista matematico, non vi sono limitazioni nel metodo nei riguardi del numero di assi passanti. Le (16) (19), che danno lo spessore della base, e le (20) (23), che danno il carico su ruota supportabile da una data base, possono essere usate con qualunque valore di N da uno all'infinito, anche se il massimo valore di traffico, per una strada non pavimentata, normalmente viene assunto pari a 100.000 assi passanti. Se si ha un numero di passaggi maggiori, generalmente si prevede la realizzazione di uno strato di base di spessore maggiore, come viene indicato nei grafici di progetto rappresentati nella figura 2. Un maggiore valore dello spessore della base può causare una prematura rottura a livello di sottofondo, in tal caso è bene assumere un numero di passaggi pari al numero di passaggi massimi che possono transitare su quello strato di base. I grafici di progetto sviluppati da Hammitt (1970) possono essere utilizzati a tale scopo, ricordandosi però che sono stati ottenuti nel caso non rinforzato. Si è già osservato come la presenza della geogriglia consenta un miglior livello di addensamento del materiale granulare di base, pertanto la capacità portante di una base rinforzata risulterà superiore a quella non rinforzata e quindi il numero di assi passanti risulterà superiore alla limitazione prevista per il caso non rinforzato.

Un'altra limitazione è data dal fatto che non si tiene conto dell'effetto membrana tensionata, ma ciò non produce alcuna influenza sul valore dello spessore della base quando la profondità dell'ormai ammissibile è inferiore ai 100mm.

Nel metodo di calcolo, l'influenza della geogriglia di rinforzo agisce secondo due livelli: sull'incremento del fattore della capacità portante $N_c = 5,71$ e sul modulo di stabilità e apertura I . L'incremento di N_c implica che l'interbloccaggio (interlock), tra la geogriglia e il materiale granulare della base, sia sufficiente a generare le massime sollecitazioni taglianti di verso convergente tra sottofondo / base.

Il modulo di stabilità e apertura è stato posto in correlazione con il valore dell'angolo di distribuzione del carico, in tal modo si migliora la capacità della base a distribuire le tensioni normali nello strato.

Nel presente studio si è assunto che tutte le geogriglie siano in grado di fornire un sufficiente interlock con il materiale granulare della base, ciò giustifica l'uso del valore $N_c = 5,71$.

Quindi l'unico modo per differenziare le diverse geogriglie, applicando la teoria sviluppata nel presente studio, è quello di confrontare i valori del modulo di stabilità e apertura, direttamente connesso con il valore dell'angolo di distribuzione del carico.

La realtà è molto più complessa in quanto sia il grado di interlock quanto la capacità dello strato di base a distribuire le tensioni normali, sono funzione di diversi proprietà della geogriglia come: lo spessore, la rigidità, la forma della nervatura, le dimensioni, la forma e la rigidità delle maglie di apertura, la resistenza delle giunzioni e il modulo di deformazione a trazione a bassi valori di allungamento della geogriglia.

Un metodo di calcolo dovrebbe tenere conto di tutte queste proprietà ma ciò complicherebbe notevolmente la possibilità di trovare una correlazione tra tutti questi parametri. Il metodo presentato, anche se ha richiesto una lunga analisi per il suo sviluppo, è estremamente facile da usarsi e applicarsi. Comunque una possibile limitazione del presente studio è quella che deve essere usato con cautela quando le geogriglie hanno prestazioni molto diverse da quelle assunte nella presente pubblicazione, che sono state testate in laboratorio e in sito per la calibrazione del metodo. Questi vincoli compaiono nel termine $0,661 - 1,006I^2$ inserito nella (17). Esso deve essere maggiore di 0 e quindi si richiede che le geogriglie forniscano un valore del modulo di stabilità e apertura inferiore a $0,8m \text{ N}^\circ$. Qualora si impieghino valori superiori a $0,8m \text{ N}^\circ$ sono richieste nuove sperimentazioni in sito e in laboratorio per calibrare il metodo di calcolo.

Comparazione dei metodi

Nel metodo presentato lo spessore richiesto, ad una base di una strada non pavimentata rinforzata, è determinato usando un'unica relazione. Per contro, nel metodo di Giroud e Noiray (1981) e Giroud et al. (1985), lo spessore richiesto era determinato in due fasi: la prima fase prevedeva di calcolare lo spessore della base nel caso non rinforzato, la seconda fase calcolava la differenza tra lo spessore non rinforzato e quello rinforzato. L'uso di un'unica relazione è il principale beneficio teorico / pratico rispetto al metodo a due fasi.

Il metodo non considera l'effetto membrana tensionata. A tale proposito Giroud et al. (1985) svilupparono delle teorie di calcolo e stabilirono che essa è trascurabile per profondità delle ormaie di 75mm mentre produce un beneficio, pari alla riduzione del 10% dello spessore della base, se la profondità raggiunge valori di 100mm. Nel presente studio, essendo la massima profondità di ormaia ammissibile inferiore ai 100mm, si può considerare trascurabile l'apporto fornito dall'effetto membrana tensionata.

