



**Politecnico  
di Torino**

# **Politecnico di Torino**

Corso di Laurea Magistrale Ingegneria Civile

A.a. 2022/2023

Sessione di Laurea Novembre-Dicembre 2023

## **Progettazione strutturale a taglio per pavimentazioni granulari**

**Relatori:**

Professoressa Lucia Tsantilis

Professor Davide Dalmazzo

Professor Ezio Santagata

**Candidato:**

Andrei Sebastian Andor



# Ringraziamenti

Un primo ringraziamento va alla professoressa Lucia Tsantilis e il professor Davide Dalmazzo per avermi proposto questa ricerca che mi ha fatto scoprire questa tipologia di pavimentazione stradale, permettendomi, non solo di analizzare le sue particolarità, ma anche i suoi approcci progettuali utilizzati in alcune parti del mondo e di avermi aiutato sia nella guida che nella stesura di questa tesi.

Ulteriormente, vorrei ringraziare anche il professo Ezio Santagata dato che, grazie al suo corso di *Pavement and truck engineering*, mi ha fornito l'input al fine di effettuare questa ricerca.

Successivamente, ringrazio la mia famiglia che mi ha sempre sostenuto e aiutato: in particolare, a mio padre, per avermi aiutato nella scelta più importante della mia vita, la quale mi ha portato oggi a compiere questo corso di studio e perché ha saputo compiere anche le scelte più difficili al fine di garantire il benessere mio, di mia sorella e di mia madre, andando addirittura da solo in un paese straniero, con l'idea in mente di dare alla sua famiglia una vita migliore; a mia madre, che ha sempre avuto a cuore la crescita e la felicità mia e di mia sorella e che ha sempre avuto la forza per accudirci, anche durante i miei primi quattro anni di vita, in cui mio padre era da solo in Italia ed eravamo solamente noi tre; a mia sorella, che mi è sempre rimasta accanto e che mi ha permesso di capire l'importanza di condividere e di evitare di essere individualista.

Inoltre, ringrazio i miei amici, dai più vecchi amici di cortile (Mattia, Iulian Mihai, Samuele e Johnny) ai più recenti che ho conosciuto negli ultimi cinque anni (Maximilian, Marcellin, Alexandru e Robert Sebastian) e tutte le persone che ho incontrato in questi ultimi anni di studio al Politecnico che hanno reso l'esperienza di studio al Politecnico divertente e molto più leggera. In particolare, ringrazio Antonio, Andrea, Enrico e Mattia per il loro sostegno durante il corso di design e il tempo trascorso assieme, Simona, Sara, Alessia, Danilo, Armando, Daniele e Veronica per tutto il tempo passato assieme durante i corsi e Giorgio per essere stato un ottimo compagno di gruppo e per essere sempre stato accanto nelle nostre disavventure nel progetto di design.

Ultimo, ma non meno importante, un particolare ringraziamento va al geometra Dottore Ingegnerie Ezio Mosso, una persona per me molto importante che ha saputo accogliere un giovane ragazzo dall'età di quattro anni appena arrivato in Italia e avergli fatto nascere l'interesse verso il mondo delle costruzioni e che mi ha poi fatto conoscere il mondo delle infrastrutture viarie.



# Sintesi

L'obiettivo di questa tesi è quello di sviluppare una metodologia da implementare nel calcolo strutturale delle pavimentazioni granulari per la verifica a taglio del sottofondo nel caso di sovrastrutture assoggettate al passaggio dei veicoli eccezionali. Nell'elaborato vengono descritte la peculiarità delle pavimentazioni granulari (dalla composizione stratigrafica, all'utilizzo dei materiali di riciclo, ai fenomeni di deterioramento).

Tramite un'analisi di alcuni metodi progettuali presenti nella letteratura per la progettazione di pavimentazioni granulari, si è riscontrata un'assenza di metodi di progettazione basati su criteri di resistenza a sollecitazioni a taglio. Partendo dal concetto di stato limite ultimo dei suoli, si è definito un metodo progettuale per le pavimentazioni granulari che permetta di stabilire qualora avvenga o meno la rottura negli strati non legati a causa di una sollecitazione di taglio indotta dal traffico veicolare.

Essendo un metodo che si basa sul calcolo dello stato tensionale di un punto, è necessario identificare la posizione all'interno dello strato di sottofondo che permette di massimizzare la sollecitazione di taglio; inoltre, data l'eterogeneità del traffico veicolare, è necessario comprendere se, al variare della configurazione di carico, varia anche la sollecitazione di taglio. Sono state prese in analisi due tipologie di pavimentazioni granulari usate in impianti eolici e fotovoltaici e due configurazioni di carico assiale al fine di comprendere quale sia il punto che permetta di ottenere la massima sollecitazione di taglio e verificare se sia possibile definire una configurazione di carico standard che permetta di considerare l'omogeneità del traffico veicolare.

Tale metodo analizzato in maniera teorica è stato confrontato con altri metodi presenti in letteratura definiti per altri elementi strutturali, quali pavimentazioni flessibili e fondazioni dirette al fine di verificare se il metodo risulti essere coerente con gli altri, ed eventualmente cercare di effettuare una taratura in linea teorica.

# INDICE

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Pavimentazioni granulari</b>	<b>4</b>
2.1	Definizione	4
2.2	Stratigrafia	5
2.3	Sezione trasversale tipo delle pavimentazioni granulari	7
2.4	Riciclo materiali da scarto	11
2.5	Tipologie deformazioni superficiali	13
2.5.1	Corrugazione (Washboard)	13
2.5.2	Ormaiamento (Ruts)	16
2.5.3	Buche superficiali (Potholes)	20
<b>3</b>	<b>Metodi per il dimensionamento e la verifica delle pavimentazioni granulari</b>	<b>23</b>
3.1	Metodo ASSHTO (1993)	24
3.2	Metodo Sud Africa (TRH 20, 1990)	32
<b>4</b>	<b>Carichi eccezionali e criteri di rottura nei materiali granulari</b>	<b>36</b>
4.1	Definizione traffico mezzi trasporto eccezionale	36
4.2	Rottura a taglio nei materiali granulari	38
4.2.1	Rottura generica a taglio	39
4.2.2	Rottura locale a taglio	40
4.2.3	Rottura per punzonamento a taglio	41
4.3	Metodi e criteri di resistenza a taglio analizzati	43
4.3.1	Capacità portante fondazioni dirette	50
4.3.2	Calcolo della resistenza a taglio (ODN 218.046-01)	53
4.3.2	Calcolo resistenza a taglio (VSN 46-72)	57
<b>5</b>	<b>Definizione e sviluppo procedura verifica a taglio</b>	<b>62</b>
5.1	Formulazione criterio di verifica sollecitazione di taglio	62
5.2	Applicazione del criterio di verifica a due casi studio	69
5.2.1	Andamento taglio attivo $\tau_{crit}$ nel sottofondo	73
5.2.1.1	Asse singolo a due ruote da 80 kN	74
5.2.1.2	Asse singolo da 120 kN con ruote gemellate	78
5.2.2	Analisi effetto del peso della pavimentazione granulare	83
5.2.3	Confronto metodo analizzato con metodo normativa russa	84
5.2.4	Confronto metodo analizzato e capacità portante	87

<b>6 Conclusioni .....</b>	<b>90</b>
<b>Appendice A.....</b>	<b>93</b>
<b>Riferimenti e bibliografia .....</b>	<b>97</b>

# INDICE FIGURE

Figura 1 : Percentuali delle pavimentazioni negli Stati Uniti nel 2012 ( <a href="https://safety.fhwa.dot.gov/local_rural/training/fhwasa14094/unpaved.pdf">https://safety.fhwa.dot.gov/local_rural/training/fhwasa14094/unpaved.pdf</a> ) .....	1
Figura 2 : Pavimentazione granulare (en.wikipedia.org).....	4
Figura 3: Schema stratigrafia pavimentazione sterrata.....	7
Figura 4 : Sezione trasversale tipo pavimentazione granulare (TIC, 2002) .....	7
Figura 5 : Cunetta stradale non funzionante (Paser Manual Gravel Roads, 2002).....	8
Figura 6 : Esempio di banchina ottimamente funzionante .....	9
Figura 7 : Schema a schiena d'asino (Crown & Cross-Section, 2005).....	9
Figura 8 : Schema In-sloping (Crown & Cross-Section, 2005) .....	10
Figura 9 : Schema Out-sloping (Crown & Cross-Section, 2005) .....	10
Figura 10 : Esempio di corrugazione ( <a href="https://skeptoid.com/episodes/4822">https://skeptoid.com/episodes/4822</a> ).....	14
Figura 11 : Meccanismo teoria dell'oscillazione forzata (THR 20, 1990).....	15
Figura 12 : Processo di ripristino corrugazione (ARRB, 2009) .....	16
Figura 13: Ormaie in una pavimentazione granulare.....	17
Figura 14: Metodo 0 di Ormaiamento (Andrew Dawson, 2006).....	17
Figura 15 : Metodo 1 di Ormaiamento (Andrew Dawson, 2006).....	18
Figura 16 : Metodo 2 di Ormaiamento (Andrew Dawson, 2006).....	19
Figura 17 : Buche superficiali in pavimentazioni granulari ( <a href="http://www.doityourself.com/stry/fixpotholes">www.doityourself.com/stry/fixpotholes</a> ).....	20
Figura 18: Esempio diagramma andamento del danno totale al variare dello spessore medio dello strato base <i>DBS</i> , considerando sia la funzionalità che l'ormaiamento (AASHTO, 1993) .....	27
Figura 19 : Diagramma per la definizione del <i>W</i> 18 considerando la perdita di funzionalità $\Delta PSI$ (AASHTO, 1993) .....	28
Figura 20 : Diagramma per la definizione del <i>W</i> 18 considerando l'ormaiamento (AASHTO, 1993).....	29
Figura 21 : Diagramma per la conversione dello spessore dello strato di base in uno spessore equivalente della fondazione (AASHTO, 1993) .....	30
Figura 22 : Le sei regioni climatiche definite per gli Stati Uniti (AASHTO, 1993) .....	31
Figura 23 : Valori di Weinert N-values tipici per il Sudafrica (Weinert, 1980).....	34
Figura 24 : Elenco distribuzione dei carichi per asse (CNR B.U. 178/95) .....	38
Figura 25 : Rottura del suolo di tipo generico (Braja M. Das, 2010) .....	39
Figura 26 : Rottura superficiale del suolo data da un carico eccentrico (Jumikis, 1956) ..	40
Figura 27 : Rottura del suolo di tipo locale (Braja M. Das, 2010) .....	40
Figura 28 : Rottura del suolo per punzonamento (Braja M. Das, 2010).....	41
Figura 29 : Tipologie di rotture per le fondazioni in suolo (Vesić, 1963).....	43
Figura 30 : Schema stato tensionale tridimensionale di un punto infinitesimale cubico .	45
Figura 31 : Schema stato tensionale piano di un punto infinitesimale quadrato .....	46
Figura 32 : Schema cerchio di Mohr di un punto .....	47

Figura 33 : Criterio di rottura nel piano di Mohr (Renato Lancellotta, 1987).....	48
Figura 34 : Situazioni possibili per uno stato tensionale (Renato Lancellotta, 1987).....	48
Figura 35 : Andamento nel tempo delle sollecitazioni in un punto di una pavimentazione stradale.....	49
Figura 36 : Variazione dello stato tensionale al passaggio di un carico veicolare .....	49
Figura 37: Schema comportamentale per il calcolo della capacità portante .....	50
Figura 38: Valori di $N_c$ , $N_q$ e $N_v$ al variare di $\phi'$ (Vesić, 1975) .....	51
Figura 39 : Schema sezione equivalente per fondazioni circolari con carico eccentrico ..	52
Figura 40 : Schema multistrato a due strati definito dalla normativa ODN 218.046-01 ...	54
Figura 41 : Valori di $\tau H$ da usare per terreni con bassa coesione o nulla e per le sabbie (ODN 218.046-01) .....	55
Figura 42 : Valori di $\tau H$ da usare per terreni coesivi e per suoli di argilla e sabbie argillose (ODN 218.046-01) .....	55
Figura 43 : Nomogramma per la definizione di $\tau a, M$ del suolo per terreni con bassa coesione o nulla e per le sabbie (VSN 46-72).....	58
Figura 44 : Nomogramma per la definizione di $\tau a, M$ del suolo per terreni coesivi e per suoli di argilla e sabbie argillose (VSN 46-72) .....	59
Figura 45 : Nomogramma per determinare $\tau a, b$ (sull'ordinata vengono rappresentati i valori di $\tau a, b$ , sull'ascisse i valori dello spessore della pavimentazione in cm e le linee rappresentano i valori di $\tau a, b$ dato uno specifico valore di $\varphi$ ) (VSN 46-72) .....	60
Figura 46 : Sforzo normale e taglio in uno stato tensionale piano (ODN 218.046-01, 2001) .....	63
Figura 47 : Le circonferenze interne rappresentato uno stato di equilibrio generico .....	64
Figura 48 : Schema unità elementare ABCD .....	66
Figura 49 : Schema stato tensionale triangolo ABE.....	66
Figura 50 : Schema stato tensionale delle tensioni principali .....	68
Figura 51 : Stratigrafia pavimentazione caso studio A .....	71
Figura 52 : Stratigrafia pavimentazione Caso studio B .....	72
Figura 53 : Schema carico circolare applicato direttamente al sottofondo.....	74
Figura 54 : Andamento taglio critico $\tau_{crit}$ del sottofondo pavimentazione Caso A (carico veicolare applicato direttamente sul sottofondo).....	75
Figura 55 : Andamento taglio critico $\tau_{crit}$ del sottofondo pavimentazione Caso A (considerando l'intera stratigrafia nella modellazione) .....	75
Figura 56 : Andamento taglio critico $\tau_{crit}$ del sottofondo pavimentazione Caso B (carico veicolare applicato direttamente sul sottofondo).....	76
Figura 57 : Andamento taglio critico $\tau_{crit}$ del sottofondo pavimentazione Caso B (considerando l'intera stratigrafia nella modellazione) .....	76
Figura 58 : Schema configurazione di carico pavimentazione A .....	78
Figura 59 : Schema configurazione di carico pavimentazione B .....	79
Figura 60 : Andamento taglio critico $\tau_{crit}$ del sottofondo pavimentazione Caso A per asse singolo con ruote gemellate.....	79

Figura 61 : Andamento taglio critico $\tau_{crit}$ del sottofondo pavimentazione Caso B per asse singolo con ruote gemellate.....	80
Figura 62 : Schema punti caratteristici analizzati nella pavimentazione Caso studio A ....	81
Figura 63 : Schema punti caratteristici analizzati nella pavimentazione Caso studio B ....	81
Figura 64 : Schematizzazione modello usato per calcolo capacità portante .....	87

# INDICE TABELLE

Tabella 1 : Composizione di materiale C&D (Stefan Huber, 2020) .....	12
Tabella 2 : Tabella per la computazione del danno totale della pavimentazione (considerando sia la funzionalità che lo spessore dello strato aggregato) (AASHTO, 1993) .....	25
Tabella 3 : Valori suggeriti di Modulo Resiliente stagionali del sottofondo $M_r$ , considerando la qualità dei materiali del sottofondo (AASHTO, 1993).....	25
Tabella 4 : Valori di spessori dello strato di base consigliati, riferiti in base a sei regioni climatiche, a cinque livelli di qualità del sottofondo e tre livelli di traffico (AASHTO, 1993) .....	31
Tabella 5 : Valori suggeriti di $C_t$ in base al contenuto di umidità (TRH 20, 1990).....	34
Tabella 6 : Raccomandazioni delle proprietà dei materiali da usare nelle pavimentazioni granulari rurali (TRH 20, 1990).....	35
Tabella 7 : Raccomandazioni delle proprietà dei materiali da usare nelle pavimentazioni granulari urbane (TRH 20, 1990).....	35
Tabella 8 : Riassunto tipologia di rotture a taglio .....	42
Tabella 9 : Valori di $k_2$ definiti in base al traffico veicolare giornaliero (VSN 46-72) .....	61
Tabella 10 : Proprietà pavimentazione Caso studio A.....	72
Tabella 11 : Proprietà pavimentazione Caso studio B .....	73
Tabella 12 : Valori massimi di $\tau_{crit}$ calcolati considerando l'intera pavimentazione .....	77
Tabella 13 : Valori massimi di $\tau_{crit}$ per le pavimentazioni prese in analisi .....	80
Tabella 14 : Risultati $\tau_{crit}$ dei punti caratteristici per la pavimentazione Caso studio A.	81
Tabella 15 : Risultati $\tau_{crit}$ dei punti caratteristici per la pavimentazione Caso studio B.	82
Tabella 16 : Valori di $\tau_a, b$ delle due pavimentazioni prese in esame.....	84
Tabella 17: Confronto risultati metodo analizzato e normativa (ODN 218.046-01).....	86
Tabella 18 : Confronto risultati metodo analizzato e capacità portante .....	89

# Capitolo 1

## 1 Introduzione

Le pavimentazioni granulari sono una tipologia di pavimentazione che viene utilizzata per la realizzazione di strade con un volume di traffico veicolare molto basso. Questa tipologia di pavimentazione non viene molto utilizzata qualora si voglia realizzare nuove strade poiché soluzioni quali pavimentazioni flessibili o rigide risultano essere molto più durature e pratiche. Tuttavia, in alcune parti del mondo, le pavimentazioni granulari risultano essere consistenti all'interno delle reti stradali. Nello specifico, circa il 79% della rete stradale brasiliana nel 2019 era realizzata con pavimentazione granulare (CNT, 2021); inoltre, la Federal Highway Administration stimò che, nel 2012, circa il 35% delle pavimentazioni presenti negli Stati Uniti erano di tipo granulare, con una lunghezza complessiva di 1,357,240 miglia (FHWA, 2012).

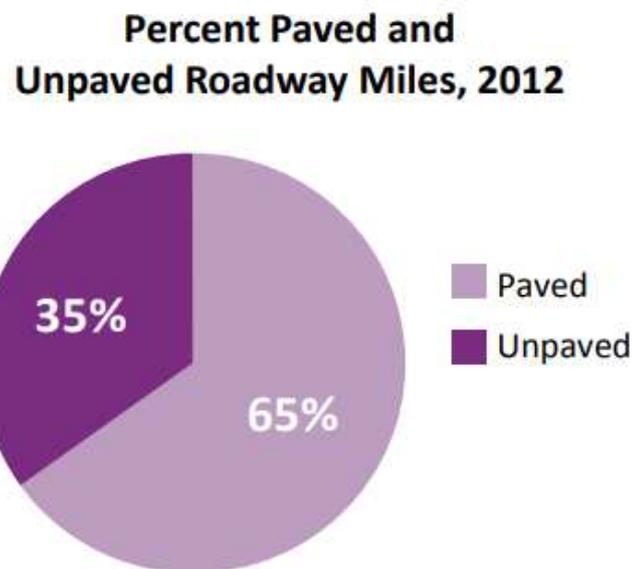


Figura 1 : Percentuali delle pavimentazioni negli Stati Uniti nel 2012  
([https://safety.fhwa.dot.gov/local\\_rural/training/fhwasal4094/unpaved.pdf](https://safety.fhwa.dot.gov/local_rural/training/fhwasal4094/unpaved.pdf))

Essendo una tipologia di pavimentazione realizzata con materiale granulare, si è analizzato nella letteratura quali metodi progettuali vengano implementati per realizzare questa tipologia di pavimentazione. Dall'analisi di metodi progettuali presenti in letteratura, si è

riscontrato che la progettazione di una pavimentazione granulare si basa sul concetto di garantire che lo spessore impiegato per la realizzazione della pavimentazione riesca a proteggere il terreno dai carichi, cercando di evitare la formazione di fenomeni di danneggiamento che possano compromettere sia il suo funzionamento strutturale che quello operativo. Tuttavia, nessuno dei metodi analizzati prevede un criterio di verifica degli strati non legati basato sulla rottura a taglio, il quale potrebbe essere applicato a questa tipologia di pavimentazione, dato che la composizione stratigrafica è realizzata in materiale granulare sciolto e la configurazione di carico veicolare agisce negli strati per compressione. Inoltre, una tipologia di verifica del genere permetterebbe di comprendere qualora lo strato di sottofondo raggiunga o meno la condizione di rottura.