Un altro metodo di calcolo di strade non pavimentate ancora usato da diverse agenzie governative degli Stati Uniti fu pubblicato da Steward et al. (1977). Il metodo si compone di due fasi: (1) uso della teoria dell'elasticità per un mezzo omogeneo (equazioni derivate da Boussinesq) per la determinazione della sollecitazione verticale p_i agente sulla superficie di separazione tra lo strato di base e il sottofondo, indotta dal carico su ruota applicato in superficie; (2) determinazione della capacità portante del sottofondo, per il caso di terreni saturi non drenati ($p_i \leq N_c c_u$). Essenzialmente il metodo di Steward et al. consiste nell'uso della (11) senza il termine m e dove la $\tan \alpha$ è sostituita dalla sollecitazione calcolata usando la teoria dell'elasticità. Il metodo di Steward et al. non tiene conto direttamente del passaggio del traffico ma in modo indiretto perché consiglia l'uso di diversi valori del fattore di capacità portante N_c a seconda delle condizioni di passaggio, considerando: (1) $N_c = 3,3$ per fondazioni non rinforzate, $N_c = 6,0$ per fondazioni rinforzate con geotessili con un passaggio di assi da 80kN inferiori a 100, (2) $N_c = 2,8$ per fondazioni non rinforzate e $N_c = 5,0$ per fondazioni rinforzate con geotessili soggette ad un passaggio dell'asse da 80kN maggiori a 1.000. Si comprende come il fatto di modificare il fattore di capacità portante, in funzione del traffico passante, sia alquanto arbitraria. Gli Autori della presente pubblicazione considerano che il valore del fattore di capacità portante deve essere stabilito fondandosi su precise analisi e non può essere adattato per pure esigenze di calcolo. Per quanto riguarda l'uso dei geosintetici, il metodo di Steward non lo prevedeva e quindi non è possibile quantificare i benefici ottenuti dal interlocking tra la geogriglia e il materiale granulare di base né eseguire un dimensionamento.

Applicazioni

Procedura di calcolo

Di seguito viene indicata la procedura da seguirsi per il calcolo dello spessore di una strada non pavimentata rinforzata e non rinforzata.

Step preliminare: calcolare il raggio equivalente di contatto del pneumatico usando la (2) e fissare il valore della profondità dell'ormiaia ammissibile (ad esempio 75mm). Se è noto il valore del CBR del sottofondo ed è incognito il valore della coesione non drenata, si può usare la correlazione fornita dalla (3).

Step 1: verificare se il terreno di sottofondo possiede la necessaria capacità portante a sostenere il carico su ruota senza impiegare un rinforzo. A tale scopo bisognerà confrontare il valore P , del carico su ruota, con il valore della capacità portante del sottofondo determinato con le (25) o (26) ponendo $N_c = 3,14$. Come indicato in precedenza, il valore della capacità portante così calcolato è $P_{h=0, unreinforced}$ che è indipendente dal numero di passaggi asse.

Se $P < P_{h=0, unreinforced}$ non è necessario realizzare lo strato di base; si rammenta che è comunque consigliabile prevedere la posa di uno strato di materiale granulare avente spessore minimo di 0,10m (per prevenire il disturbo del sottofondo indotto dal passaggio dei mezzi).

Se $P < P_{h=0, unreinforced}$ il metodo di calcolo si ferma qui.

Se $P > P_{h=0, unreinforced}$ si richiede la realizzazione di uno spessore di base granulare o la stesa di un geosintetico che riduca la qualità e lo spessore richiesto. In tal caso il metodo continua con il passo successivo.

Step 2: calcolo dello spessore richiesto alla base per il caso rinforzato e non rinforzato.

Lo spessore della base viene determinato tramite procedura iterativa, quindi bisogna fissare uno spessore iniziale per iniziare la procedura. Come prima scelta è possibile utilizzare i grafici di progetto presenti nella figura 2 e inserire lo spessore trovato nelle (16) (19) con gli altri parametri di progetto necessari a determinare lo spessore della base. Se lo spessore della base è significativamente diverso da quello assunto in prima ipotesi è necessario operare un'altra iterazione usando come nuovo valore dello spessore quello appena determinato. L'operazione viene ripetuta sino a quando non vi è la convergenza dei valori e tale valore sarà lo spessore della base cercato. Se il risultato del calcolo è inferiore a 0,10m si assumerà il valore dello spessore minimo, pari a 0,10m. Come già osservato in precedenza lo spessore può anche essere negativo, anche in tale caso il valore da assumersi è pari a 0,10m.

Esempio di calcolo

Ipotesi di calcolo

Nel seguente esempio si provvederà a calcolare lo spessore richiesto ad una strada non pavimentata rinforzata e non rinforzata. Il rinforzo scelto è la geogriglia B12 avente un modulo di stabilità e apertura di 0,65m N^o. La strada non pavimentata prevede 5.000 passaggi di un asse da 40kN con pressione di gonfiaggio dei pneumatici di 550kPa.

Il sottofondo possiede un CBR 1,0% e il materiale granulare di base ha un CBR del 15,0%. La profondità ammissibile delle ormaie è di 75mm.

Soluzione

Lo step preliminare richiede di determinare il raggio equivalente di contatto del pneumatico calcolato con la (2).

$$r = \sqrt{\frac{40}{3.14 \times 550}} = 0.152 \text{ m}$$

Il valore della coesione non drenata del sottofondo non è nota, si userà la correlazione tra la coesione non drenata e CBR_{sg} data dalla (3).

Il primo passo consiste nel calcolare la capacità portante ammissibile del sottofondo senza rinforzo, utilizzando la (26) che comprende anche la relazione espressa dalla (3).

$$P_{h=0, \text{unreinforced}} = \left(\frac{75}{75}\right) (\pi)(0.152)^2(3.14)(30)(1.0) = 6.8 \text{ kN}$$

Il carico su ruota (40kN) è superiore alla capacità portante del sottofondo perciò è richiesta la realizzazione di uno strato di base rinforzato o non rinforzato da geosintetici. Il metodo di calcolo può procedere verso il secondo passo.

Prima di determinare lo spessore richiesto di base granulare, bisogna determinare il valore R_E del rapporto dei moduli limitato superiormente e del fattore di rapporto tra moduli f_E .

Il valore R_E è calcolato con la (6)

$$R_E = \min(7.84, 5.0) = 5.0$$

Usando la (5) si determina f_E

$$f_E = 1 + 0.204(5.0 - 1) = 1.816$$

per avviare l'iterazione, si assume il valore dello spessore di 0,40m e con esso si utilizza la (10) per calcolare il fattore di mobilitazione della capacità portante m , nel caso non rinforzato:

$$m = \left(\frac{75}{75}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp\left[-\left(\frac{0.152}{0.400}\right)^2\right] \right\} = 0.221$$

utilizzando la (16), che include la relazione espressa nella (3) con $N_c = 3,14$ e $I = 0$, si può eseguire il primo calcolo che avvia il processo iterativo.

$$h = \frac{0.868 + (0.661) \left(\frac{0.152}{0.400}\right)^{1.5} \log(5000)}{1.816} \times \left(\sqrt{\frac{40}{\pi(0.152)^2}} \frac{1}{0.221 \times 3.14 \times 30 \times 1.0} - 1 \right) 0.152 = 0.50 \text{ m}$$

Il valore dello spessore della base così determinato è maggiore dello spessore fissato (0,40m). Si userà il nuovo valore 0,50m per ricalcolare m e per rideterminare lo spessore della base non rinforzata. Il procedimento si ripeterà sino a quando il valore di calcolo avrà uno scostamento minimo con il valore assunto in precedenza.

Per il caso di strada non pavimentata rinforzata con geogriglia, il raggio equivalente di contatto e fattore di rapporto tra moduli è lo stesso del caso non rinforzato. Per avviare la procedura iterativa si assume un valore iniziale dello spessore di base di 0,25m. in tal modo il fattore m di mobilitazione della capacità portante lo si determina con la (10), nel modo seguente

$$m = \left(\frac{75}{75}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp \left[- \left(\frac{0.152}{0.250} \right)^2 \right] \right\} = 0.378$$

Usando la (16) con $N_c = 5,71$ e $I = 0,65\text{mN}^\circ$, lo spessore richiesto con una geogriglia B12 di rinforzo è:

$$h = \frac{0.868 + (0.661 - 1.006 \times 0.65^2) \left(\frac{0.152}{0.250} \right)^{1.5} \log(5000)}{1.816} \times \left(\sqrt{\frac{40}{\pi(0.152)^2}} - 1 \right) \times 0.152 = 0.21 \text{ m}$$

Il valore ottenuto è inferiore ai 0,25m iniziali. Si utilizzerà il valore 0,21m per ricalcolare il fattore m da inserire nella (16); il processo si ripeterà sino ad avere la minima differenza tra il nuovo valore e quello precedente.

I risultati delle iterazioni sono indicati nella tabella 2.

Tabella 2• Esempio di calcolo dello spessore della base nel caso rinforzato

Valore assunto h (m)	f_E	m	Valore calcolato h (m)
0.25	1.816	0.378	0.21
0.21	1.816	0.467	0.19
0.19	1.816	0.525	0.18
0.18	1.816	0.559	0.18

Quindi lo spessore di base richiesta è di 0,50m per il caso non rinforzato e di 0,18m per il caso rinforzato con geogriglie B12. Una buona approssimazione di questi due valori potevano essere ottenuti utilizzando i grafici di progetto presentati nella figura 2.

Discussione dei risultati ottenuti

Se il carico su ruota è inferiore a 6,8kN, utilizzando la (16) e la (19) si otterrà un valore negativo dello spessore della base, sia per il caso rinforzato che non rinforzato. In tale caso lo spessore minimo da assumersi è di 0,10m. Se il carico su ruota è inferiore a 12,4kN, utilizzando la (16) e (19), si otterrà un valore negativo dello spessore nel solo caso rinforzato, quindi si dovrà assumere uno spessore pari al valore minimo di 0,10m.