La normativa russa (ODN 218.046-01) definisce un metodo progettuale per le pavimentazioni flessibili in cui è richiesta una verifica di resistenza a taglio. Nello specifico, la normativa richiede di verificare che la tensione di taglio attiva degli strati non legati generata dai carichi veicolari sia minore della tensione di taglio limite. Sebbene il metodo venga utilizzato per le pavimentazioni flessibili, esso potrebbe essere utilizzato anche per le pavimentazioni granulari dato che distribuiscono il carico in maniera flessibile (TAC, 1997); tuttavia il metodo progettuale si basa sull'utilizzo di nomogrammi basati su un modello comportamentale a due strati in cui viene applicato solamente un carico circolare, rendendo così il metodo limitante qualora si volesse analizzare una configurazione di carico assiale formata da coppie di pneumatici.

In questa tesi, l'obiettivo principale è quello di esprimere un metodo progettuale che si basi sul calcolo delle tensioni di taglio generate dal traffico veicolare, senza però la necessità di utilizzare i nomogrammi proposti dalla normativa (ODN 218.046-01) e di utilizzare al loro posto gli stati tensionali. Partendo dalla definizione di stato limite ultimo di rottura per i materiali granulari, si è cercato di definire una formula delle tensioni di taglio in termini di sforzi al fine di poterla utilizzare per la progettazione di pavimentazioni granulari. Dato che lo stato tensionale viene definito per punti, è necessario capire quale sia il punto dello strato che permette di ottenere la massima tensione di taglio; per poter comprendere meglio questo aspetto, sono state utilizzate due tipologie di pavimentazioni granulari usate in parchi eolici e fotovoltaici, considerando due tipologie di configurazioni di carico assiale al fine di analizzare l'andamento dei valori di tensioni di taglio all'interno del sottofondo e verificare se sia possibile considerare una singola tipologia di configurazione di carico che permetta di considerare anche il contributo di particolari veicoli (quali ad esempio, i mezzi di trasporto eccezionali).

Una volta identificato il punto che garantisce il massimo valore di tensione di taglio, è stato utilizzato il procedimento della normativa (ODN 218.046-01) sui due casi studio al fine di

valutare la differenza in termini di valore tra il metodo proposto e il metodo russo. Infine, si è voluto anche utilizzare il calcolo delle capacità portanti definito da Terzaghi al fine di verificare se il metodo proposto risulti essere coerente o meno con gli esiti ottenuti applicando il calcolo della capacità portante.

# Capitolo 2

## 2 Pavimentazioni granulari

### 2.1 Definizione

Una pavimentazione stradale viene definita granulare o non legata qualora la sua composizione stratigrafica non presenti la presenza di un rivestimento in conglomerato bituminoso o di una lastra in calcestruzzo all'interno della sovrastruttura stradale (Figura 2). Le strade realizzate con questa tipologia di pavimentazione vengono chiamate strade bianche o strade sterrate. Data l'assenza di strati in conglomerato bituminoso o di lastre di calcestruzzo, le pavimentazioni granulari non possono essere considerate o classificate né come pavimentazioni flessibili né come pavimentazioni rigide, nonostante la loro stratigrafia risulti essere molto simile alle pavimentazioni flessibili.



Figura 2 : Pavimentazione granulare (en.wikipedia.org)

Il volume di traffico di questa tipologia di pavimentazione è solitamente molto basso. Per dare un ordine di grandezza all'intensità di traffico considerata per questa tipologia di pavimentazione stradale, si può osservare che, da un punto di vista economico, è molto più

conveniente applicare uno strato bituminoso impermeabilizzante qualora il volume risulti essere maggiore di 300 veicoli al giorno, (Pearson Derek, 2012).

Tendenzialmente le strade bianche vengono impiegate in aree remote, dove il volume di traffico è molto basso. In particolare, vengono utilizzate come elementi di accesso e di servizio in aree agricole, in zone di disboscamento e in aree ricreative qualora il traffico veicolare risulti essere molto elevato; tuttavia, queste possono essere presenti anche in aree urbane, le quali possono ricevere elevati sollecitazioni per via della combinazione del passaggio di mezzi pesanti e di traffico residenziale (TIC, 2002).

## 2.2 Stratigrafia

Come per le pavimentazioni ordinarie, la stratigrafia delle pavimentazioni sterrate è composta da sovrastruttura e da sottofondo (Figura 3). La sovrastruttura è la struttura che separa gli pneumatici dei veicoli dal sottofondo al fine di proteggerlo dalle sollecitazioni provenienti dai carichi veicolari. Tale struttura può essere a sua volta scomposta in altri seguenti sotto-strati:

- **Fondazione (o sub-base course):** strato in misto granulare che può essere propriamente trattato o meno oppure in terra stabilizzata. Essendo uno strato molto in profondità rispetto al punto di applicazione dei carichi veicolari, la fondazione viene realizzata solitamente utilizzando materiali meno pregiati rispetto a quelli impiegati per lo strato di base in termini di resistenza, plasticità e gradazione granulometrica (AASHTO,1993). Qualora il suo spessore complessivo risulti essere contenuto e i materiali utilizzati per la realizzazione del sottofondo possiedano ottime proprietà meccaniche, la fondazione può essere omessa. La fondazione viene realizzata non solo per fornire alla pavimentazione una funzione di natura strutturale, ma anche per:
  - Evitare l'intrusione di materiale fine proveniente dal sottofondo negli strati sovrastanti qualora si realizzi lo strato utilizzando una miscela bituminosa con uno scheletro litico che presenta una distribuzione granulometrica continua e ben assortita (chiamata anche Dense-Graded);
  - Ridurre i danni generati dai fenomeni di gelo-disgelo;
  - Evitare l'accumulo di acqua piovana e il richiamo di acqua capillare dagli strati sottostanti utilizzando materiali drenanti o sistemi di drenaggio;

- Fornire una piattaforma per i mezzi e materiali da costruzione qualora il terreno non sia adatto.
- **Base (o base course):** strato posizionato al di sopra della fondazione o del sottofondo realizzato per scopi strutturali. Viene realizzato in aggregati quali sabbia, ghiaia o scorie frantumate; qualora sia necessario, questo strato può essere rinforzato tramite processi di stabilizzazione impiegando materiali quali cementi, calce o bitumi. Essendo uno strato posto al di sopra della fondazione e del sottofondo, i materiali devono possedere ottime proprietà in termini di resistenza, plasticità e gradazione granulometrica. Nel caso in cui per la realizzazione della base non venga impiegato alcun processo di stabilizzazione, lo strato deve essere compattato fino a raggiungere almeno il 95% della densità massima teorica del secco ottenuta in laboratorio tramite la prova AASHTO Test T 180, Metodo D o prove simili (AASHTO, 1993);
- **Superficie di contatto:** è uno strato superficiale di rivestimento realizzato in ghiaia o in terriccio allo scopo di proteggere gli strati sottostanti dal contatto diretto degli pneumatici. È importante fornire una corretta compattazione al fine di ridurre il più possibile la permeabilità e la porosità, rendendo di conseguenza lo strato più resistente (Pearson Derek, 2012).

Il sottofondo invece è uno strato compattato realizzato utilizzando il terreno presente in situ oppure selezionando terre con ottime proprietà meccaniche prelevate da cave di prestito. In molti casi può succedere che le pavimentazioni granulari vadano a richiamare un traffico veicolare molto più elevato rispetto a quello dedotto in fase progettuale, rendendo così la strada molto rilevante per via dell'incremento del suo utilizzo; una buona prassi è quella di progettare questo strato pensando alla possibilità di trasformare la struttura in una pavimentazione flessibile al fine di contrastare l'incremento di traffico (Pearson Derek, 2012). Durante la sua realizzazione, è molto importante effettuare processi di smacchiamento e scoticamento al fine di rimuovere elementi vegetali quali alberi, cespugli ecc. e lo strato di terra organica, il quale non possiede ottime proprietà meccaniche, e compattare propriamente il terreno al fine di raggiungere una compattazione ottimale che permetta di avere almeno il 95% della densità massima del secco teorica ricavata tramite prova Proctor.

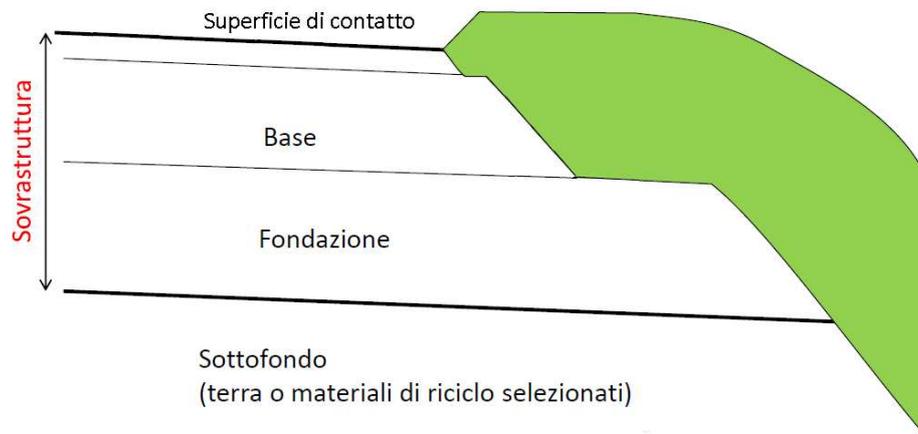


Figura 3: Schema stratigrafia pavimentazione sterrata

### 2.3 Sezione trasversale tipo delle pavimentazioni granulari

Per quanto riguarda la sezione trasversale, le pavimentazioni granulari tendono a possedere gli stessi elementi indipendentemente dal terreno e dall'ubicazione della strada; l'importante è progettare e realizzare gli elementi rispettando le indicazioni delle normative dato che, se non rispettate, questi non funzioneranno in maniera corretta (FHA, 2015).

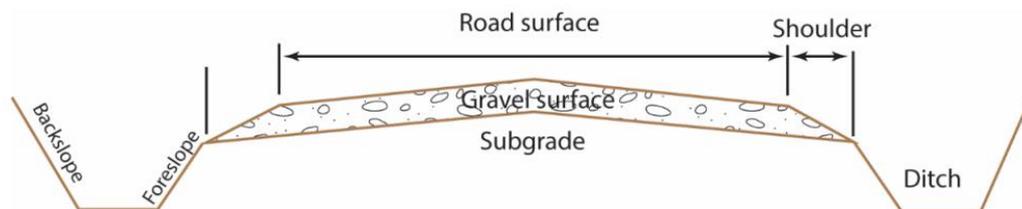


Figura 4 : Sezione trasversale tipo pavimentazione granulare (TIC, 2002)

La Figura 4 mostra una geometria tipo della sezione trasversale di una pavimentazione granulare. Per il corretto funzionamento di una strada bianca, è importante garantire la corretta realizzazione e progettazione dei seguenti elementi:

- **Cunetta stradale (Ditch):** elemento trasversale posto ai margini della carreggiata e/o banchina destinato al deflusso e raccolta dell'acqua piovana proveniente dalla superficie della pavimentazione granulare. L'assenza o l'errata realizzazione di una cunetta stradale può causare la stagnazione dell'acqua piovana causando un rammollimento del sottosuolo (TIC, 2002). La cunetta deve essere sufficientemente larga, profonda e inclinata longitudinalmente al fine di permettere la raccolta e il

deflusso dell'acqua. Una buona prassi costruttiva è di posizionare la cunetta al di sotto della superficie stradale dato che questo permette la filtrazione dell'acqua dagli strati e la sua raccolta e smaltimento, evitando fenomeni di allagamento. La sua manutenzione è fondamentale ed è un'operazione che deve essere eseguita regolarmente al fine di evitare danni alla cunetta e agli elementi circostanti. In particolare, la presenza di oggetti estranei all'interno delle cunette può generare ostruzioni, le quali non permettono il corretto deflusso delle acque raccolte e causano fenomeni di allagamento della pavimentazione stradale (; dunque, la pulizia delle cunette è un'operazione che non deve essere mai trascurata (Pearson Derek, 2012).



Figura 5 : Cunetta stradale non funzionante (Paser Manual Gravel Roads, 2002)

- **Banchina (Shoulder):** elemento trasversale utilizzato per il rafforzamento del bordo della carreggiata (Figura 6). Inoltre, viene realizzato per permettere il recupero del controllo del veicolo in sicurezza e permette l'allontanamento delle acque piovane dalla carreggiata verso sistemi di raccolta laterali. È fondamentale che la banchina non abbia un'altezza né maggiore né minore del bordo della carreggiata stradale. La banchina permette anche la sosta temporale dei veicoli in sicurezza, il passaggio di utenti vulnerabili quali pedoni, ciclisti in sicurezza, l'evaporazione dell'acqua dagli strati della pavimentazione stradale e lo scivolamento dalla strada (ERA Part D,

2011). Viene rivestita con uno strato di terreno vegetale dato che garantisce la sua stabilità e il drenaggio delle acque piovane.



Figura 6 : Esempio di banchina ottimamente funzionante

- **Pendenza trasversale:** come per le pavimentazioni flessibili, è necessario fornire una pendenza trasversale alla superficie stradale affinché l'acqua piovana possa defluire, evitando la formazione di strati d'acqua superficiali. La forma tipica impiegata è quella definita come a schiena d'asino (Figura 7), una configurazione superficiale che permette il deflusso trasversale dell'acqua di precipitazione su entrambi i lati della strada.

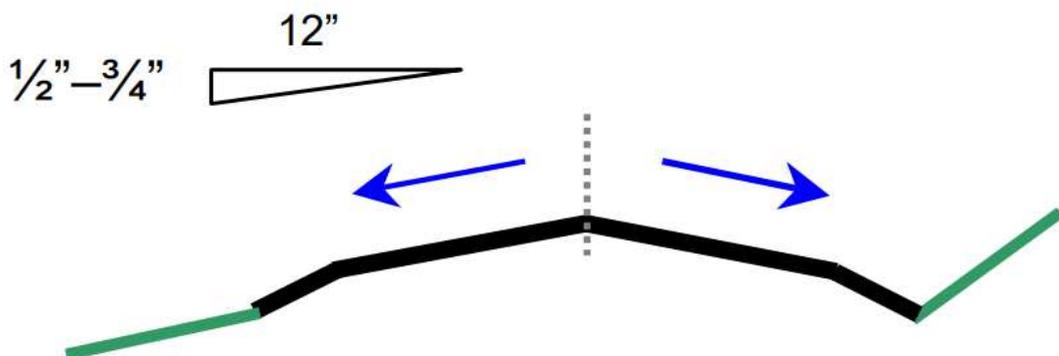


Figura 7 : Schema a schiena d'asino (Crown & Cross-Section, 2005)

Altre forme utilizzate per le pendenze trasversali sono la In-sloping e la Out-sloping: la prima è formata da una superficie con un'unica inclinazione opposta alla pendenza del terreno e permette di far defluire l'acqua verso la banchina o il lato stradale in salita (Figura 8); viene adottata su terreni ripidi o dove è richiesta una curva sopraelevata per soddisfare la velocità e permette anche di ridurre la probabilità che i veicoli scivolino su un pendio ripido (Crown & Cross-Section, 2005).

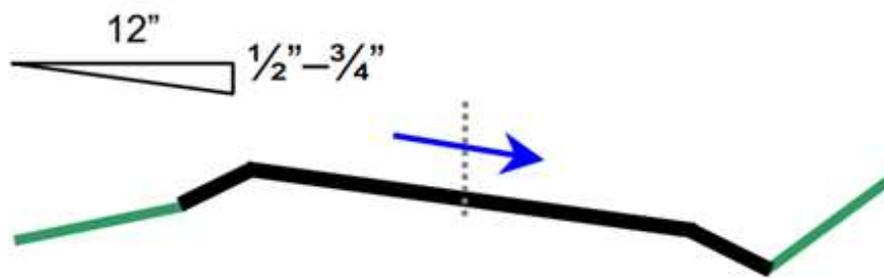


Figura 8 : Schema In-sloping (Crown & Cross-Section, 2005)

La seconda, invece, è formata da una superficie con un'unica inclinazione identica alla pendenza del terreno e permette di far defluire l'acqua verso il lato in discesa (Figura 9); viene adottata su strade dove la probabilità di formazione di gelo-disgelo sono basse o su strade con pendenze contenute (Crown & Cross-Section, 2005).

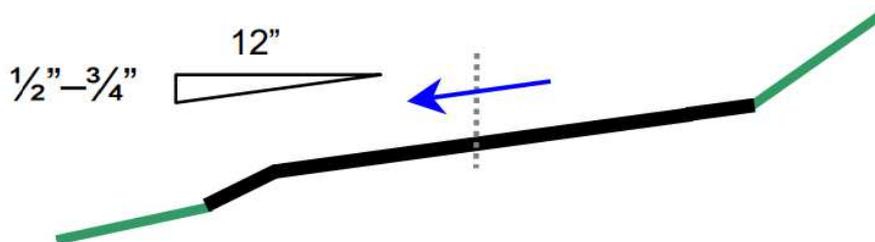


Figura 9 : Schema Out-sloping (Crown & Cross-Section, 2005)

È importante evitare l'accumulo dell'acqua piovana sulla superficie stradale al fine di evitare la formazione delle ormaie, le quali possono diffondersi in profondità fino al sottofondo (FHA, 2015). Tuttavia, non bisogna esagerare con l'inclinazione della pendenza trasversale dato che, se questa risulti essere troppo elevata, gli autisti possono percepire una perdita di controllo del veicolo, generando un leggero scivolamento verso la banchina; inoltre, in regioni dove si possono formare uno strato

nevoso o ghiacciato, una pendenza trasversale elevata può causare la perdita di controllo del veicolo. (FHA, 2015) stabilisce una pendenza ottimale del 4% e di non superare un'inclinazione del 6%.

## **2.4 Utilizzo materiali da scarto**

Nelle pavimentazioni granulari i materiali principalmente utilizzati sono materiali sciolti quali sabbie, ghiaie ed argille; in alcuni casi, accade che i materiali utilizzati non possiedono le proprietà meccaniche desiderate e vengono utilizzati degli stabilizzanti che vanno a modificare in maniera fisica o chimica la composizione e migliorano le proprietà dello strato. Alcuni materiali stabilizzanti sono la calce e il cemento; la prima tende a far evaporare l'acqua contenuta all'interno dello strato permettendo così una migliore compattazione dello strato, con a scapito una riduzione della densità del secco ottimale; tuttavia, il terreno risulta essere meno plastico e un aumento dell'indice di portanza immediato. Gli effetti a lungo termine con la stabilizzazione a calce generano un aumento della resistenza a compattazione, un sensibile miglioramento della resistenza a taglio, un aumento del modulo elastico e una miglior resistenza ai fenomeni di gelo-disgelo. Viene utilizzato negli strati di sottofondo e di base.

Tuttavia, nella letteratura sono presenti alcuni report e documenti che dimostrano la possibilità di utilizzare prodotti di scarto al fine di permettere il loro riciclo. Come viene evidenziato da (ARRB, 2020), è possibile utilizzare ceneri volanti come materiale da rinforzo. Questo viene prodotto da processi di combustione di carbone all'interno delle centrali termoelettriche per la produzione di corrente elettrica; in particolare, negli Stati Uniti le centrali elettriche solitamente tendono a produrre significanti quantità di carbone incombusto dato l'utilizzo di bruciatori che producono basse emissioni di ossidi di azoto e di zolfo e tali ceneri non possono essere riciclati in processi della produzione del calcestruzzo a causa della sua elevata reattività con l'aria, producendo, di conseguenza, grosse quantità che vengono stoccate nelle discariche (Bora Cetin, 2010). L'utilizzo della sola cenere volante non basta per generare effetti positivi nel rinforzamento delle pavimentazioni granulari poiché questa non ha alcun effetto di cementificazione ed ha una natura più di tipo di riempimento; pertanto, al fine di poter essere utilizzato, viene combinato assieme la lime klin dust (LKD), una polvere di scarto ottenuta dalla produzione dell'ossido di calcio, la quale fornisce un aumento della rigidità della pavimentazione in termini di modulo resiliente e di CBR (Bora Cetin, 2010). Sebbene la cenere volante possa essere utilizzata per la stabilizzazione del terreno assieme al LKD, le pavimentazioni granulari trattate con questi materiali tendono a subire una riduzione tra il 31 % e il 67 % del loro modulo elastico iniziale dopo 12 cicli di gelo e disgelo; inoltre, è molto importante tenere in considerazione l'impatto

delle ceneri sulle falde acquifere, dato il contenuto di piccole quantità di metalli che possono generare impatti ambientali nel suolo (Bora Cetin, 2010).

Negli ultimi anni, l'utilizzo di materiali riciclati provenienti da processi di costruzione e di demolizioni (C&D) vengono sempre di più impiegati nella realizzazione di strade, permettendo di ridurre l'estrazione di materiali da costruzione quali sabbia e ghiaia (Stefan Huber, 2020). Nello specifico, l'impiego di calcestruzzo frantumato tende a generare un aumento della capacità portante, mentre l'utilizzo di mattoni frantumati, invece, produce una riduzione della capacità portante (Poon CS, 2006). Nonostante ciò, a confronto degli aggregati, la capacità portante di materiali che contengono calcestruzzo frantumato risulta essere inferiore e, qualora vengano impiegati mattoni frantumati o altri materiali che contengono mortaio da muratura o malte, la capacità risulta essere ancora più inferiore (Poon CS, 2006). Nella letteratura scientifica, non vi è un univoco consenso riguardo l'effetto dell'utilizzo di materiali da costruzione in termine di modulo resiliente  $M_r$ ; alcuni studi dimostrano che la presenza di C&D produce un modulo resiliente simile o maggiore rispetto all'utilizzo di aggregati naturali, mentre altri studi evidenziano una riduzione del modulo resiliente qualora si utilizzino quantità elevate di C&D (Saeed A., 2008).

Tabella 1 : Composizione di materiale C&D (Stefan Huber, 2020)

Class	Type	Percent by mass (%)
R <sub>c</sub>	Concrete and mortar <sup>1)</sup>	58.90
R <sub>u</sub>	Unbound aggregates <sup>2)</sup>	26.46
R <sub>b</sub>	Fired clay bricks and ceramics	8.87
R <sub>bm</sub>	Lightweight particles <sup>3)</sup>	5.35
R <sub>g</sub>	Glass	0.13
R <sub>a</sub>	Asphalt	0.07
X	Non-mineral constituents <sup>4)</sup>	0.15
X <sub>i</sub>	Ferrous and non-ferrous metals	0.07

<sup>1</sup> Also natural aggregates predominantly with cement mortar.

<sup>2</sup> Also natural aggregates with low adhesion of cement mortar.

<sup>3</sup> Aerated concrete, pumice, sand-lime brick, gypsum.

<sup>4</sup> Wood, plastic, textiles and paper.

(Stefan Huber, 2020) confronta l'utilizzo di materiali C&D con composizione descritta nella Tabella 1 e materiali naturali composti da calcare frantumato in termini di densità del secco e rigidità analizzata in un campo prove per un periodo temporale di un anno: in particolare, lo studio sottolinea una riduzione della densità del secco sulla superficie del campo prove qualora si verificano precipitazioni e temperature di congelamento; questo conduce, di

conseguenza ad una riduzione della resistenza iniziale misurata tramite una prova di carico su piastra nei periodi invernali, con il rischio di deterioramento delle pavimentazioni granulari e alla formazione di ormaie. Inoltre, lo stesso studio osserva, tramite prove di carico dinamiche, un incremento della rigidità durante il periodo di osservazione nei provini che contengono C&D, probabilmente generato per via di processi secondari di indurimento attivati da proprietà di cementificazione.

Anche (AARB, 2020) stabilisce la possibilità di utilizzare materiali da scarto proveniente da processi di costruzione e demolizione all'interno degli strati non legati. In particolare, viene considerata la possibilità di utilizzare scarti quali conglomerati bituminosi granulari (i quali vengono definiti anche RAP, Reclaimed Asphalt Pavement), rifiuti da costruzione quali calcestruzzo, mattoni, vetro da riciclo e scarti industriali quali ceneri e residui da lavorazione dell'acciaio. Nello specifico, (ARRB, 2020) definisce una serie di regole pratiche per l'applicazione di vetro riciclato all'interno da pavimentazioni granulari e sulle sue proprietà:

- Utilizzo fino al 5% di vetro riciclato proveniente da macerie;
- Vetro proveniente da macerie può essere utilizzato come aggregato fine qualora sia frantumato; questo poiché il vetro frantumato possiede proprietà fisiche e meccaniche molto simili alla sabbia e può essere anche più economico rispetto alla sabbia;
- Rottami di polvere di vetro hanno una natura pozzolanica, poiché può reagire con la calce, generando la stabilizzazione del materiale. Tuttavia, il suo contributo dell'incremento della resistenza è molto inferiore rispetto a quella fornita dall'utilizzo di cemento Portland, producendo una ridotta resistenza a compressione del materiale. Tuttavia, l'impiego della polvere di vetro è molto più economico rispetto all'utilizzo di cemento.

## **2.5 Tipologie deformazioni superficiali**

### **2.5.1 Corrugazione (Washboard)**

La corrugazione è il fenomeno di dislocazione degli aggregati per via dei carichi del traffico. Consiste nella formazione di increspature di aggregati perpendicolari alla direzione di traffico (Figura 10). Questo dissesto tende a generarsi in zone fortemente trafficate o dove è presente materiale aggregato sciolto. Inoltre, è un fenomeno che tende a formarsi in zone collinari, in curve o in aree vicine ad intersezioni stradali; essenzialmente, la corrugazione avviene in zone dove i veicoli tendono ad accelerare o a frenare (FHA, 2015).

Pavimentazioni con sottofondi poco resistenti e con una livellazione superficiale inadeguata possono causare la corrugazione.



Figura 10 : Esempio di corrugazione (<https://skeptoid.com/episodes/4822>)

La Federal Highway Administration stabilisce altre quattro possibili cause per la corrugazione: assenza di umidità, scarsa qualità della ghiaia di superficie, assenza della pendenza trasversale e lo stile di guida degli utenti.

Per decenni si è discusso sul meccanismo alla base della formazione della corrugazione e si è giunti alla conclusione che la teoria dell'oscillazione forzata è il meccanismo predominante della sua formazione (TRH 20, 1990); in particolare, recenti studi sub africani hanno raccolto evidenze a supporto di questa teoria (Paige-Green, 1989a).

La teoria si basa sul rimbalzo dello pneumatico generato dalle irregolarità della strada o da componenti di sospensione dei veicoli quali gli ammortizzatori; questo produce un contraccolpo di materiale non coesivo, seguito da compressione e redistribuzione dello strato superficiale nel momento in cui lo pneumatico recupera il contatto con la strada (Figura 11) (THR 20, 1990).

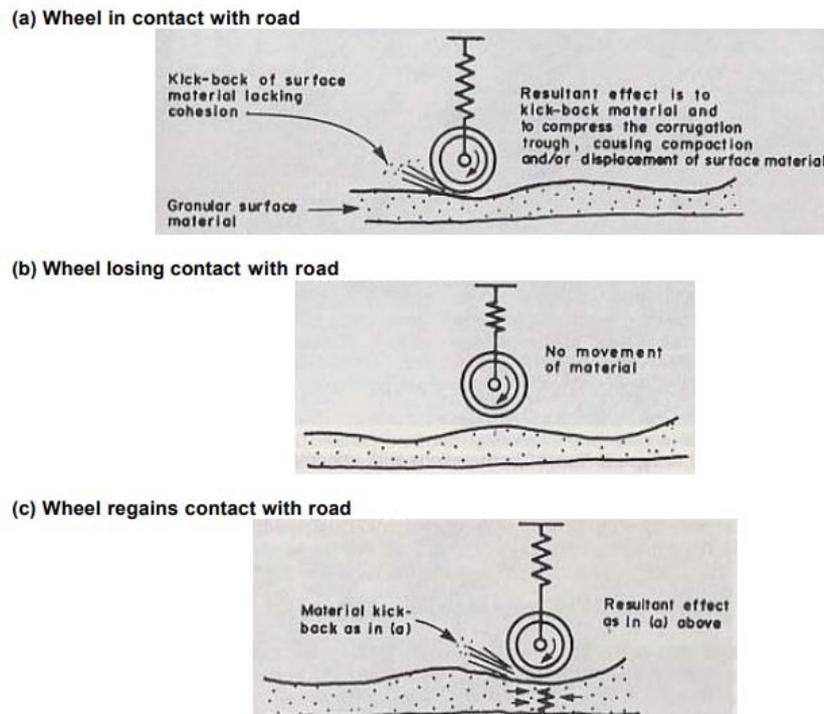


Figura 11 : Meccanismo teoria dell'oscillazione forzata (THR 20, 1990)

La lunghezza d'onda che permette di rappresentare la corrugazione risulta essere dipendente dalla velocità modale dei veicoli che adoperano una strada sterrata, ottenendo lunghezze grandi qualora la velocità sia elevata; nello specifico, secondo numerose osservazioni effettuate nel Sud Africa, la lunghezza d'onda delle corrugazioni espressa in centimetri risulta essere approssimativamente uguale alla velocità espressa in chilometri orari dei veicoli che trafficano la strada (ad esempio qualora la velocità media sia pari ad 70 km/h, si possono generare corrugazioni di lunghezza d'onda di circa 70 cm) (ARRB, 2020).

Una possibile procedura per il trattamento delle corrugazioni in una pavimentazione composta da sabbie può essere il trascinamento di materiale leggero tramite un veicolo, permettendo una lavorazione a basso costo e utile nel prevenire il fenomeno durante le fasi iniziali di deterioramento (Figura 12); eseguire il trascinamento ad una velocità di circa 15 km/h permette di eliminare le corrugazioni superficiali, ma questa operazione, come anche la livellazione superficiale, risulta essere efficace solamente come una soluzione a breve termine (ARRB, 2020). Alcuni interventi a lungo termine possono essere l'utilizzo di particolari leganti di argilla in zone dove un clima secco può generare la formazione di corrugazioni, l'impiego di aggregati frantumati con ottime proprietà meccaniche nelle aree isolate della pavimentazione stradale dove si generano le depressioni e l'uso di brevi tratti di sigillatura in alcuni punti critici come, ad esempio, nelle zone di accesso ai punti, in

corrispondenza di guardie di bestiame o in pendii ripidi, con curve orizzontali a basso raggio (ARRB, 2020).



Figura 12 : Processo di ripristino corrugazione (ARRB, 2009)

### **2.5.2 Ormaiamento (Ruts)**

L'Ormaiamento è il processo di creazione di ormaie, ossia depressioni superficiali lungo il percorso degli pneumatici (Figura 13). La loro formazione avviene per via delle deformazioni del sottofondo provocate da una sua compattazione in esercizio, dalla compattazione dello strato superficiale o dalla perdita di materiale granulometrico dallo strato superficiale (TRH 20, 1990).

Le cause principali delle formazioni di ormaie sono legate essenzialmente alle proprietà stratigrafiche della pavimentazione quali spessori non adeguati, elevati contenuti di umidità, presenza di suoli con scarse proprietà meccaniche, inadeguata distribuzione granulometrica e scarsa capacità di drenaggio delle acque superficiali (ARAB, 2020); inoltre, l'assenza o un'inadeguata pendenza trasversale, possono indebolire la base e accelerare il processo di ormaiamento (TIC, 2002). L'ormaiamento è un problema che interessa sia l'utente che il gestore stradale; per il primo comporta un incremento nei consumi di carburante e la possibilità di scivolamento per via dell'accumulo superficiale di acqua o ghiaccio, per il secondo, invece, comporta la stagnazione delle acque piovane all'interno delle ormaie, conducendo ad un rapido deterioramento della pavimentazione (Andrew Dawson, 2006).



Figura 13: Ormaie in una pavimentazione granulare

Secondo il “*Managing Rutting in Low Volume Roads*” (Andrew Dawson, 2006), i meccanismi alla base della creazione delle ormaie sono essenzialmente quattro:

### **Metodo 0**

La creazione di ormaie è dovuta ad una compattazione dei materiali non saturi presenti all’interno della pavimentazione da parte dei veicoli; l’ormaiamento in questa tipologia avviene tramite una depressione superficiale vicina al punto di contatto dello pneumatico (Figura 14).

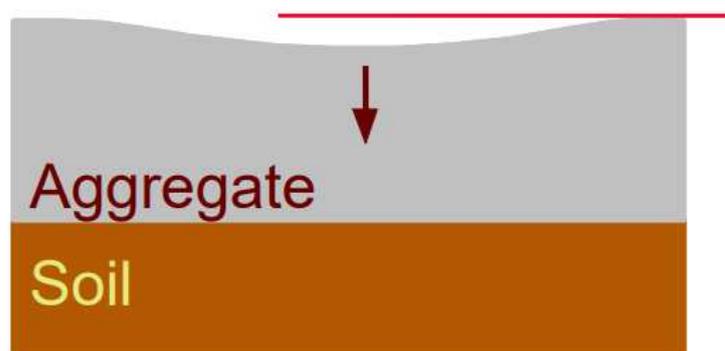


Figura 14: Metodo 0 di Ormaiamento (Andrew Dawson, 2006)

Una corretta compattazione in fase esecutiva risulta essere sufficiente per prevenire compattazioni future dovute al traffico. Tuttavia, questa tipologia di ormaiamento risulta

essere autostabilizzante, dato che la compattazione dovuta al traffico previene nel tempo altre ulteriori compattazioni; inoltre, questo processo tende ad indurire i materiali permettendo così una miglior distribuzione dei carichi e ad una riduzione dello stato tensionale nel sottofondo, con, di conseguenza, una riduzione della probabilità di generare ormaie anche in quello strato.

Nelle regioni dove processi di gelo-disgelo possono avvenire all'interno della pavimentazione stradale, si possono instaurare dei processi di sollevamento all'interno del sottofondo e negli altri strati con materiale granulometrico. Questo genera una perdita nella compattazione dei materiali sciolti che viene recuperato in primavera, poiché avvengono processi di scioglimento, generando così un ormaie come definite in Figura 14.

### **Metodo 1**

Consiste nel sollevamento di materiale granulare attorno l'impronta dello pneumatico (Figura 15) dovuto ad una inappropriata resistenza a taglio del materiale non legato presente nella superficie della pavimentazione. Prove raccolte da campi prova e dalla teoria hanno dimostrato che la massima deformazione a taglio avviene approssimativamente ad una profondità pari ad un terzo della larghezza dello pneumatico o della coppia di pneumatici qualora vi sia un sistema a doppio pneumatico, ossia all'incirca 15-20 cm (Andrew Dawson, 2006).

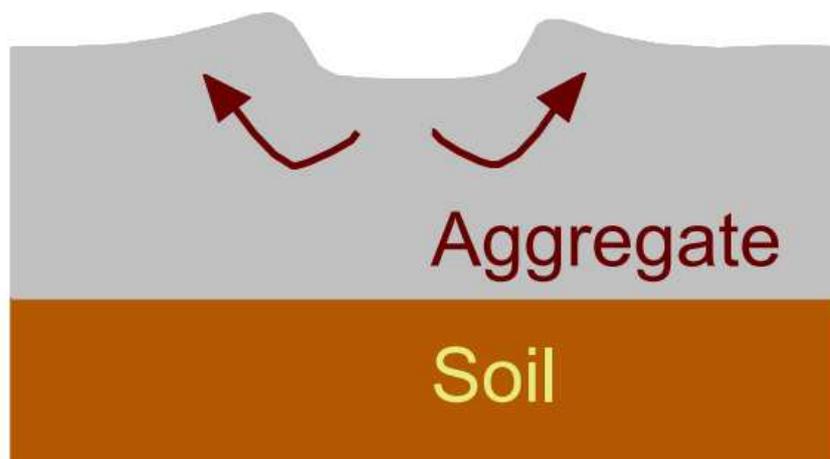


Figura 15 : Metodo 1 di Ormaiamento (Andrew Dawson, 2006)

Idealmente questa metodologia tende ad evitare la formazione di ormaie nel sottofondo. Tuttavia, in molti casi, questo tende ad essere il principale responsabile della propagazione delle ormaie negli strati sottostanti qualora gli aggregati comincino a perdere la propria

capacità portante per via di accumulo di acqua dovuto a processi di disgelo in periodi primaverili; per il resto dell'anno, invece, avvengono processi di compattazione simili a quelli descritti nel metodo 0 e di drenaggio, i quali permettono di ottenere performance adeguate.

Gli unici rimedi per questa tipologia di ormaiamento sono l'incremento delle proprietà meccaniche degli aggregati tramite una corretta compattazione, utilizzo di stabilizzanti o l'utilizzo di geotessuti di rinforzo e la riduzione delle tensioni generate dagli pneumatici; effettuare trattamenti nel sottofondo, invece, non hanno alcun effetto e non impediscono la formazione di queste ormaie.

## Metodo 2

Il processo di ormaiamento consiste nella creazione delle ormaie lungo l'intera pavimentazione; questo è dovuto a causa delle deformazioni a taglio del sottofondo, i quali generano deformazioni degli strati sovrastanti per richiamo (Figura 16).