Il valore di 12,4kN, in teoria, è quello che può essere sopportato direttamente dal sottofondo rinforzato con la sola geogriglia. Tale valore è determinabile impiegando la (26) ed è indicato simbolicamente come $P_{h=0,GGD}$:

$$P_{h=0,GGD} = \left(\frac{75}{75}\right) (\pi)(0.152)^2(5.71)(30)(1.0) = 12.4 \text{ kN}$$

Nell'esempio di calcolo il carico su ruota (40kN) è maggiore di 12,4kN, quindi lo spessore di base richiesto è maggiore di zero, sia nel caso rinforzato che in quello non rinforzato.

Nel caso non rinforzato, il massimo peso su ruota ammesso per uno spessore di base pari a 0,10m, è determinato dalle relazioni (20) e (23). Per ottenere il risultato è necessario calcolarsi il fattore m di mobilitazione della capacità portante per uno spessore di 0,10m, usando la (10):

$$m = \left(\frac{75}{75}\right) \left\{ 1 - 0.9 \exp \left[- \left(\frac{0.152}{0.100} \right)^2 \right] \right\} = 0.911$$

Poi usando la (20) si ottiene:

$$P_{h=0.10} = (\pi)(0.152)^2(0.911)(3.14)(30)(1.0) \times \left[1 + \frac{\left(\frac{0.100}{0.152}\right)(1.816)}{0.868 + (0.661) \left(\frac{0.152}{0.100}\right)^{1.5} \log 5000} \right]^2 = 9.3 \text{ kN}$$

Si può verificare che la (16) con $P = 9,3\text{kN}$, $N_c = 3,14$ e $I = 0$ dà un valore di $h = 0,10\text{m}$.

Se il peso su ruota è compreso tra 6,8kN e 9,3kN, lo spessore richiesto di base, nel caso non rinforzato secondo la (16) con $N_c = 3,14$, è maggiore di zero ma inferiore a 0,10m.

Nel caso in cui si disponga il rinforzo, il peso su ruota che si può sostenere, per uno spessore di base di 0,10m, si calcola con la (20):

$$P_{h=0.10} = (\pi)(0.152)^2(0.911)(5.71)(30)(1.0) \times \left[1 + \frac{\left(\frac{0.100}{0.152}\right)(1.816)}{0.868 + [0.661 - 1.006(0.65)^2] \left(\frac{0.152}{0.100}\right)^{1.5} \log 5000} \right]^2 = 24.7 \text{ kN}$$

Si verifica che la (16) con $P = 24,7\text{kN}$, $N_c = 5,71$ e $I = 0,65 \text{ m N}^\circ$ da un valore $h = 0,10\text{m}$.

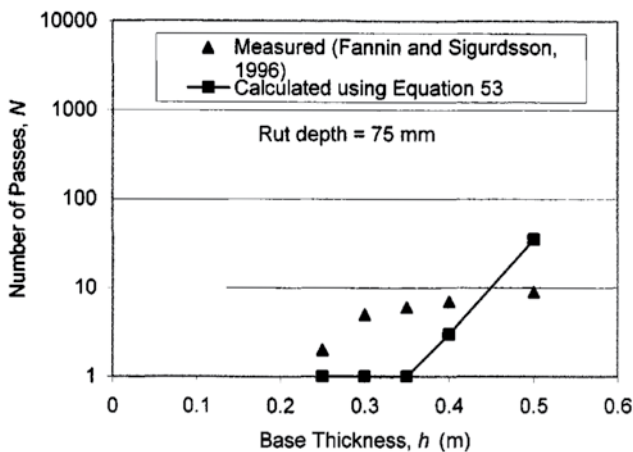
Se il carico su ruota varia tra 12,4kN a 24,7kN, lo spessore richiesto, per il caso rinforzato, si calcola con la (16) ponendo $N_c = 5,71$, è maggiore di zero ma inferiore a 0,10m.

Case studies

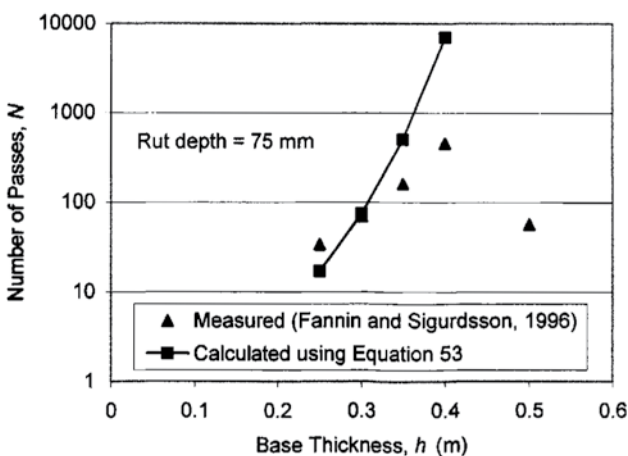
Ad integrazione, vengono riportati tre test condotti in sito da diversi Autori (ricordiamo che per la calibrazione del modello si sono usati i risultati sperimentali di Hammitt) i cui risultati sono stati impiegati per confrontare la corrispondenza con i risultati di calcolo.

Gli studi condotti da Fannin e Sigurdsson

Negli studi di Fannin e Sigurdsson (1996), vennero utilizzati dei mezzi aventi valori del peso assiale di 80kN (quindi un carico su ruota di 40kN) e pressione di gonfiaggio dei pneumatici di 620kPa. Il percorso era suddiviso in tratti non rinforzati e rinforzati con geogriglie B11 poste nella superficie di separazione sottofondo / base. Lo spessore della base variava da 0,25m a 0,50m. Come hanno evidenziato Fannin e Sigurdsson (1996), nel caso rinforzato con spessore 0,50m, la profondità dell'ormaja derivava dalla compressione dello strato. In altre parole, la sezione manifestò un cedimento dovuto alla rottura dello strato di base e non dal sottofondo. Poichè il metodo di calcolo considera che la rottura avvenga nel solo piano di sottofondo, i risultati pubblicati per lo strato di 0,50m non sono da prendersi in considerazione.



(a) Unreinforced



(b) Reinforced

Fig. 5• Risultati ottenuti dal calcolo e misurati in sito nel caso di strada non rinforzata e rinforzata

Le prove a taglio, con scissometro (o Vane shear test), e le prove triassiali non consolidate e non drenate fornirono un valore della coesione non drenata, dei campioni indisturbati del sottofondo, di 40,0kPa e un valore della sensitività di 7,0. Il valore medio della coesione non drenata determinata sui campioni rimaneggiati era di 5,7kPa.

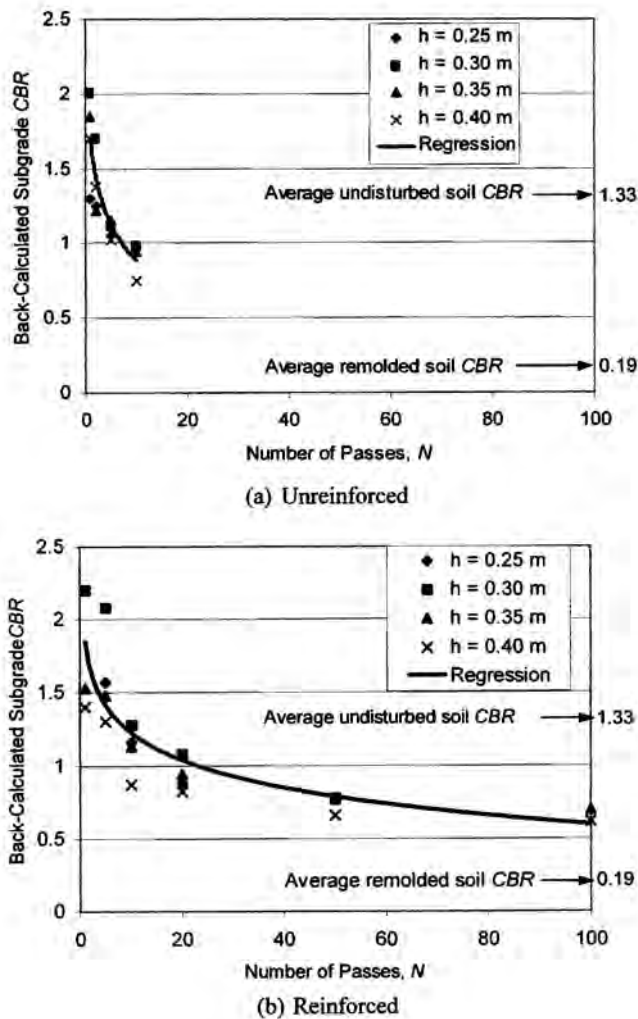
Il valore della coesione non drenata del terreno di sottofondo, durante il passaggio del traffico, dovrebbe essere compresa tra il valore determinato in condizioni non disturbate e quello ottenuto in condizioni non drenate disturbate. Per tale ragione si assunse, come valore medio della coesione non drenata di analisi, il valore di 22,9kPa.

I valori di coesione non drenata di 40,0, 22,9 e 5,7kPa sono equivalenti ai valori di CBR di 1,33%, 0,76% e 0,19% rispettivamente, in accordo con la (3).

Non sono stati dichiarati i valori di CBR dello strato di base; a tale scopo è possibile determinarlo utilizzando i grafici di progetto sviluppati da Hammitt (1970) per strade non pavimentate, come già fatto in precedenza. Il loro uso consentì di associare alla base un indice di CBR del 10% mentre, per il sottofondo, si utilizzò il valore di CBR_{sg} pari a 0,76%. Il rapporto tra moduli $E_{bc} / E_{sg} = 3,48 CBR_{bc}^{0.3} / CBR_{sg} = 9$ ed in accordo con la teoria sviluppata nella presente pubblicazione si attua la limitazione superiore a 5 [come richiesto dalla (6)].

I risultati, espressi in termini di numero di passaggi asse per i differenti valori dello spessore dello strato di base, con e senza rinforzo, sono riportati nella figura 5. Si osservi come i risultati ottenuti dal calcolo sono in linea con i risultati sperimentali ottenuti dagli Autori, ad eccezione dello strato di base da 0,50m.

I dati ottenuti da Fannin e Sigurdsson (1996) furono ulteriormente utilizzati per investigare la variazione dell'indice di CBR del sottofondo durante l'azione del traffico.