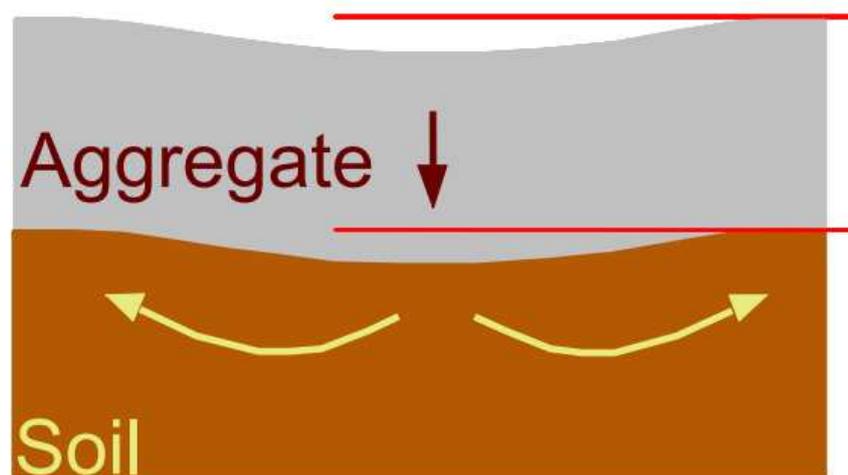


Figura 16 : Metodo 2 di Ormaiamento (Andrew Dawson, 2006)

I metodi per contenere questo ormaiamento consistono nel migliorare le proprietà meccaniche degli aggregati al fine di migliorare la distribuzione dei carichi generati dai veicoli e ottenere tensioni ridotte nel sottofondo; inoltre, applicando restrizioni a veicoli con carichi assiali eccessivi si riesce ad evitare la formazione di ormaie nel sottofondo.

## Metodo 3

È un processo molto simile a quello descritto nel metodo 0 generato dal danneggiamento degli aggregati. Qualora si forma materiale fine all'interno dei pori degli aggregati, questi tendono a rendere il materiale molto più suscettibile all'umidità.

### 2.5.3 Buche superficiali (Potholes)

La presenza di buche superficiali nelle pavimentazioni granulari tende ad essere un aspetto fondamentale da considerare per la ruvidità superficiale e soprattutto può causare importanti danni ai veicoli qualora il deterioramento non venga gestito e lasciato aumentare le dimensioni del danno (Pearson Derek, 2012). Le dimensioni della profondità e del diametro delle buche superficiali influenzano la possibilità di generare effetti nei componenti dei veicoli, i quali producono danni; nello specifico, i veicoli risentono la presenza delle buche superficiali qualora il diametro sia compreso tra 250 mm e 1500 mm e la profondità sia maggiore di 50-75 mm (ARRB, 2020) (Figura 17).



Figura 17 : Buche superficiali in pavimentazioni granulari  
([www.doityourself.com/stry/fixpotholes](http://www.doityourself.com/stry/fixpotholes))

Una buca superficiale è una depressione o vuoto che si genera superficialmente in una pavimentazione generati a causa di un contenuto elevato di umidità che può essere provocato da un incorretto o non adeguato drenaggio delle acque piovani o da una inadeguata distribuzione granulometrica o la combinazione di questi due fattori (CHOCTAWHATCHEE, PEA and YELLOW RIVERS WATERSHED MANAGEMENT AUTHORITY, 2000). L'acqua che viene raccolta all'interno delle depressioni superficiali

tende ad indebolire la pavimentazione, permettendo la rimozione di materiale fino, a causa del traffico stradale e accelerano la propagazione di buche superficiali (Alzubaidi, 1999).

I tratti stradali suscettibili a questo fenomeno di deterioramento sono tutte le zone dove è assente una corretta pendenza trasversale o non è presente una pendenza longitudinale; inoltre, le depressioni superficiali possono generarsi anche nelle zone di interscambio tra pavimentazioni granulari e ponti, nei tratti stradali a curve ad S (nello specifico nella zona di transazione tra due curve successive) e nelle intersezioni stradali, in particolare nei percorsi delle ruote dove l'acqua piovana può accumularsi (ARRB, 2020).

(TRH 20, 1990) stabilisce i seguenti processi e motivi principali responsabili della creazione di depressioni superficiali:

- Inadeguata geometria stradale e scarsa capacità di drenaggio;
- Inadeguata livellazione e distruzione della pendenza trasversale;
- Compattazione di materiali generata dai carichi veicolari qualora siano presenti aggregati grossolani;
- Presenza di suoli suscettibili a fenomeni di erosione da acqua;
- Presenza di corrugazioni superficiali che possono allargarsi e formare buche superficiali;
- Deformazioni causate da sottofondi o strati superficiali non propriamente adeguati;
- Cedimento di tane di animali ed insetti;
- Inadeguata compattazione;
- Stratigrafie con materiali ed umidità variabili.

Il meccanismo alla base della creazione di buche superficiali consiste nella rimozione di materiale superficiale e la penetrazione dell'acqua; in particolare, il materiale solido in sospensione viene spazzato via dal passaggio dello pneumatico, permettendo così l'ingresso dell'acqua all'interno della stratigrafia della pavimentazione e generando così il danneggiamento; ripristinare la geometria della superficie stradale e fornire una pendenza longitudinale in zone pianeggianti per evitare l'accumulo delle acque sono rimedi che permettono di evitare la formazione di buche superficiali (ARRB, 2020).

*“Le buche superficiali sono difficili da riparare, alcune vengono riparate con successo con una routine di manutenzione di livellamento o con un riempimento manuale. L'unica soluzione efficace per la loro riparazione è l'allargamento del buco, riempiendolo eccessivamente con ghiaia umida e compattandola. Molte buche sono state registrate formarsi nello stesso posto per più di due anni, rendendole gradualmente più larghe e profonde, nonostante routine di manutenzione di livellamento” (THR 20, 1990).*

(ARRB, 2020) definisce che, sebbene alcune autorità stradali abbiano registrato ottimi risultati nell'utilizzare materiale stabilizzanti per il riempimento di buche, raccomanda di utilizzare materiali con le stesse proprietà di quelli impiegati per la realizzazione della pavimentazione stradale al fine di rendere lo strato superficiale il più omogeneo possibile e ridurre la sua contaminazione.

# Capitolo 3

## 3 Metodi per il dimensionamento e la verifica delle pavimentazioni granulari

L'obiettivo principale di una pavimentazione, in generale, è quello di garantire la trasmissione dei carichi veicolari nel sottofondo, al fine di proteggere il terreno che sorregge sia la pavimentazione che il traffico veicolare; inoltre, una strada con una pavimentazione che non possiede uno spessore o una resistenza soddisfacente, può indurre in un aumento dei costi operativi, specialmente per veicoli di grandi dimensioni destinati per il trasporto di merci (ARRB, 2020).

Le pavimentazioni granulari distribuiscono il carico veicolare in maniera flessibile (TAC, 1997), dove lo sforzo viene gradualmente distribuito ed attenuato dagli strati granulari più rigidi lungo tutto il loro spessore fino a raggiungere lo strato di sottofondo, il quale, essendo tipicamente composto dal suolo, è molto più soffice rispetto agli altri strati (Doré and Zubeck, 2009).

Simile alle pavimentazioni flessibili, l'ormaiamento delle pavimentazioni granulari è solitamente associato alla formazione di ormaie nello strato meno rigido, il quale risulta tipicamente il sottofondo (Asphalt Institute, 1991). Inoltre, a differenza delle pavimentazioni flessibili, per le pavimentazioni granulari, problemi di usura o di fessurazioni non tendono a verificarsi sulla superficie granulare; tuttavia, queste pavimentazioni hanno problemi legati alla formazione di buche superficiali, ormaie e corrugazione (Skorseth and Selim, 2000).

Tutti gli aspetti inerenti alla progettazione e alla manutenzione delle pavimentazioni granulari sono riferiti in base ad osservazioni e conoscenze per specifiche zone e questo aspetto genera un grosso problema qualora si voglia applicare un metodo progettuale o di manutenzione per pavimentazioni di altre aree o realizzate con materiali diversi (A. T Visser & W R Hudson, 1983); di fatti, questo è facilmente riscontrabile nella letteratura dato che (AUSTROAD) propone un metodo progettuale per le pavimentazioni granulari australiane, (IRC) per le pavimentazioni indiane, (TRH 20) per le pavimentazioni sudafricane e (AASHTO) per le pavimentazioni degli Stati Uniti. Inoltre, (B. D. Alkire, 1981) ha realizzato un report, assieme alla Federal Highway Administration (FHWA), in cui viene stabilito un

metodo progettuale che permette di definire lo spessore di rivestimento di progetto in base a tre livelli di complessità.

Tuttavia, si è deciso di analizzare in questo capitolo i metodi di progettazione proposti da (AASHTO) e (TRH 20), dato che entrambi permettono di definire lo spessore di progetto considerando la perdita superficiale di materiale granulometrico e poiché il metodo (AASHTO) permette di definire lo spessore della pavimentazione considerando anche il fenomeno di ormaimento, mentre (TRH 20) permette anche di considerare le condizioni atmosferiche.

### 3.1 Metodo ASSHTO (1993)

Il metodo di progettazione per pavimentazioni granulari a basso traffico veicolare proposto dall'American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) si basa sull'utilizzo di grafici e di cataloghi. In particolare, (AASHTO, 1993) stabilisce i seguenti parametri necessari al fine di poter utilizzare il metodo progettuale grafico per le pavimentazioni granulari:

- Il traffico veicolare previsto durante la vita utile della pavimentazione  $W_{18}$ , il quale si riferisce al numero di assi standard (ossia asse singolo con ruote gemellate da 18 kips = 80kN) che la pavimentazione è in grado di supportare durante la sua vita utile;
- La durata della stagione;
- Il modulo resiliente del sottofondo;
- Il modulo elastico degli strati di base e fondazione;
- La perdita di funzionalità progettuale  $\Delta PSI$ ;
- La profondità delle ormaie ammissibile sulla superficie della pavimentazione, (AASHTO, 1993) suggerisce valori tipici compresi tra 1.00 e 2.00 pollici;
- La perdita di materiale granulare sullo strato superficiale  $GL$  espresso in pollici.

Nell'Appendice A del “*Gravel Roads Construction & Maintenance Guide*” (FHA, 2015) viene descritto il metodo progettuale suggerito da (AASHTO, 1993) nel quale viene definito prima uno spessore della pavimentazione granulare e, tramite un processo iterativo, si definisce lo spessore di progetto che garantisce il massimo danneggiamento della struttura; nello specifico, il procedimento può essere espresso con i seguenti step:

1. Definire uno spessore della pavimentazione di prova  $D_{BS}$ . Siccome il processo potrebbe richiedere dei tentativi, (FHA, 2015) suggerisce di ipotizzare quattro valori e di registrarli nella Tabella 2, la quale viene utilizzata per la definizione dello spessore di progetto;

Tabella 2 : Tabella per la computazione del danno totale della pavimentazione (considerando sia la funzionalità che lo spessore dello strato aggregato) (AASHTO, 1993)

TRIAL BASE THICKNESS, D <sub>BS</sub> (inches) _____				Serviceability Criteria, ΔPSI = _____		Rutting Criteria, RD (inches) = _____	
(1) Season (Roadbed Moisture Condition)	(2) Roadbed Resilient Modulus, M <sub>r</sub> (psi)	(3) Base Elastic Modulus, E <sub>BS</sub> (psi)	(4) Projected 18-kip ESAL Traffic, w <sub>18</sub>	(5) Allowable 18-kip ESAL Traffic, (W <sub>18</sub> ) <sub>PSI</sub>	(6) Seasonal Damage, $\frac{w_{18}}{(W_{18})_{PSI}}$	(7) Allowable 18-kip ESAL Traffic, (W <sub>18</sub> ) <sub>RUT</sub>	(8) Seasonal Damage, $\frac{w_{18}}{(W_{18})_{RUT}}$
Winter (Frozen)							
Spring/Thaw (Saturated)							
Spring/Fall (Wet)							
Summer (Dry)							
Total Traffic =				Total Damage =		Total Damage =	

- Definire il valore ammissibile della perdita della funzionalità  $\Delta PSI$  e il valore ammissibile della profondità delle ormaie  $RD$ ;
- Definire i valori stagionali dei moduli resilienti  $M_r$  e moduli elastici dello strato di base  $E_{BS}$ . In Tabella 3 vengono espressi i valori suggeriti del modulo resiliente  $M_r$  del sottofondo a seconda della stagione;

Tabella 3 : Valori suggeriti di Modulo Resiliente stagionali del sottofondo  $M_r$ , considerando la qualità dei materiali del sottofondo (AASHTO, 1993)

RELATIVE QUALITY OF ROADBED MATERIAL	Winter (Roadbed Frozen)	Spring/Thaw (Roadbed Saturated)	Spring/Fall (Roadbed Wet)	Summer (Roadbed Dry)
Very Good	20,000 <sup>1</sup>	2,500	8,000	20,000
Good	20,000	2,000	6,000	10,000
Fair	20,000	2,000	4,500	6,500
Poor	20,000	1,500	3,300	4,900
Very Poor	20,000	1,500	2,500	4,000

<sup>1</sup> Values shown are Resilient Modulus in psi

- Determinare il traffico veicolare da progetto della pavimentazione  $W_{18}$  per ogni stagione in termini di Equivalent Single Axle Load (ESAL) da 80 kN tramite la seguente equazione:

$$(W_{18}) = (ADT)_0 \cdot (T) \cdot (T_f) \cdot (G) \cdot (D) \cdot (L) \cdot (Y) \cdot 365 \quad [1]$$

dove:

- $ADT_0$  è il traffico giornaliero medio registrato all'inizio della vita utile in entrambe le due direzioni;

- $D$  è il fattore che definisce la distribuzione direzionale;
  - $L$  è il fattore che definisce la distribuzione tra le corsie;
  - $T$  è la percentuale di mezzi pesanti presenti nel traffico;
  - $T_f$  è il truck factor, il quale permette di convertire i mezzi pesanti in termini di ESAL;
  - $G$  è il fattore di crescita del traffico;
  - $Y$  è la vita utile della pavimentazione espresso in anni.
5. Determinare il valore ammissibile di  $W_{18,\Delta PSI}$  della pavimentazione espresso in termini di ESAL, considerando il criterio di funzionalità  $\Delta PSI$ ; viene determinato graficamente tramite il diagramma definito nella Figura 19;
  6. Determinare il valore ammissibile di  $W_{18,RUT}$  della pavimentazione espresso in termini di ESAL, considerando la formazione di ormaie indotte dal traffico veicolare; viene determinato graficamente tramite il diagramma definito nella Figura 20;
  7. Determinare il danno per ogni stagione tramite la divisione tra il traffico veicolare da progetto della pavimentazione  $W_{18}$  e il valore ammissibile del traffico veicolare, considerando sia il criterio di funzionalità  $W_{18,\Delta PSI}$  che considerando il criterio di formazione di ormaie  $W_{18,RUT}$ . Essenzialmente, bisogna dividere  $W_{18}$  sia per  $W_{18,\Delta PSI}$  che per  $W_{18,RUT}$ .
  8. Determinare il danno totale indotto sia dalla perdita di funzionalità che dall'ormaiamento, sommando tutti i danni di ogni stagione. Una volta effettuato questo per ogni spessore di prova, bisogna costruire un grafico dell'andamento del danno totale al variare dello spessore della base. Lo spessore medio dello strato base  $\bar{D}_{BS}$  dal grafico definito precedentemente tramite un'interpolazione grafica che consente di ottenere il valore di danno totale pari a 1. In Figura 18 viene rappresentato un esempio di grafico dell'andamento del danno totale;

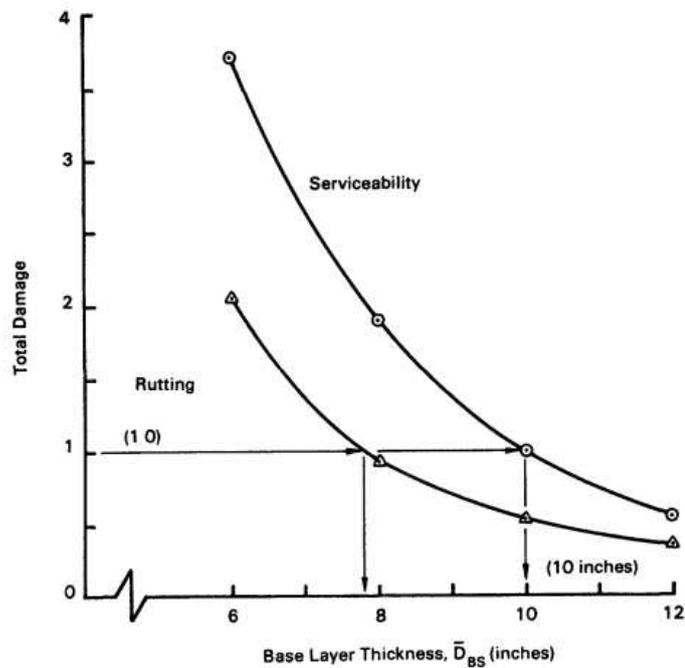


Figura 18: Esempio diagramma andamento del danno totale al variare dello spessore medio dello strato base  $\bar{D}_{BS}$ , considerando sia la funzionalità che l'ormaiamento (AASHTO, 1993)

9. Correggere lo spessore medio dello strato di base a causa della perdita di materiale granulometrico dello strato superficiale. Dunque, lo spessore dello strato di base  $D_{BS}$  risulta essere pari a:

$$D_{BS} = \bar{D}_{BS} + 0.5 \cdot GL \quad [2]$$

dove  $GL$  è la perdita dell'aggregato espressa in pollici;

10. Convertire lo spessore dello strato di base  $D_{BS}$  in uno spessore equivalente per la fondazione tramite il diagramma (Figura 21), qualora sia richiesta la sua presenza nella progettazione o qualora il costo dei materiali per lo strato di base sia troppo eccessivo rispetto al costo dei materiali usati per lo strato di fondazione (FHA, 2015).

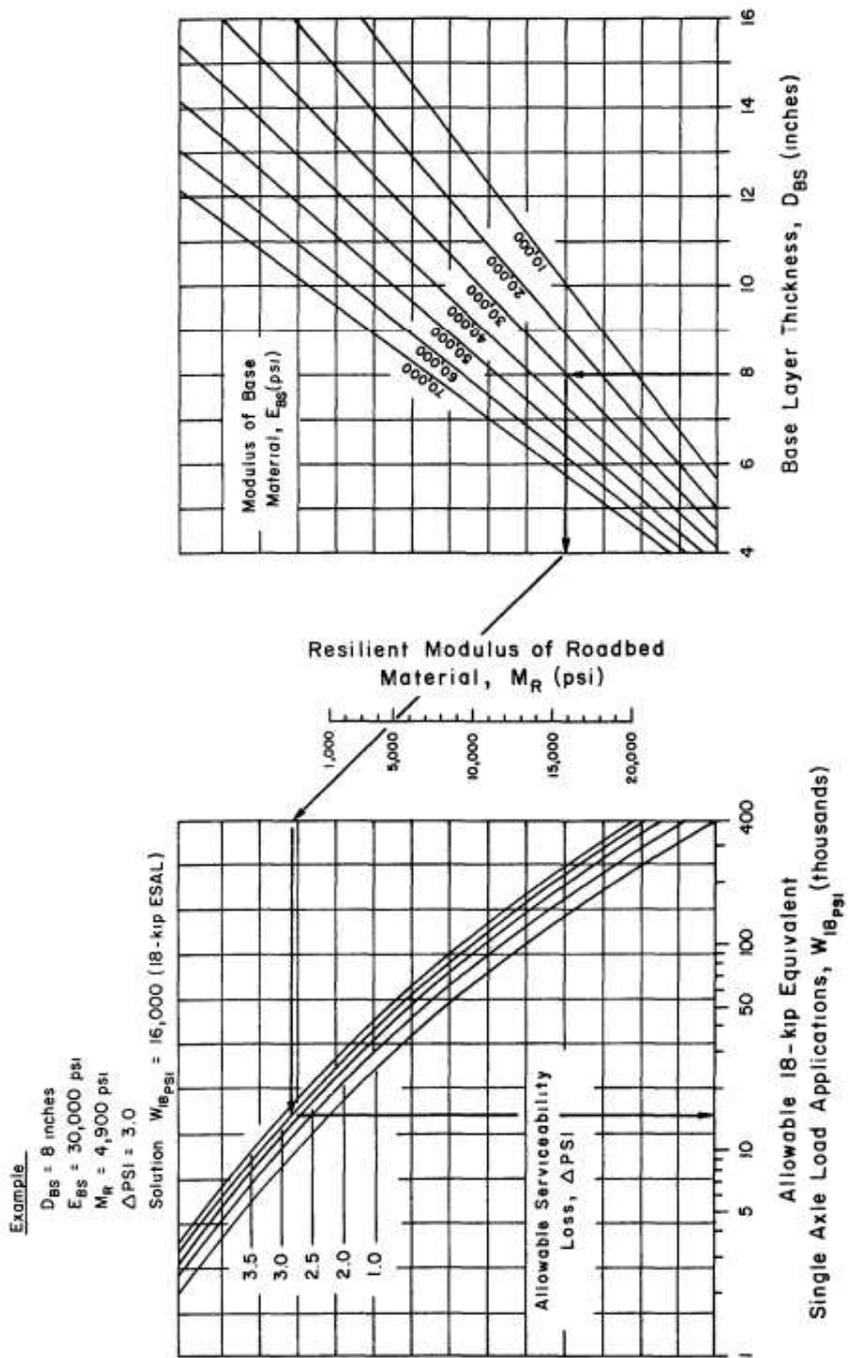


Figura 19 : Diagramma per la definizione del  $W_{18}$  considerando la perdita di funzionalità  $\Delta PSI$  (AASHTO, 1993)

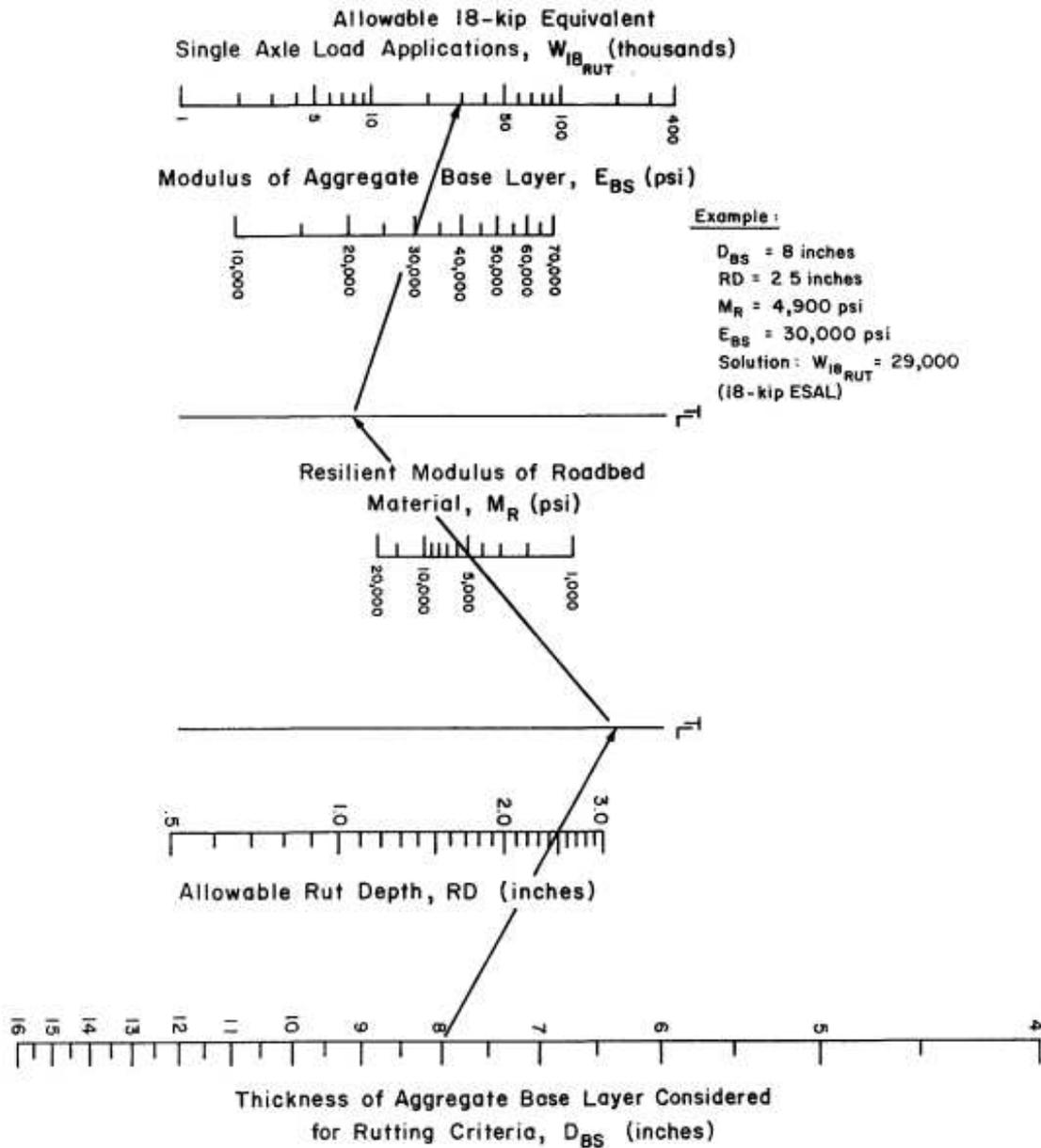


Figura 20 : Diagramma per la definizione del  $W_{18}$  considerando l'ormaiamento (AASHTO, 1993)

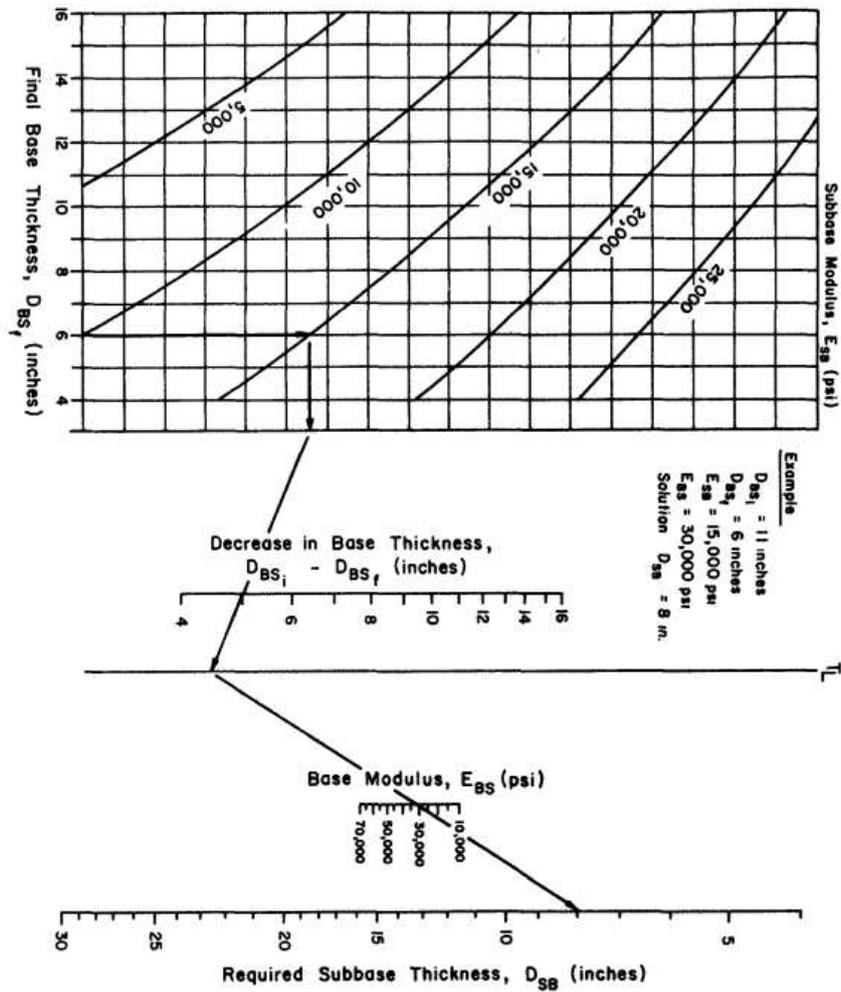


Figura 21 : Diagramma per la conversione dello spessore dello strato di base in uno spessore equivalente della fondazione (AASHTO, 1993)

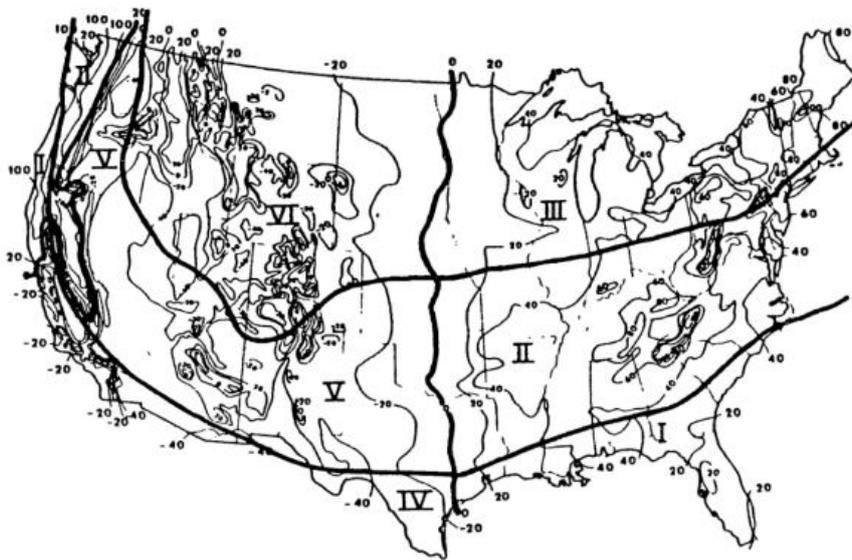
(AASHTO, 1993) definisce dei valori tipici dello spessore dello strato di base della pavimentazione granulare a basso traffico veicolare, qualora il metodo descritto precedentemente non possa essere utilizzato; nella Tabella 4 vengono definiti i valori dello spessore dello strato di base espresso in pollici consigliati, stabiliti in base alla tipologia di regione climatica definita per gli Stati Uniti (Figura 22), al livello di qualità del materiale del sottofondo e al livello del traffico veicolare (in cui con "High" si stabilisce un traffico espresso in ESAL compreso tra 60,000 e 100,000, con "Medium" un traffico ESAL compreso tra 30,000 e 60,000 e con "Low" un traffico ESAL compreso tra 10,000 e 30,000).

Tabella 4 : Valori di spessori dello strato di base consigliati, riferiti in base a sei regioni climatiche, a cinque livelli di qualità del sottofondo e tre livelli di traffico (AASHTO, 1993)

Relative Quality of Roadbed Soil	Traffic Level	U.S. Climatic Region					
		I	II	III	IV	V	VI
Very good	High	8*	10	15	7	9	15
	Medium	6	8	11	5	7	11
	Low	4	4	6	4	4	6
Good	High	11	12	17	10	11	17
	Medium	8	9	12	7	9	12
	Low	4	5	7	4	5	7
Fair	High	13	14	17	12	13	17
	Medium	11	11	12	10	10	12
	Low	6	6	7	5	5	7
Poor	High	**	**	**	**	**	**
	Medium	**	**	**	15	15	**
	Low	9	10	9	8	8	9
Very poor	High	**	**	**	**	**	**
	Medium	**	**	**	**	**	**
	Low	11	11	10	8	8	9

\*Thickness of aggregate base required (in inches)

\*\*Higher type pavement design recommended



REGION	CHARACTERISTICS
I	Wet, no freeze
II	Wet, freeze - thaw cycling
III	Wet, hard-freeze, spring thaw
IV	Dry, no freeze
V	Dry, freeze - thaw cycling
VI	Dry, hard freeze, spring thaw

Figura 22 : Le sei regioni climatiche definite per gli Stati Uniti (AASHTO, 1993)

### 3.2 Metodo Sud Africa (TRH 20, 1990)

Secondo (TRH 20, 1990), la progettazione di pavimentazioni granulari nel Sud Africa non prevedono generalmente l'utilizzo di procedure scientifiche di progettazione strutturale; in particolare, il "*Maintenance and Design System*" (Visser, 1981) incorporò il lavoro eseguito dal Waterways Experiment Station (Barber et al, 1978), nel quale vennero sviluppati modelli per la previsione della profondità delle ormaie tramite la conoscenza delle proprietà dei materiali, il traffico veicolare previsto e lo spessore superficiale. Tuttavia, ci non fu alcuna implementazione di questi modelli a fini progettuali, ma (Visser, 1981) sviluppo un modello progettuale in grado di prevedere lo spessore di design tramite la conoscenza delle proprietà dei materiali della pavimentazione granulare e il traffico veicolare previsto; nello specifico, il modello di (Visser, 1981) produce risultati molto più realistici rispetto ai metodi precedenti, sottolineando che, per sottofondi con valori di California Bearing Ratio (CBR) maggiori di 5 misurata tramite compattazione Proctor e con una superficie di rivestimento di 150 mm (con valori di CBR ottenuti sempre tramite compattazione Proctor maggiore di 30), si vengono a generare ormaie profonde 75 mm qualora vengano applicati sulla pavimentazione 10 000 autocarri.

(TRH 20, 1990) stabilisce, però, che l'implemento di un criterio che permetta la previsione di ormaie profonde 75 mm risulti essere eccessivo per le stradi rurali sudafricane, specialmente nelle zone orientali più umide, dove le ormaie possono trattenere le acque superficiali per lunghi periodi.

Inoltre, sebbene le ormaie vengano rimosse tramite procedure di manutenzioni ordinarie, quali ad esempio la livellazione, una loro importante porzione viene espressa tramite deformazioni del sottofondo, le quali causano una perdita di materiale dello strato superficiale; tale perdita ottenuta nel tempo a causa del traffico veicolare definisce una situazione dinamica, rendendo quindi lo spessore di rivestimento ottimale valida solamente per un breve periodo temporaneo (TRH 20, 1990).

Alla base delle considerazioni definite precedentemente e ad osservazioni effettuate nelle pavimentazioni granulari sudafricane, (TRH 20, 1990) stabilisce la seguente equazione utile al fine di identificare lo spessore consigliato per lo strato di rivestimento T:

$$T = t + \left(1 + \frac{C_t}{100}\right) \cdot (GL_p \cdot L_d) \quad [3]$$

dove:

- $t$  è lo spessore minimo necessario per la protezione del sottofondo espresso in mm; qualora il sottofondo possieda un CBR maggiore di 5%, questo valore può essere

omesso, mentre per i sottofondi con CBR maggiore di 5%, (TRH 20, 1990) suggerisce un valore dello spessore minimo necessario per la protezione del sottofondo pari a 50 mm. Qualora, invece, si utilizzi una geogriglia o un geotessuto, (TRH 20, 1990) consiglia che lo spessore dello strato protettivo non sia inferiore di 100 mm;

- $C_t$  è la compattazione generata dal traffico veicolare espressa in percentuale; in Tabella 5 suggerisce dei valori utilizzabili come stima della perdita dello spessore causata dalla compattazione indotta dal traffico;
- $GL_p$  è la perdita annua di materiale sciolto stimata tramite la seguente equazione:

$$GL_p = 3.65 \cdot [ADT \cdot (0.059 + 0.0027 \cdot N - 0.0006 \cdot P26) - 0.367 \cdot N - 0.0014 \cdot PF + 0.0474 \cdot P26] \quad [4]$$

dove:

- $ADT$  è il traffico medio giornaliero;
- $N$  è il Weinert N-value, il quale definisce il clima ambientale e viene espressa tramite la seguente equazione (Weinert, 1980):

$$N = 12 \cdot \frac{E_j}{P_a} \quad [5]$$

in cui  $P_a$  è il valore delle precipitazioni annuali e  $E_j$  è l'evaporazione della superficie d'acqua misurata a gennaio. In Figura 23, si possono osservare i valori tipici per il Sud Africa;

- $P26$  è la percentuale di passante al setaccio da 26.5 mm;
  - $PF$  è il prodotto tra limite plastico e la percentuale di passante al setaccio da 0.075 mm.
- $L_d$  è la vita utile della pavimentazione o la frequenza delle operazioni di manutenzione della distribuzione di materiali granulari espresso in anni.

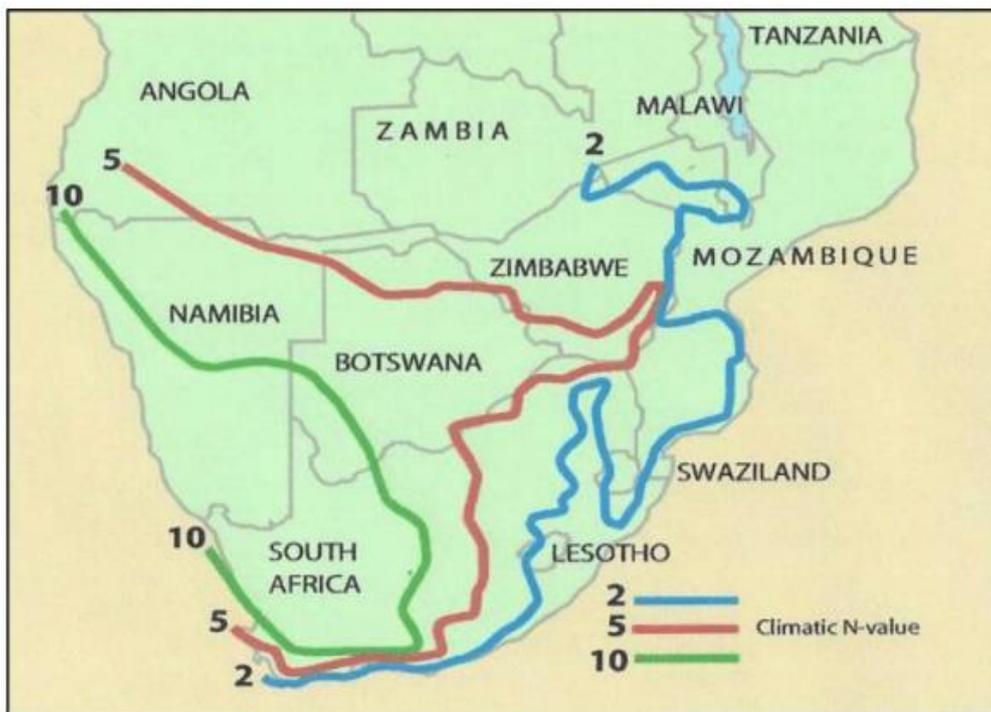


Figura 23 : Valori di Weinert N-values tipici per il Sudafrica (Weinert, 1980)

Tabella 5 : Valori suggeriti di  $C_t$  in base al contenuto di umidità (TRH 20, 1990)

Compattazione effettuata in fase costruttiva	Contenuto di umidità durante la fase costruttiva	Perdita potenziale dello spessore protettivo
3 passaggi di rullo compressore tipo Grid roller	All'incirca uguale al contenuto di umidità ottimale	10%
3 passaggi di rullo compressore tipo Grid roller	Inferiore al contenuto di umidità ottimale	20%
3 passaggi di rullo compressore gommato	All'incirca uguale al contenuto di umidità ottimale	5%

La normativa (TRH 20, 1990), infine, definisce le seguenti specificazioni delle proprietà dei materiali suggeriti per la realizzazione di pavimentazioni granulari in ambiti rurali (Tabella 6) e urbani (Tabella 7).