I valori di CBR, rappresentati nella figura 6, sono stati determinati tramite back analisi utilizzando i dati sperimentali in sito ottenuti da Fannin e Sigurdsson (1996) con le relazioni (16) o (17). Utilizzando il numero di passaggi, come dato di ingresso nelle (16) o (17), noto il valore della profondità dell'ormai rilevata in sito è stato possibile determinare il valore del CBR del sottofondo.

La figura 6 indica che i valori di CBR del sottofondo decrementano con il numero di passaggi sia nel caso non rinforzato che nel caso rinforzato.

La riduzione dei valori del CBR del sottofondo sono attribuibili all'azione di disturbo eseguita da parte del terreno di sottofondo a seguito del passaggio del traffico. Quando si ha un ridotto numero di passaggi, la back analisi indicano come i valori di CBR siano prossimi al caso di un sottofondo indisturbato. A seguito dell'incremento del numero dei passaggi i valori ottenuti del CBR con back analisi tendono ad assumere valori simili a quelli ottenuti per i campioni rimaneggiati. Questo fatto induce a delle riflessioni sul comportamento del sottofondo: se il terreno presenta un'elevata sensibilità, bisognerà tener conto della riduzione di coesione indotta dal traffico. Per contro gli studi non forniscono alcuna regola su come determinare il grado di riduzione che si avrà.

Fig. 6• Back analisi del California Bearing Ratio (CBR) sui valori del sottofondo

Gli studi di Tingle e Webster

Tingle e Webster (2003) pubblicarono un report sui risultati ottenuti da test condotti in sito dove fu utilizzato un veicolo militare caratterizzato da un peso di 5 tonnellate, ripartito su assi tandem da 147kN (pari a un valore del carico su ruota equivalente = 36,8kN) e da un valore della pressione di gonfiaggio dei pneumatici di 516kPa. Si realizzarono quattro tratti, aventi le seguenti caratteristiche: (1) sezione non rinforzata con 0,51m di spessore di base; (2) una sezione con 0,38m di spessore di base rinforzata con un geotessile non tessuto avente una resistenza all'abrasione di 580N; (3) una sezione con 0,38m di spessore di base, rinforzata con un geotessile tessuto avente una resistenza all'abrasione di 1.110N; (4) una sezione di 0,25m di spessore di base rinforzata con una geogriglia B12 abbinata con un geotessile non tessuto di caratteristiche pari al caso (3).

In tutte le sezioni fu raggiunto un valore approssimativo della profondità dell'ormai di 75mm con il passaggio di 2.000 veicoli e quindi pari a un numero di assi passanti di 4.000.

Il valore del CBR di sottofondo residuo, rilevato a passaggi ultimati, fu 0,7%. Il CBR residuo della base, misurato a passaggi ultimati, fu 80%. Il rapporto dei moduli della base e del sottofondo calcolato con la relazione $E_{bc} / E_{sg} = 3,48 CBR_{bc}^{0.3} / CBR_{sg}$ = 21,6. In accordo con le condizioni di calcolo (6) il rapporto tra moduli viene limitato a 5.

I risultati di calcolo, ottenuti per 4.000 assi passanti, sono riportati nella tabella 3 e mostrano dei valori molto prossimi ai valori misurati in sito.

Tabella 3• Comparazione degli spessori dello strato di base ottenuti dal calcolo e dalle misurazioni

Tratto di strada	h (m)	
	Misurato ^a	Calcolato ^b
Non rinforzato	0.378	0.21
Rinforzato con geotessile non tessuto	0.467	0.19
Rinforzato con geotessile tessuto	0.525	0.18
Rinforzato con geogriglia B 12 posta sopra un geotessile	0.559	0.18

^a Tingle e Webster (2003)

^b Dal presente studio

Tingle e Webster (2003) usarono i risultati ottenuti per eseguire uno studio di back analisi sul fattore di capacità portante N_c , utilizzando il metodo elaborato da Steward et al. (1977). L'analisi permise di definire i seguenti valori: $N_c = 2,6$ per la sezione non rinforzata, $N_c = 3,6$ per la sezione rinforzata con geotessile, $N_c = 5,8$ per la sezione rinforzata con geogriglia.

Come osservato in precedenza, gli Autori della presente pubblicazione prendono in considerazione valori del fattore della capacità portante stabiliti su basi teoriche e non variati, al fine di calibrare i risultati ottenuti. Comunque utilizzando il metodo di Steward et al. non è possibile fare altrimenti essendo N_c l'unico parametro previsto nel metodo.

La buona rispondenza dei valori ottenuti applicando la presente teoria di calcolo, riportati nella tabella 3, con i valori misurati da Tingle e Webster (2003) indicano che non è necessario variare i valori teorici del fattore di capacità portante quando il metodo di calcolo usato tiene conto di tutti i parametri pertinenti.

Gli studi di Knapton e Austin

Per consentire gli studi dei due Autori fu predisposta un'ampia area coperta, attrezzata da diverse strumentazioni da laboratorio, in cui si faceva percorrere un dato numero di passaggi ad un asse automatizzato da 64kN vincolato sopra diversi tratti stradali non pavimentati.

Il sottofondo fu realizzato con argilla, caratterizzata da un indice di CBR dell'1,0%, ricoperta con una base granulare da 0,40m.

Nel caso rinforzato, tra sottofondo e base, si impiegò una geogriglia di prestazioni conformi al tipo B12.

Nella pubblicazione di Knapton e Austin (1996) non sono state fornite informazioni sul valore della pressione di gonfiaggio dei pneumatici e sul valore dell'indice di CBR della base.

Nella procedura di calcolo si è considerato un valore della pressione di gonfiaggio di 550kPa e si è assunto un rapporto tra moduli di 5.

Nella tabella 4 vengono riportati i valori della profondità delle ormaie misurati in sito e quelli ottenuti dal calcolo al variare dei numeri di passaggi e si può osservare come i risultati ottenuti siano simili tra loro, specie nella sezione rinforzata con la geogriglia.

Tabella 4• Confronto della profondità delle ormaie misurate e calcolate

Numero di passaggi	Tratto di strada	Profondità dell'ormaia (mm)	
		Misurata ^a	Calcolata ^b
14,500	Non rinforzato	98	>75
	Rinforzato con geogriglia B 12	50	50
52,000	Non rinforzato	104	>75
	Rinforzato con geogriglia B 12	53	52

^a Knapton e Austin (1996)

^b Dal presente studio

Conclusioni

Il metodo di calcolo sviluppato si fonda su basi teoriche avallate, nel processo di calibrazione, da dati sperimentali ottenuti impiegando veicoli e assi reali e, in laboratorio, con prove su piastra soggette a carichi ciclici di intensità stradale su sottofondi a scarsa capacità portante.

I precedenti modelli di calcolo risultavano carenti in quanto privi del processo di calibrazione con test condotti in sito e in laboratorio.

Il nuovo metodo di calcolo presenta un riscontro con i principali dati sperimentali condotti in sito e consente ai progettisti di avere uno strumento di calcolo più accurato da applicarsi per la determinazione dello spessore di una base nel caso rinforzato o non rinforzato di strade non pavimentate, strade di tipo temporaneo o per le piattaforme di lavoro.

Note	
I simboli utilizzati nel presente articolo hanno il seguente significato:	
a	= area equivalente di contatto del pneumatico;
b	= costante;
CBR	= California bearing ratio;
CBR_{bc}	= California bearing ratio della base;
CBR_{sg}	= California bearing ratio del sottofondo;
c_u	= coesione non drenata del sottofondo;
d	= costante;
E_{bc}	= modulo resiliente della base;
E_{sg}	= modulo resiliente del sottofondo;
f_c	= fattore tra coesione non drenata e CBR del sottofondo;
f_E	= fattore di rapporto tra moduli;
f_s	= fattore eguale a 75mm, profondità dell'ormaja;
h	= spessore della base, generalmente, spessore richiesto allo strato di base;
h_{min}	= spessore minimo dello strato di base;
h^*	= spessore normalizzato della base;
I	= modulo di stabilità e apertura della geogriglia;
k	= costante;
m	= coefficiente di mobilitazione della capacità portante;
N	= numero di assi passanti;
N_c	= fattore di capacità portante;
n	= costante;
P	= peso applicato da una ruota nel caso di ruote singole e carico applicato da un set di due ruote nel caso di asse a ruote gemelle;
P_A	= peso su asse;
$P_{h=0}$	= peso su ruota che può essere sopportato dal sottofondo senza necessità di realizzare lo strato di base;
$P_{h=0\ GGD}$	= carico su ruota che può essere sopportato dal sottofondo rivestito con geogriglia senza ricoprimento di materiale granulare (base);
$P_{h=0\ GTX}$	= carico su ruota che può essere sopportato dal sottofondo rivestito da un geotessile senza ricoprimento di materiale granulare (base);
p	= pressione di contatto del pneumatico;
p_i	= tensione normale distribuita (pressione) nel piano di separazione tra sottofondo e base;
R_E	= rapporto tra moduli limitato superiormente tra il modulo della base e quello del sottofondo;
r	= raggio equivalente di contatto del pneumatico;
s	= profondità ormaia e generalmente, profondità dell'ormaja ammissibile;
ξ	= costante;
ω	= costante.