Tabella 6 : Raccomandazioni delle proprietà dei materiali da usare nelle pavimentazioni granulari rurali (TRH 20, 1990)

Maximum size:	37,5 mm
Oversize index ( $I_o$ ) <sup>a</sup> :	= 5 per cent
Shrinkage product ( $S_p$ ) <sup>b</sup> :	100 - 365 (max. of 240 preferable)
Grading coefficient ( $G_c$ ) <sup>c</sup> :	16 - 34
CBR: = 15 at = 95 per cent Mod AASHO compaction and OMC <sup>d</sup>	

- a  $I_o$  = Oversize Index (per cent retained on 37,5 mm sieve)  
 b  $S_p$  = Linear shrinkage x per cent passing 0,425 mm sieve  
 c  $G_c$  = (Per cent passing 26,5 mm – per cent passing 2,0 mm) x per cent passing 4,75 mm/100  
 d tested immediately after compaction

Tabella 7 : Raccomandazioni delle proprietà dei materiali da usare nelle pavimentazioni granulari urbane (TRH 20, 1990)

Maximum size:	37,5 mm
Oversize index ( $I_o$ ):	0
Shrinkage products ( $S_p$ ):	100 - 240
Grading coefficient ( $G_c$ ):	16 - 34
CBR: = 15 at = 95 per cent Mod AASHO compaction and OMC	

# Capitolo 4

## 4 Carichi eccezionali e criteri di rottura nei materiali granulari

### 4.1 Definizione traffico mezzi trasporto eccezionale

Un aspetto fondamentale da considerare durante la progettazione generale di qualsiasi pavimentazione stradale è la composizione del traffico previsto nella vita utile della strada. Questo perché prevedere e conoscere la composizione del traffico permette di quantificare il danno che la pavimentazione stradale subirà in fase di esercizio; questo aspetto non è solo rilevante dal punto di vista progettuale, ma anche gestionale, poiché questo permette di quantificare in termini economici il costo degli interventi di riabilitazione e le tariffe d'uso da applicare per ciascuna tipologia di veicolo transitante.

Secondo l'articolo 10 del codice della strada italiano, un trasporto viene definito eccezionale qualora *“il veicolo che nella propria configurazione di marcia superi, per specifiche esigenze funzionali, i limiti di sagoma o massa stabiliti negli articoli 61 e 62”*.

Le caratteristiche previste per un mezzo di trasporto eccezionale vengono descritte nell'articolo 61 del codice stradale, stabilendo le loro dimensioni:

- Una larghezza superiore a 2.55 m e per veicoli a temperatura controllata una larghezza maggiore a 2.60 m;
- Un'altezza superiore a 4.00 m;
- Una lunghezza complessiva maggiore di 16.50 m per auto o trattori dotati di rimorchio o semirimorchio, mentre per camion composti da motrice con rimorchio la lunghezza deve superare 18.75 m.

L'articolo 62, invece, stabilisce quali siano le masse limite per ogni tipologia di mezzo eccezionale; in particolare i limiti stabiliti sono:

- Per i veicoli a motore muniti di pneumatici con carico unitario trasmesso all'area di impronta sulla strada minore di  $8 \text{ N/cm}^2$  composti da solo due assi con distanza interstiziale non inferiore ad 1 m, la massima massa complessiva non deve superare le 18 tonnellate, mentre se presenti tre o più assi, il limite passa a 25 tonnellate. Se il veicolo è composto da tre o quattro assi e l'asse motore è munito di pneumatici accoppiati e di sospensioni pneumatiche, il limite passa rispettivamente a 26 tonnellate se vi sono tre assi e a 32 tonnellate se vi sono quattro assi;
- La massa complessiva di un autotreno a tre assi non può superare le 30 tonnellate, mentre per autotreni, autoarticolati o autosnodati il limite passa a 40 tonnellate se sono a quattro assi e a 44 tonnellate se sono a cinque o più assi;
- Per qualsiasi tipologia di veicolo, la massima massa che può essere esercitata su un asse non deve superare le 12 tonnellate. Qualora due assi contigui siano disposti ad una distanza assiale minore di 1 m, la somma delle masse non deve essere maggiore di 12 tonnellate; se la distanza assiale è compresa tra 1 e 1.3 m, il limite passa a 16 tonnellate, mentre se tale distanza è compresa tra 1.3 e 2 m, il limite non può superare le 20 tonnellate;
- Per i rimorchi muniti di pneumatici con carico unitario trasmesso all'area di impronta sulla strada minore di  $8 \text{ N/cm}^2$ , la massa complessiva a pieno carico non può superare le 6 tonnellate se è composto da un asse, con esclusione dell'unità posteriore dell'autosnodato, mentre se gli assi sono due, tre o più, i limiti sono rispettivamente 22 e 26 tonnellate.

Il Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) definisce tramite un bollettino ufficiale la distribuzione dei carichi per asse per ogni tipologia di veicoli (Figura 24). Bisogna ricordarsi, però, che nel contesto italiano le regole del codice stradale non vengono applicate per le strade sterrate, ma spetta invece alla Regione disciplinare la circolazione dei veicoli a motore, dato che entrano in gioco le diverse disposizioni locali sull'uso corretto del territorio (TAR Piemonte, 2017).

Data la varietà di tipologie di mezzi e di configurazioni assiali dei veicoli, dunque, è necessario definire un assiale di progetto; nel capitolo 5 verranno analizzati alcuni assiali di design al fine di poter comprendere quale è il più idoneo per la progettazione a taglio di una pavimentazione granulare.

Tipo di veicoli	N. assi	Distribuzione dei carichi per asse (KN)							
1) autocarri leggeri	2	↓ 10				↓ 20			
2) " "	"	↓ 15				↓ 30			
3) autocarri medi e pesanti	"	↓ 40				↓ 80			
4) " " " "	"	↓ 50				↓ 110			
5) autocarri pesanti	3	↓ 40				↓ 80	↓ 80		
6) " "	"	↓ 60				↓ 100	↓ 100		
7) autotreni e autoarticolati	4	↓ 40				↓ 90		↓ 80	↓ 80
8) " "	"	↓ 60				↓ 100	↓ 100		↓ 100
9) " "	5	↓ 40	↓ 80	↓ 80				↓ 80	↓ 80
10) " "	"	↓ 60	↓ 90	↓ 90				↓ 100	↓ 100
11) " "	"	↓ 40	↓ 100					↓ 80	↓ 80
12) " "	"	↓ 60	↓ 110					↓ 90	↓ 90
13) mezzi d'opera	"	↓ 50	↓ 120					↓ 130	↓ 130
14) autobus	2	↓ 40				↓ 80			
15) "	2	↓ 60				↓ 100			
16) "	2	↓ 50				↓ 80			

Figura 24 : Elenco distribuzione dei carichi per asse (CNR B.U. 178/95)

## 4.2 Rottura a taglio nei materiali granulari

Le teorie delle meccaniche del suolo affermano che il collasso istantaneo di un suolo tende a verificarsi quando viene applicato un carico limite; questa tipologia di fallimento viene definito una rottura a taglio (G. Rajaram, 1996). Il criterio di rottura che permette di descrivere la resistenza al taglio dei terreni sotto forze di compressione è il criterio formulato da Coulomb nel 1773; inoltre, grazie alla relazione rilevata da Terzaghi che permette di comprendere la ripartizione dello stato tensionale tra scheletro solido e pressione interstiziale (stabilendo il concetto di tensione efficace) ha permesso di unificare la risposta dei terreni sabbiosi e argillosi (Renato Lancellotta, 1999).

Da un punto di vista comportamentale, l'applicazione dei carichi veicolari nei suoli può essere paragonata come un problema ingegneristico di geotecnica. È noto dalle osservazioni del comportamento delle fondazioni sottoposte a carico che la capacità portante viene utilizzata per definire la rottura per taglio del terreno qualora il suolo debba supportare una fondazione (Vesić, 1975). Per questo motivo, sono state prese osservazioni o teorie nella letteratura relative le fondazioni dirette al fine di poter comprendere non solo come analizzare la resistenza del suolo a sforzi di taglio, ma anche come avviene il meccanismo di rottura.

I meccanismi principali della rottura a taglio dei suoli sotto i carichi delle fondazioni sono: rottura generica a taglio, rottura locale a taglio e rottura per punzonamento a taglio.

### 4.2.1 Rottura generica a taglio

La rottura generica a taglio è una tipologia di cedimento del suolo che avviene qualora sia presente un piano di scivolamento ben definito; questo si viene a generare tra uno dei punti più esterni del carico applicato, come ad esempio il plinto di fondazione di una struttura, e la superficie del suolo (Figura 25). Generalmente, questa rottura tende a verificarsi in terreni con elevata densità e rigidità. Per verificare questa tipologia di rottura, si consideri una fondazione nastriforme di larghezza  $B$  applicata su una superficie di un suolo coesivo o di una sabbia densa; tale fondazione applica un carico unitario nel suolo  $q$  in maniera graduata, generando un cedimento che aumenta con l'applicazione graduale del carico. Quando il carico unitario applicato raggiunge il valore  $q_u$  (Figura 25), si genera una rottura del suolo al di sotto della fondazione, generando una superficie di scivolamento che si estende fino alla superficie del terreno. Il carico  $q_u$  viene definito come la capacità portante ultima della fondazione, la quale è la responsabile della rottura generica a taglio (Braja M. Das, 2010).

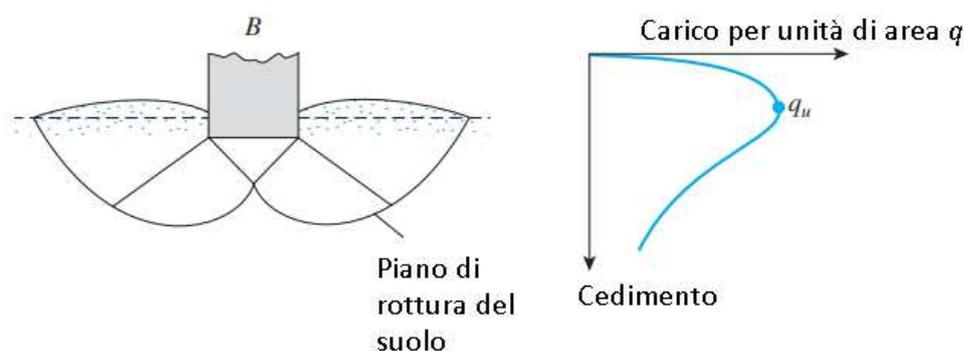


Figura 25 : Rottura del suolo di tipo generico (Braja M. Das, 2010)

Questa tipologia di rottura può generare una rotazione della fondazione, qualora la struttura non sia propriamente progettata per contrastare le rotazioni e il collasso, quando viene raggiunto, è improvviso e catastrofico (Shailendra Amayta et al., 2009). Sempre in Figura 25, è possibile osservare che, dopo aver raggiunto la capacità portante ultima, il cedimento aumenti anche con carichi unitari minore a quello ultimo. Qualora sia presente un carico eccentrico, il meccanismo di rottura risulta essere leggermente diverso, dato che si viene a creare la rottura superficiale solamente in un lato del terreno (Figura 26).

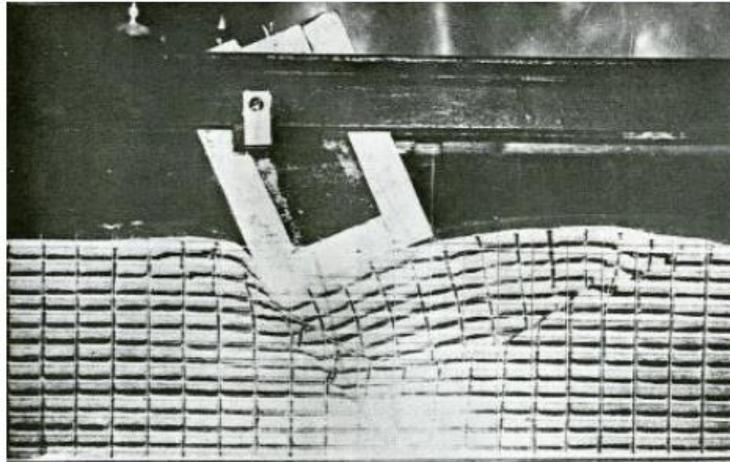


Figura 26 : Rottura superficiale del suolo data da un carico eccentrico (Jumikis, 1956)

#### 4.2.2 Rottura locale a taglio

La rottura locale a taglio è una tipologia di rottura che viene a generarsi in terreni sciolti come sabbie o argille mediamente compattati. A differenza della rottura generica a taglio, la rottura avviene solamente al di sotto della struttura che applica il carico al suolo (Braja M. Das, 2010); in particolare, nella Figura 27 si può osservare che la rottura del suolo è composto da un cuneo sotto il carico e dal piano di scivolamento che si formano alle estremità del carico simile alla rottura generica a taglio, con la sola differenza che la superficie finisce prima di raggiungere la superficie del terreno.

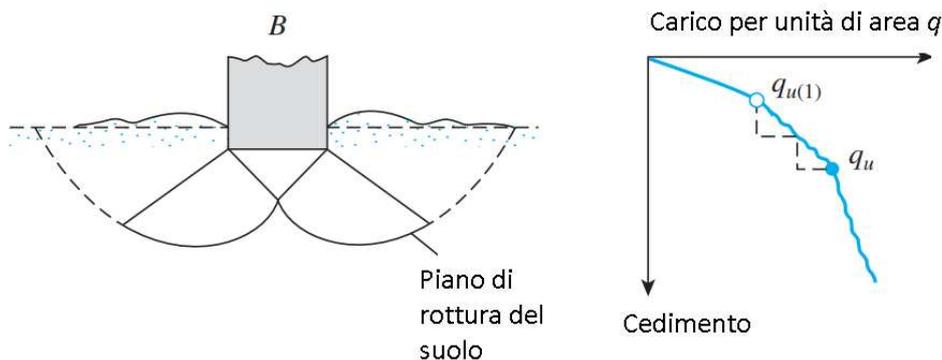


Figura 27 : Rottura del suolo di tipo locale (Braja M. Das, 2010)

Quando il carico unitario raggiunge il valore  $q_{u(1)}$ , i cedimenti successivi che la struttura riceve vengono accompagnati da contraccolpi improvvisi; inoltre, affinché la rottura possa raggiungere la superficie del suolo, bisogna che si verificino dei cedimenti consistenti della struttura (Braja M. Das, 2010). Il carico unitario che scatena il cedimento necessario affinché

la rottura raggiunga la superficie del suolo viene definito capacità portante ultima  $q_u$  e questo genera un incremento di cedimento della struttura, visibile nel diagramma carico per unità di area  $q$  – cedimento dalle rette tratteggiate (Figura 27).

(Vesić, 1963) definisce il carico per unità di area  $q_{u(1)}$  come il primo carico di rottura. A differenza della rottura generica, non è presente un picco massimo che, una volta raggiunto, genera un collasso improvviso .

### 4.2.3 Rottura per punzonamento a taglio

La rottura per punzonamento è un fenomeno non facilmente osservabile rispetto ai due metodi descritti precedentemente. All'aumentare del carico, si viene a generare una compressione al di sotto della struttura, provocando la sua penetrazione all'interno del suolo per via della presenza di forze verticali di taglio applicate attorno il perimetro della struttura; con conseguenza, non sono presenti movimenti del suolo ai lati della struttura, dato che entrambi gli equilibri delle forze orizzontali e verticali vengono rispettati, ma si manifestano dei contraccolpi o improvvisi movimenti nella direzione verticale (Shailendra Amayta et al., 2009). Dunque, il cedimento si viene a verificare solamente al di sotto del punto di applicazione del carico e la superficie di rottura si genera dai bordi del carico, ma non si estende fino alla superficie del terreno (Figura 28).

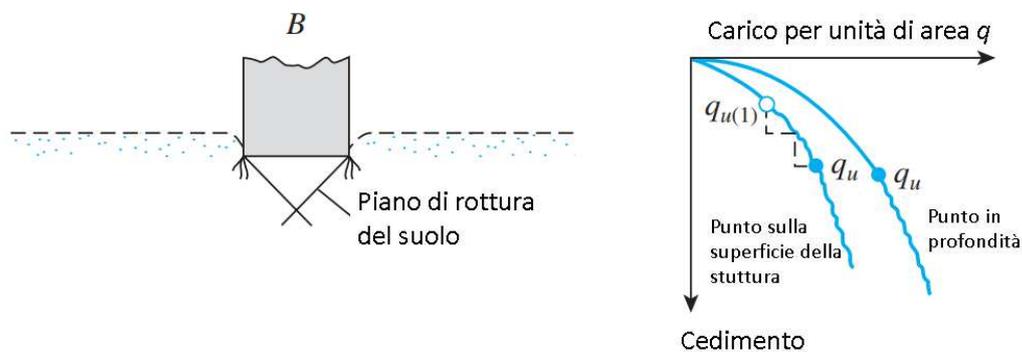


Figura 28 : Rottura del suolo per punzonamento (Braja M. Das, 2010)

L'andamento dei cedimenti al variare del carico unitario risulta essere molto simile a quello della rottura locale; una volta raggiunto la capacità portante limite  $q_u$ , l'andamento della curva è più lineare e molto più ripido.

Nella Tabella 8 vengono riassunti le proprietà ed aspetti legati alle tre tipologie di rotture descritte precedentemente.

Tabella 8 : Riassunto tipologia di rotture a taglio

<b>Tipologie di rotture a taglio</b>			
	<b>Generico</b>	<b>Locale</b>	<b>Punzonamento</b>
<b>Cedimento relativo</b>	Contenuto	Elevato	Elevato
<b>Rigonfiamento del suolo</b>	Elevato	Contenuto	Assente
<b>Rotazione della struttura</b>	Prevista	Non prevista	Non prevista
<b>Capacità portante ultima</b>	È facilmente definibile	Non è facilmente definibile	Non è facilmente definibile
<b>Andamento della rottura</b>	Cuneo, superficie di scivolamento e rigonfiamento	Cuneo, superficie di scivolamento e rigonfiamento contenuto	Non è facilmente definibile
<b>Tipologie di suolo dove si genera</b>	Elevata densità e compressibilità ridotta	Moderata compressibilità	Elevata compressibilità

Alcuni studi hanno dimostrato che, qualora il suolo non possa essere compresso e possieda una resistenza a taglio finita, la rottura a taglio che si viene a generare qualora si applica un carico è di tipo generico, mentre se il suolo possiede una elevata compressibilità, il collasso è di punzonamento (Vesić, 1975). Inoltre, qualora sia nota la densità del suolo al di sotto del carico, è possibile prevedere quale tipologia di cedimento a taglio si possa generare nel suolo. In Figura 29 è possibile visionare la tipologia di rottura che si può creare qualora siano noti: densità del suolo, larghezza e profondità della fondazione.

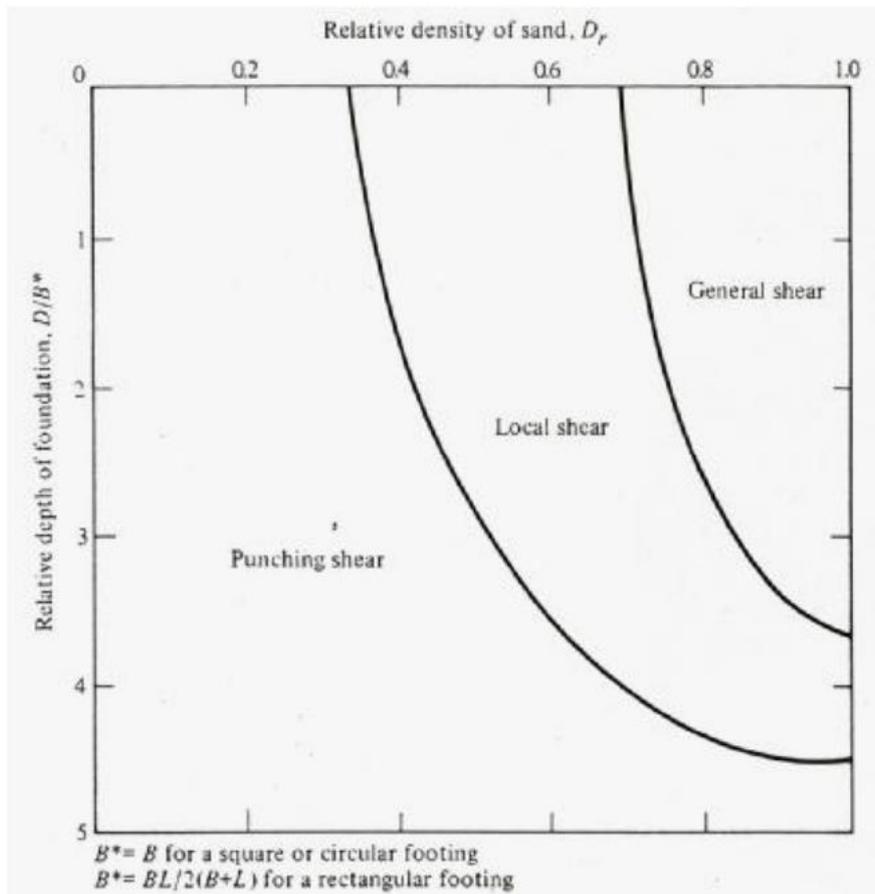


Figura 29 : Tipologie di rotture per le fondazioni in suolo (Vesić, 1963)

### 4.3 Metodi e criteri di resistenza a taglio analizzati

Esistono molte relazioni che permettono di descrivere il comportamento del suolo; nello specifico, dato che i suoli delle pavimentazioni stradali lavorano in condizione di compressione, la teoria di Mohr può essere utilizzata per definire il valore di resistenza a taglio. In generale, la relazione assume la seguente relazione:

$$|\tau| = f(\sigma) \quad [6]$$

dove:

- $\tau$  è la resistenza a taglio;
- $\sigma$  è lo sforzo normale sollecitante.

L'espressione definita precedentemente stabilisce solamente che la resistenza a taglio  $\tau_n$  è valutabile in funzione dello sforzo normale  $\sigma_n$ . Nella letteratura, esistono varie espressioni

che esprimono in maniera esplicita questa relazione, ma quella considerata più attendibile dal punto di vista pratico è la legge di Mohr-Coulomb:

$$|\tau| = c + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad [7]$$

dove:

- $c$  è la coesione del suolo (espressa generalmente in MPa o kPa);
- $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del suolo (espresso in angoli decimali).

Affinché si possa utilizzare il criterio di Mohr-Coulomb, è necessario ricordare che il terreno è un materiale multifase. Questo implica che, al fine di comprendere quale sia il comportamento meccanico del suolo qualora si vada ad applicare un sistema di sollecitazione esterna al terreno oppure una qualsiasi variazione delle condizioni esistenti, bisognerebbe analizzare quale sia l'interazione tra le tre fasi presenti nel terreno, ossia tra la fase solida costituita dallo scheletro litico, la fase liquida, formata principalmente dall'acqua e la fase gassosa presente per via degli spazi vuoti. Tale interazione può essere analizzata teoricamente in due modi:

- Il primo è quello di considerare la singola particella solida che compone il suolo, comprendere il suo comportamento, mettendo in relazione le altre particelle e il fluido interstiziale e generare un modello comportamentale che riesca a rappresentare l'intero terreno. Ovviamente questo approccio risulta essere molto complesso e non facilmente utilizzabile;
- Il secondo, invece, consiste nell'analizzare il comportamento globale del suolo, senza tener conto delle interazioni tra le fasi. Questo permette di semplificare molto il modello comportale del terreno.

Ovviamente, si tende ad utilizzare il secondo metodo di modellizzazione, dato che permette di analizzare il terreno come un mezzo continuo, composto da due mezzi continui, uno solido e uno liquido, sovrapposti che occupano lo stesso volume. Questa semplificazione permette di omogenizzare il terreno e di applicare concetti quali tensioni e deformazioni. Siccome però il terreno è composto da due fasi, bisogna stabilire una loro legge di iterazione. (Terzaghi, 1936) ha definito la loro legge tramite il principio delle tensioni efficaci, nel quale viene definito che, qualora il terreno sia saturo, in ogni punto si possono calcolare le tensioni principali  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  che agiscono sul punto stesso; inoltre, sia nell'acqua interstiziale che nella fase solida agisce una pressione in tutte le direzioni con eguale intensità chiamata pressione di pori  $u$  e dalla differenza tra le tensioni principali e la pressione di pori si ottengono le tensioni principali efficaci  $\sigma_1'$ ,  $\sigma_2'$  e  $\sigma_3'$ , le quali non hanno alcun significato

fisico e non possono essere misurati direttamente, ma solamente calcolati una volta noto lo stato tensionale totale del suolo e la pressione interstiziale. Sempre (Terzaghi, 1936) dichiara anche che :*“ogni effetto misurabile di una variazione dello stato di tensione, come la compressione, la distorsione e la variazione di resistenza al taglio è attribuibile esclusivamente a variazioni delle tensioni efficaci”*. Anche il criterio di Mohr-Coulomb stabilito nell’Equazione 7, di conseguenza, può essere scritto in termini di tensioni efficaci (Equazione 8).

$$|\tau'| = c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi') = c' + (\sigma - u) \cdot \tan(\varphi') \quad [8]$$

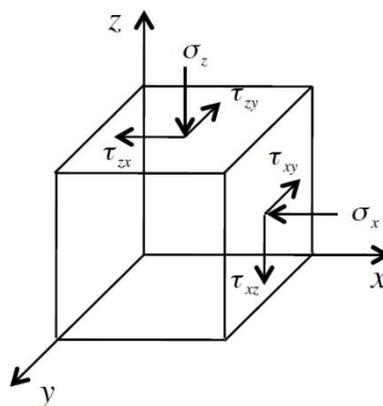


Figura 30 : Schema stato tensionale tridimensionale di un punto infinitesimale cubico

Per un generico punto cubico infinitesimale A (Figura 30), lo stato tensionale può essere descritto nella seguente forma matriciale:

$$[\sigma_A] = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}_A \quad [9]$$

Gli sforzi presenti nella diagonale sono tutti sforzi normali, mentre i restanti sono tutti sforzi di taglio; dunque, per praticità, questi possono essere riscritti nella seguente forma:

$$[\sigma_A] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix}_A \quad [10]$$

dove per il taglio, il primo pedice indica la normale della faccia dove viene applicato lo sforzo e il secondo indica la direzione del taglio, mentre per lo sforzo normale, il pedice indica la direzione dello sforzo e, di conseguenza, la normale della faccia a cui viene

applicato. La stessa matrice può essere scritta nella seguente forma qualora al posto di considerare uno stato tensionale tridimensionale si consideri uno stato tensionale piano:

$$[\sigma_A] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{zx} & \sigma_z \end{bmatrix}_A \quad [11]$$

Questo implica che, al posto di analizzare il punto del suolo **A** come un cubo infinitesimale, si utilizza un quadrato infinitesimale (Figura 31). Sia nel caso bidimensionale che tridimensionale, è importante stabilire quale sia il sistema di riferimento dato che, al variare dell'inclinazione degli assi, variano anche i valori delle tensioni.

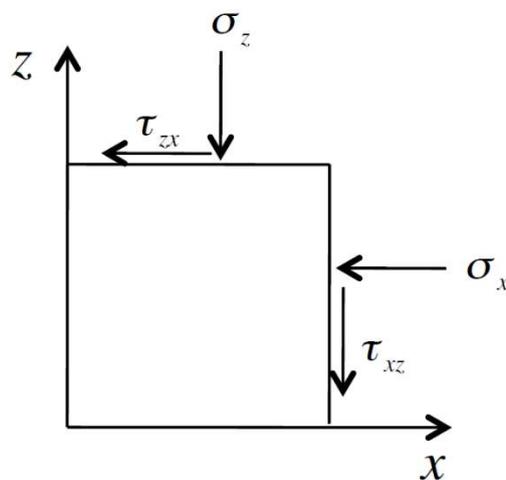


Figura 31 : Schema stato tensionale piano di un punto infinitesimale quadrato

Una volta stabilito il criterio di rottura del suolo (nel nostro caso il criterio di Mohr-Coulomb descritto precedentemente) e le sollecitazioni, espresse sotto forma di tensioni, bisogna stabilire quando viene raggiunto la condizione limite che permette di capire quando il collasso viene raggiunto. Nel caso in cui si considera uno stato tensionale piano, tale verifica può essere espressa in maniera grafica utilizzando i cerchi di Mohr.

Il cerchio di Mohr è una rappresentazione grafica dello stato tensionale di un punto su un piano  $\sigma$ - $\tau$ , chiamato piano di Mohr; viene utilizzato data la capacità di rappresentare, tramite una circonferenza, tutte le combinazioni di tensioni di un punto del suolo, dato che, come stabilito precedentemente, al variare del sistema di riferimento, variano anche le tensioni di taglio e di sforzo normale.

La costruzione avviene conoscendo i valori delle tensioni di due piani ortogonali tra di loro; per la rappresentazione nel piano di Mohr, si utilizzano le seguenti convenzioni:

- Si assume nel piano uno sforzo di taglio  $\tau > 0$  se genera una coppia antioraria;
- Si assume nel piano uno sforzo normale  $\sigma > 0$  se è uno sforzo di compressione.

Prendendo in esame lo schema statico descritto nella Figura 31 ed utilizzando le convenzioni descritte precedentemente, i segni degli sforzi da usare al fine di rappresentare correttamente il cerchio nel piano di Mohr (Figura 32) sono:

- $\sigma_x > 0$  e  $\tau_{xz} < 0$  per la faccia con normale parallela all'asse x;
- $\sigma_z > 0$  e  $\tau_{zx} > 0$  per la faccia con normale parallela all'asse z .

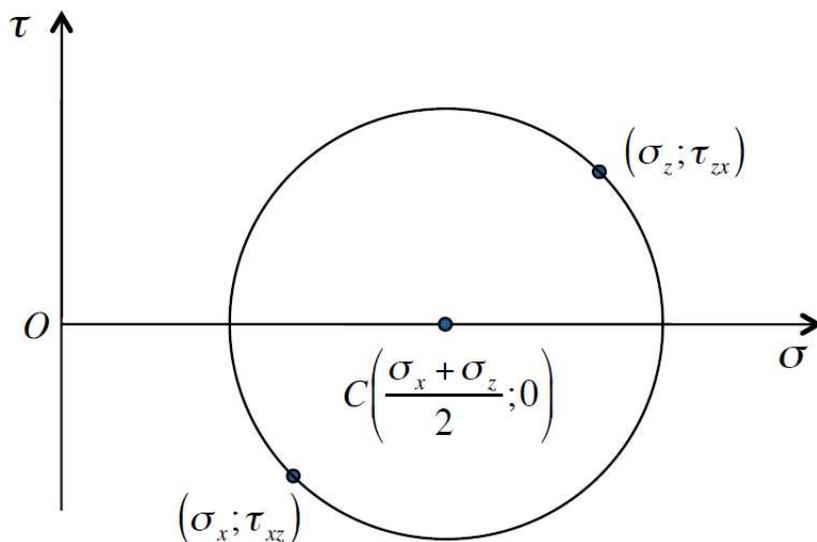


Figura 32 : Schema cerchio di Mohr di un punto

Anche il criterio di rottura di Mohr-Coulomb descritto precedentemente nell'Equazione 8 può essere rappresentato nel piano di Mohr tramite una retta. Dall'interazione tra la retta rappresentante l'involuppo di rottura e la circonferenza rappresentante lo stato tensionale, si riesce a comprendere quando la condizione di collasso viene raggiunta o meno per un punto del suolo; nello specifico, qualora la retta risulti essere tangente alla circonferenza, si raggiunge la condizione di rottura, definendo così lo stato limite ultimo del collasso (Figura 33). Inoltre, sempre nel cerchio di Mohr, è possibile identificare anche il piano di rottura tramite l'inclinazione della retta passante per l'origine dei piani  $O_p$  e per il punto di tangenza (Renato Lancellotta, 1987) (Figura 33).

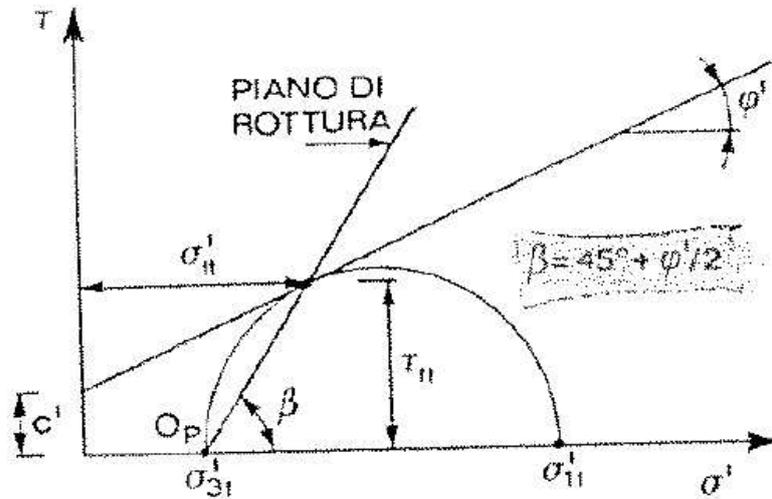


Figura 33 : Criterio di rottura nel piano di Mohr (Renato Lancellotta, 1987)

Inoltre, in Figura 34, sono espresse le altre due possibili situazioni che uno stato tensionale può possedere; nello specifico, qualora lo stato tensionale non intersechi l'involuppo di rottura, si raggiunge una condizione di equilibrio possibile che non genera alcuna rottura per taglio, mentre qualora lo stato tensionale sia secante all'involuppo di rottura, si raggiunge una condizione priva di significato fisico, dato che la condizione di rottura viene violata.

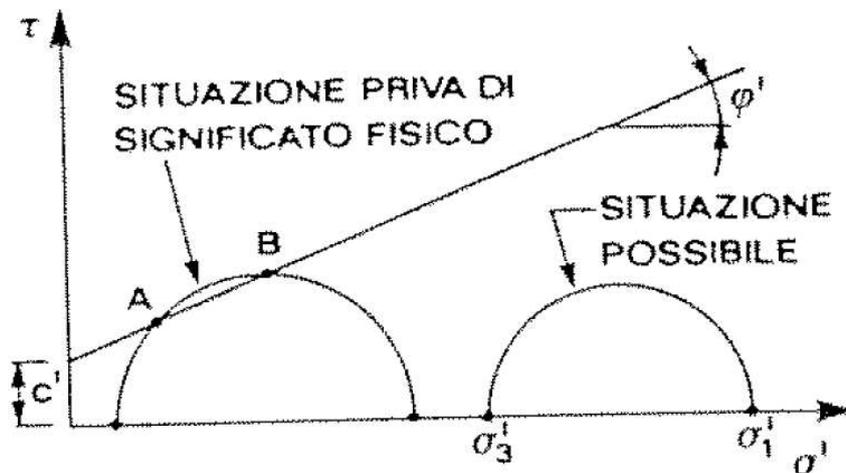


Figura 34 : Situazioni possibili per uno stato tensionale (Renato Lancellotta, 1987)

Infine, bisogna considerare che lo stato tensionale in una pavimentazione stradale non risulta essere costante nel tempo, dato che i carichi sono dinamici; questo comporta che lo stato tensionale cambia con il passaggio del carico veicolare. In Figura 35, si può osservare

l'andamento degli sforzi al passaggio di un carico veicolare per un punto generico di una pavimentazione stradale; quando il carico dello pneumatico si trova al disopra di un punto, si ottengono i picchi degli sforzi verticali e orizzontali e lo sforzo di taglio risulta essere nullo.

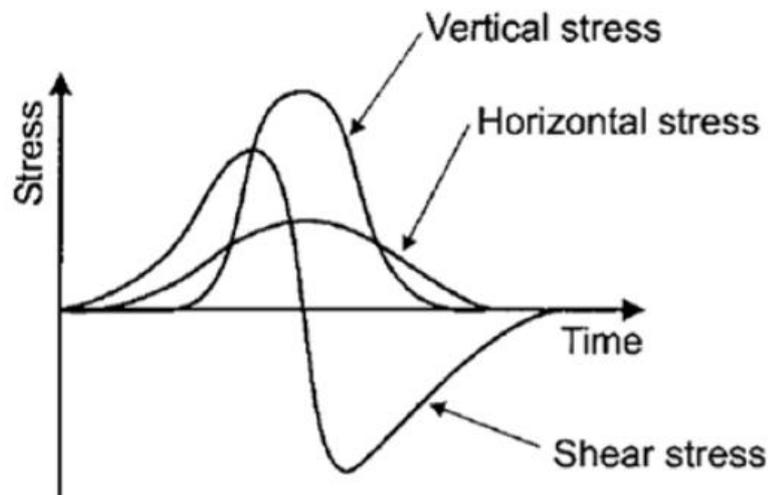


Figura 35 : Andamento nel tempo delle sollecitazioni in un punto di una pavimentazione stradale

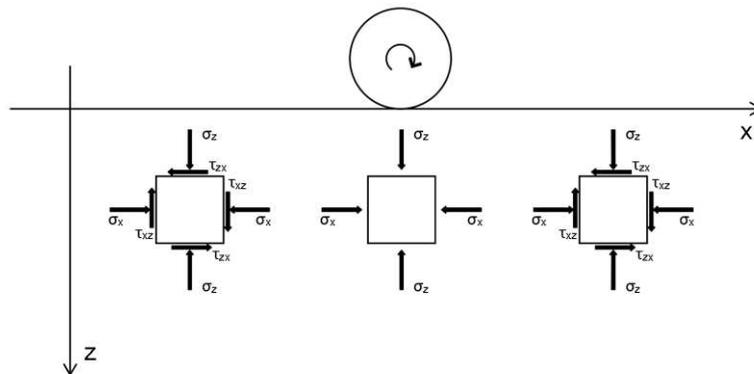


Figura 36 : Variazione dello stato tensoriale al passaggio di un carico veicolare

Al fine di poter sviluppare e proporre un possibile criterio di progettazione per le pavimentazioni granulari basato su un criterio di resistenza a taglio, sono stati analizzati e utilizzati alcuni metodi esistenti nella letteratura non solo per le pavimentazioni stradali, ma anche per altre tipologie di strutture.