Bibliografia

- Fannin, R. J., and Sigurdsson, O. (1996). "Field observations on stabilization of unpaved roads with geosynthetics." *J. Geotech. Eng.*, 122 (7), 544–553.
- Gabr, M. (2001). "Cyclic plate loading tests on geogrid reinforced roads." Research Rep. to Tensar Earth Technologies, Inc., NC State Univ.
- Giroud, J. P., Ah-Line, C., and Bonaparte, R. (1985). "Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids." *Polymer grid reinforcement*, Thomas Telford Limited, London, 116–127.
- Giroud, J. P., and Han, J. (2004). "Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I: Development of design method." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 130(8), 775–786.
- Giroud, J. P., and Noiray, L. (1981). "Geotextile-reinforced unpaved road design." *J. Geotech. Eng.*, 107(9), 1233–1254.
- Hammitt, G. M. (1970). "Thickness requirement for unsurfaced roads and airfields, bare base support, Project 3782-65." Technical Rep. S-70-5, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss.
- Knapton, J., and Austin, R. A. (1996). "Laboratory testing of reinforced unpaved roads." *Earth reinforcement*, H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 615–618.
- Steward, J., Williamson, R., and Mohny, J. (1977). "Guidelines for use of fabrics in construction and maintenance of low-volume roads." Rep. FHWA-TS-78-205, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Tingle, J. S., and Webster, S. L. (2003). "Review of Corps of Engineers design of geosynthetic reinforced unpaved roads." Presentation and CD-Rom Publication at the TRB 82nd Annual Meeting, Washington, D.C.
- Wayne, M. H., Han, J., and Akins, K. (1998). "The design of geosynthetic reinforced foundations." Proc., Geo-Congress'98, Geotechnical Special Publication No. 76, 1–18.

Appendice

Parametri utili nel calcolo

Fattori di capacità portante

$N_c = 3,14$	sottotondo non rinforzato
$N_c = 5,14$	sottotondo rinforzato con geotessili
$N_c = 5,71$	sottotondo rinforzato con geogriglia

Modulo di stabilità e apertura del rinforzo

$I = 0 \text{ m N}^\circ$	se si impiegano geotessili
$I = 0,32 \text{ m N}^\circ$	se si impiegano le geogriglie Enkagrid MAX 20
$I = 0,65 \text{ m N}^\circ$	se si impiegano le geogriglie Enkagrid MAX 30, MAX 40, MAX 60
$I = 0,65 \text{ m N}^\circ$	se si impiega il geocomposito Enkagrid TRC

Modulo resiliente E

Sabbia limosa	30 MPa
Sabbia	70 MPa
Sabbia ghiaiosa	150 MPa
Ghiaia	300 MPa
Conglomerato bituminoso	1500 – 3000 MPa

Correlazioni frequenti tra i diversi parametri del sottofondo

		CBR	c_u	q_c (CPT)	k_{stat} Westergaard	$E_{dinamico}$	$E_{statico}$	SPT
		%	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	
CBR	%	1	$3,3 \times 10^{-2}$	$3,3 \times 10^{-3}$	$5,6 \times 10^{-5}$	$8,9 \times 10^{-5}$	$9,7 \times 10^{-2}$	0,2
c_u	kN/m ²	30	1	0,1	$1,6 \times 10^{-3}$	$2,5 \times 10^{-3}$	2,9	6
qc (CPT)	kN/m ²	300	10	1	$1,6 \times 10^{-2}$	$2,5 \times 10^{-2}$	29	60
k_{stat} Westergaard	kN/m ³	18×10^3	600	60	1	1,6	1740	3600
$E_{dinamico}$	kN/m ²	12×10^3	400	40	0,66	1	1180	2250
$E_{statico}$	kN/m ²	10,35	0,345	0,0345	$5,75 \times 10^{-4}$	$9,2 \times 10^{-4}$	1	2,07
SPT		5	0,17	0,016	$2,8 \times 10^{-4}$	$4,4 \times 10^{-4}$	0,48	1

(fonte: technical training course Enkagrid February 2008 pag 3)

valori indicativi del CBR e c_u *			
Tipo di sottofondo	CBR (%)	Coesione non drenata c_u (kPa)	Note
Ammasso roccioso	5	150	Friabile o a bassa plasticità
Solido	3 – 5	100 – 150	Non modellabile a mano
Solido compatto	2 – 3	75 – 100	Non plasmabile a mano
Compatto	2	50 – 75	Plasmabile molto difficilmente tra le mani
Compatto soffice	1 – 2	30 – 50	Plasmabile difficilmente tra le mani
Soffice	1	20 – 30	Facile da modellare tra le mani
Molle	0,5	20	Può essere rimaneggiato facilmente a mano

* I valori sono indicativi, nel progetto andrebbero determinati con appropriate indagini in sito e in laboratorio
(fonte: technical training course Enkagrid February 2008 pag 4)

“La teoria di calcolo, riportata integralmente nella seguente pubblicazione, è stata la base per lo sviluppo del programma di calcolo **EnkaRoad** che permette di eseguire il dimensionamento di una strada non pavimentata, pavimentata o di verificare il funzionamento delle piattaforme da lavoro. Il programma consente di variare i parametri necessari alla progettazione, secondo le esigenze del progettista. In particolare, il software **EnkaRoad**, consente di eseguire il calcolo in condizioni non rinforzate, rinforzate con geogriglie **Enkagrid MAX** o rinforzate con il geocomposito in fibre aramidiche **twaron® Enkagrid TRC** adattando automaticamente le prestazioni del materiale selezionato in funzione dei parametri richiesti nella progettazione.

Il software è disponibile ed è possibile richiederlo alla **Harpo spa** divisione **seic geotecnica**”.





Harpo spa
tel. +39 040 3186611
fax +39 040 3186666
harpogroup.it

sede legale
via torino, 34
34123 trieste
italia

sede operativa
via caduti sul lavoro, 7
z.i. noghere 34015 muggia
trieste italia