### 4.3.1 Capacità portante fondazioni dirette

Il calcolo della capacità portante venne definito da Terzaghi nel 1943 per la progettazione di fondazioni dirette e poi modificato al fine di adattarlo a più scenari possibili. Sebbene questo metodo non sia pensato per l'analisi di pavimentazioni granulari, si è deciso lo stesso di analizzarlo dato che la capacità portante permette di comprendere quale è il carico limite che il terreno può supportare in determinate condizioni di carico; ovviamente verranno fatte delle ipotesi al fine di poter convertire il calcolo per le pavimentazioni granulari.

Per il calcolo della capacità portante, bisogna considerare le ipotesi nella modellazione comportamentale del suolo e delle condizioni di carico. Nello specifico, si considera il suolo come uno spazio infinito, continuo, omogeneo ed isotropo, con comportamento plastico; il criterio di rottura è il criterio di Mohr-Coulomb definito precedentemente. Il carico viene considerato come una striscia indefinita e come conseguenza, la fondazione è di tipo nastriforme e il piano di posa della fondazione e del piano campagna vengono considerati entrambi piani (Lancellotta, 1999).

Il carico limite che il suolo può supportare dipende essenzialmente da tre fattori: la coesione  $c$  del suolo, il peso del terreno  $\gamma$  e la presenza di sovraccarico laterale  $q$ . La formula della capacità portante limite è espressa in forma trinomiale:

$$q_{lim} = N_c \cdot c + N_q \cdot q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma \cdot B \quad [12]$$



Figura 37: Schema comportamentale per il calcolo della capacità portante

I coefficienti  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$  vengono utilizzati per poter esprimere la risposta del suolo nella forma trinomiale sopracitata; questi coefficienti variano con il variare del valore dell'angolo di attrito interno  $\phi$  del terreno. È importante definire accuratamente il valore di  $\phi$  dato che piccole variazioni del valore dell'angolo comportano ad ottenere grosse variazioni di capacità portante limite.

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.23	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Figura 38: Valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  al variare di  $\phi'$  (Vesić, 1975)

In Figura 38 è possibile osservare i valori dei coefficienti al variare dell'angolo di attrito interno  $\phi'$ ; questi valori sono ottenibili utilizzando le seguenti formule:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi')} \quad [13]$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g(\phi') \quad [14]$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi') \quad [15]$$

Le prime due equazioni sono ottenute in maniera esatta, mentre per il coefficiente  $N_\gamma$  il valore non permette di ottenere un risultato accurato, ma approssimato (Lancellotta, 1999).

Se presa la formula di capacità portante di definita nell'Equazione 12, questa non è possibile in alcun modo utilizzarla dato che per le pavimentazioni stradali i carichi hanno una distribuzione di forma finita e non nastriforme. Fortunatamente, dato che le fondazioni dirette nella realtà hanno dimensioni finite, sono stati introdotti dei coefficienti correttivi di forma che permettono di trasformare la risposta del suolo generata da una fondazione nastriforme nella risposta ottenuta da una fondazione rettangolare. I coefficienti di forma sono:

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad [16]$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \quad [17]$$

dove con  $L$  si indica il lato maggiore della fondazione, mentre con  $B$  si indica il lato minore.

L'equazione per il calcolo della capacità portante risulterà essere pari a:

$$q_{lim} = N_c \cdot c \cdot s_c + N_q \cdot q \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_s \cdot B \cdot s_\gamma \quad [18]$$

dove  $c$  definisce la coesione del suolo,  $q$  il sovraccarico laterale e  $\gamma_s$  il peso specifico del suolo. Nel caso delle pavimentazioni stradali, i carichi vengono trasmessi dagli pneumatici dei veicoli, i quali hanno una forma ellittica, ma solitamente la forma utilizzata è quella di un cerchio, andando ad approssimare la forma reale con una più semplice. Dato che le fondazioni dirette posso assumere anch'esse una forma circolare, è possibile convertire lo schema reale con uno fittizio che permetta di calcolare la capacità portante considerando uno schema rettangolare. Viene quindi utilizzata una sezione rettangolare equivalente che permette di calcolare la capacità portante anche con la presenza di una fondazione circolare; nella Figura 39 si può osservare la generalizzazione del metodo dato che permette di estendere il calcolo della capacità portante anche qualora sia presente un'eccentricità bidirezionale, la quale comporta ad una riduzione della superficie reagente della fondazione. Nel nostro caso però, siccome il carico risulta essere sempre centrato, l'intera fondazione circolare viene sollecitata.

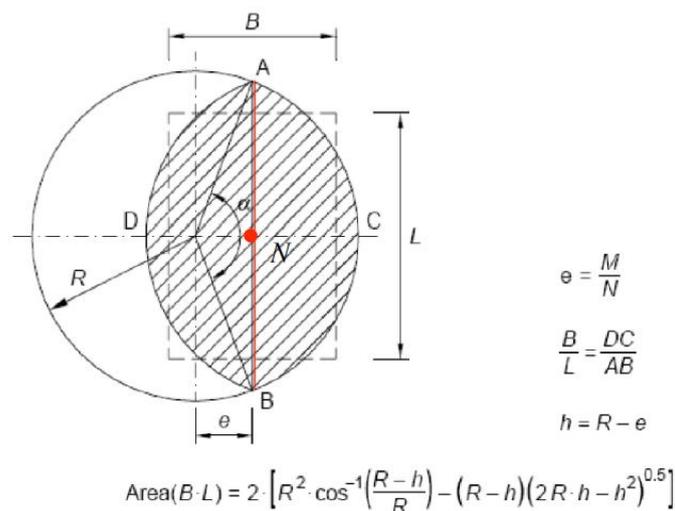


Figura 39 : Schema sezione equivalente per fondazioni circolari con carico eccentrico

Una volta ottenuta la capacità portante  $q_{lim}$ , bisogna verificare che il carico limite non superi il carico trasmesso dalla fondazione  $q_{ES}$ ; per farlo, bisogna considerare l'utilizzo di un fattore di sicurezza FS (Braja M. Das, 2010). Dunque, la condizione di verifica risulta essere pari a:

$$\frac{q_{lim}}{q_{ES}} \leq FS \quad [19]$$

Il D.M. 88 definisce un valore pari a 3 per il fattore di sicurezza FS; sebbene oggi giorno per la progettazione di una fondazione vengono utilizzate le indicazioni stabilite dal NTC 18, si è deciso di utilizzare le indicazioni del D.M. 88 poiché le NTC 18 definisce i concetti di fattore di sicurezza e stati limite, i quali avrebbero reso difficile il confronto con il metodo proposto dalla normativa russa (ODN 218.046-01) descritta successivamente nel Capitolo 5.

### 4.3.2 Calcolo della resistenza a taglio (ODN 218.046-01)

La normativa russa per la progettazione strutturale delle pavimentazioni stradali (ODN 218.046-01) stabilisce il metodo progettuale da adottare per le pavimentazioni flessibili; in particolare il metodo permette di progettare considerando un criterio di resistenza a taglio per lo strato di sottofondo e per gli strati formati da aggregati non legati. La normativa prevede che la progettazione delle strade deve essere eseguita tenendo conto di evitare l'accumulo di deformazioni residuali durante la vita utile generati dall'azione di carichi a breve e lungo termine; in particolare, le deformazioni di taglio inammissibili nella struttura non si manifestano se la seguente condizione è soddisfatta:

$$T \leq \frac{T_{pr}}{K_{pr}^{tr}} \quad [20]$$

dove:

- $T$  è la tensione di taglio attiva di design, calcolata nel punto di progettazione della struttura considerando un carico a breve o lungo termine;
- $T_{pr}$  è il valore limite di tensione di taglio attiva calcolata sempre nello stesso punto di progettazione, superato il quale si genera una rottura della resistenza a taglio;
- $K_{pr}^{tr}$  è il valore minimo richiesto del fattore di resistenza, definito tenendo conto di un certo livello di affidabilità noto (Appendice A). L'utilizzo di questo fattore permette di garantire che la condizione di fallimento non avvenga ad una probabilità più alta rispetto a quella definita per il fattore.

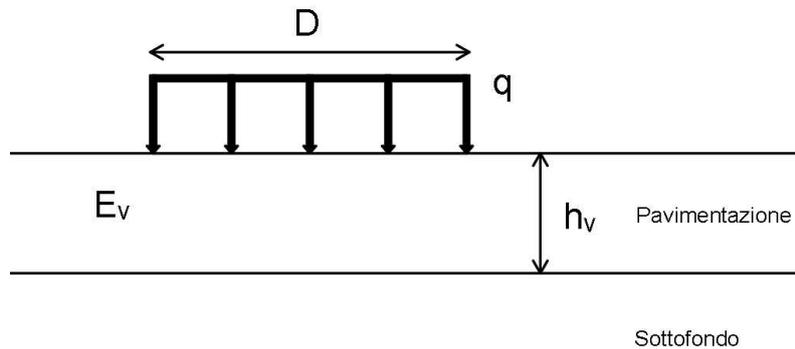


Figura 40 : Schema multistrato a due strati definito dalla normativa ODN 218.046-01

Per quanto riguarda il modello comportamentale della pavimentazione, la normativa considera l'utilizzo di una struttura multistrato composta principalmente da due strati (Figura 40); nello specifico, lo strato inferiore rappresenta il suolo, mentre quello superiore è la parte sovrastante il suolo, il cui spessore  $h_v$  è dato dalla somma degli spessori degli strati sovrastanti il suolo. Il modulo elastico dello strato superiore  $E_v$  è definibile come la media pesata dei moduli elastici degli strati:

$$E_v = \frac{\sum_{i=1}^p (E_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^p h_i} \quad [21]$$

dove:

- $p$  è il numero di strati sopra il suolo;
- $E_i$  è il modulo elastico dell' $i$ -esimo strato;
- $h_i$  è lo spessore dell' $i$ -esimo strato.

Lo sforzo di taglio attivo  $T$  che agisce nel sottofondo o nello strato granulate è calcolato tramite la formula:

$$T = \bar{\tau}_H \cdot p \quad [22]$$

dove:

- $\bar{\tau}_H$  è la specifica tensione di taglio attiva per unità di carico, determinabile tramite i nomogrammi descritti in Figura 41 e Figura 42;
- $p$  è la pressione di design generata dalla ruota del veicolo sulla superficie.

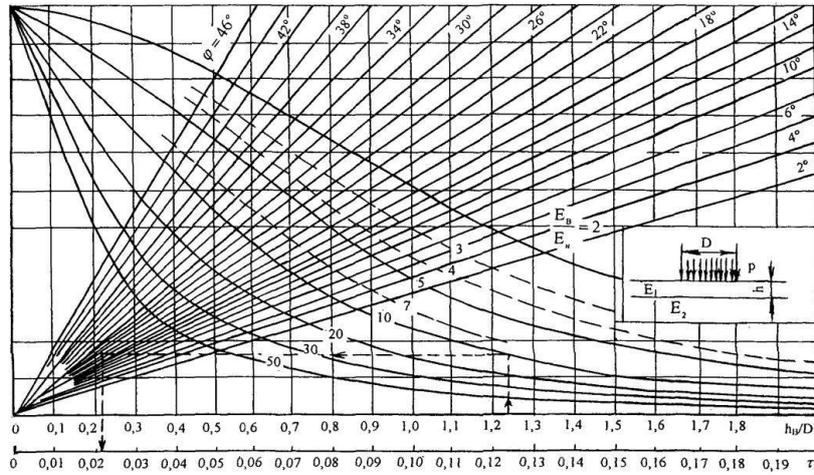


Figura 41 : Valori di  $\bar{\tau}_H$  da usare per terreni con bassa coesione o nulla e per le sabbie (ODN 218.046-01)

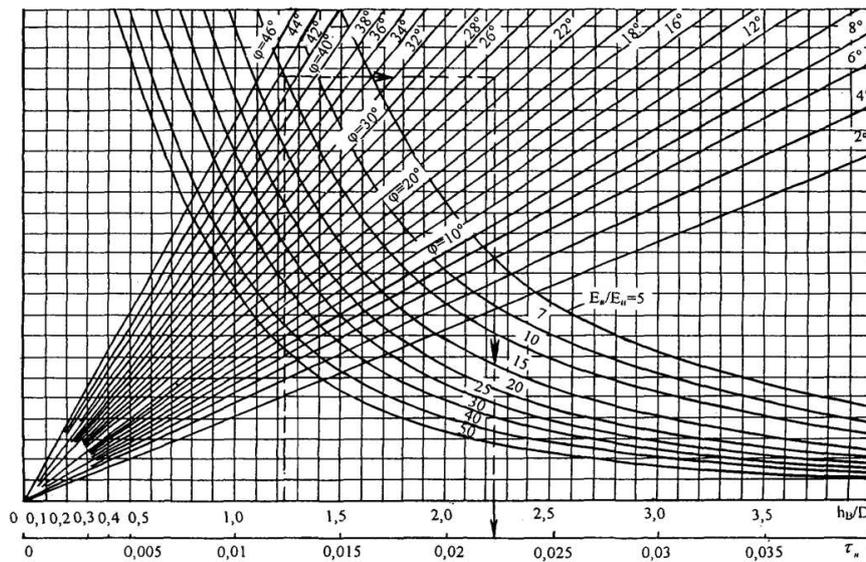


Figura 42 : Valori di  $\bar{\tau}_H$  da usare per terreni coesivi e per suoli di argilla e sabbie argillose (ODN 218.046-01)

Per definire il valore di  $\bar{\tau}_H$ , bisogna considerare sia l'effetto dinamico del carico che il numero di carichi applicati durante la vita utile della pavimentazione: per il primo, la normativa russa stabilisce che, affinché si consideri l'effetti dinamici, il diametro dell'impronta dello pneumatico  $D$  deve essere pari a:

$$D = \sqrt{\frac{40 \cdot Q_{rasc}}{\pi \cdot p}} \quad [23]$$

dove:

- $Q_{rasc}$  è il valore di progetto del carico trasmesso dallo pneumatico alla superficie della pavimentazione (espresso in kN);
- $p$  è la pressione trasmessa dallo pneumatico alla superficie della pavimentazione (espresso in MPa).

Il risultato dell'Equazione 23 viene espresso in centimetri. I valori di  $D$  e  $Q_{rasc}$  vengono definiti dalla normativa russa in base alla tipologia dei veicoli. Per il secondo, invece, il valore di  $\varphi$  da utilizzare nel nomogramma viene stabilito dalla normativa russa tramite le tabelle presenti nell'Appendice A, dove il valore di  $\varphi$  viene definito conoscendo il numero di carichi applicati durante la vita utile e la tipologia di suolo.

Lo sforzo di taglio attivo limite del suolo  $T_{pr}$  è definito, sempre dalla normativa (ODN 218.046-01), pari a:

$$T_{pr} = c_N \cdot k_d + 0.1 \cdot \gamma_{sr} \cdot z_{op} \cdot \tan(\varphi_{st}) \quad [24]$$

dove:

- $c_N$  è la coesione del sottofondo o dello strato granulare intermedio, il quale dipende dal contenuto di umidità di progetto e il numero di carichi applicati durante la vita utile;
- $k_d$  è un coefficiente che tiene in considerazione la tipologia di interfaccia tra lo strato granulare interno e il sottofondo; in particolare, se si utilizzano materiali rinforzati, o semplicemente uno strato geotessile tra base e sottofondo,  $k_d$  assume i seguenti valori:
  - 4.5 quando è presente uno strato di sabbia grossolano;
  - 4 è presente uno strato di sabbia con granulometria media;
  - 3 è presente uno strato di sabbia fine;
  - 1 in tutti gli altri casi.
- $\gamma_{sr}$  è la densità mediamente pesata degli strati sovrastanti allo strato preso in considerazione;
- $z_{op}$  è la profondità del punto dove viene calcolata la tensione di taglio attiva rispetto alla superficie della pavimentazione;
- $\varphi_{st}$  è il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del materiale dello strato da analizzare sotto l'azione statica del carico (ottenibile sempre dalle tabelle presenti nell'Appendice A, ponendo il numero di carichi applicati pari a uno).

### 4.3.2 Calcolo resistenza a taglio (VSN 46-72)

Come per la versione più recente normativa russa descritta precedentemente, anche la normativa sovietica per la progettazione strutturale delle pavimentazioni flessibili (VSN 46-72) permette di progettare una pavimentazione stradale considerando un criterio di resistenza a taglio. Nello specifico, il metodo progettuale consiste nell'identificare lo spessore dell'intera pavimentazione necessario affinché il suolo non raggiunga lo stato limite di rottura a taglio; questa condizione viene evitata qualora la seguente condizione venga rispettata:

$$\tau_{a,max} \leq [\tau_a] = \frac{1}{K_{pr}} \cdot K \cdot c \quad [25]$$

dove:

- $\tau_{a,max}$  è il massimo sforzo di taglio applicato nel sottofondo della pavimentazione stradale, generato da una componente indotta dal carico temporale del traffico  $\tau_{a,M}$  e da una indotta dal peso della sovrastruttura  $\tau_{a,b}$

$$\tau_{a,max} = \tau_{a,M} + \tau_{a,b} \quad [26]$$

- $[\tau_a]$  è la tensione di taglio del suolo ammissibile;
- $c$  è la coesione del suolo;
- $K$  è un coefficiente che tiene in conto alcune proprietà della pavimentazione;
- $K_{pr}$  è un fattore di resistenza, definito per definire la performance della pavimentazione. Per le pavimentazioni granulari trattate con materiale bituminoso viene assunto un valore compreso tra 0.85 e 0.95, mentre per pavimentazioni ricoperte con miscele viscosi, il valore è assunto tra 0.75 e 0.85.

Anche questa normativa assume un modello comportamentale multistrato composto da due strati (Figura 40), dove lo strato inferiore rappresenta il suolo, mentre quello superiore è la pavimentazione sovrastante, con spessore  $h_v$  dato dalla somma degli spessori degli strati sovrastanti il suolo e modulo elastico  $E_v$  definibile come la media pesata dei moduli elastici degli strati:

$$E_v = \frac{\sum_{i=1}^p (E_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^p h_i} \quad [27]$$

dove:

- $p$  è il numero di strati sopra il suolo;

- $E_i$  è il modulo elastico dell'i-esimo strato;
- $h_i$  è lo spessore dell'i-esimo strato.

Il massimo sforzo di taglio indotto dal traffico veicolare  $\tau_{a,M}$  viene definito tramite l'utilizzo dei nomogrammi (Figura 43 e Figura 44), dai quali viene ottenuto il rapporto tra il massimo sforzo  $\tau_{a,M}$  e la pressione del carico veicolare trasmessa dallo pneumatico nel suolo  $p$  tramite il rapporto tra lo spessore complessivo della pavimentazione  $h$  e il diametro del carico veicolare  $D$ , l'angolo di attrito interno del suolo e il rapporto dei moduli elastici della pavimentazione e il terreno.

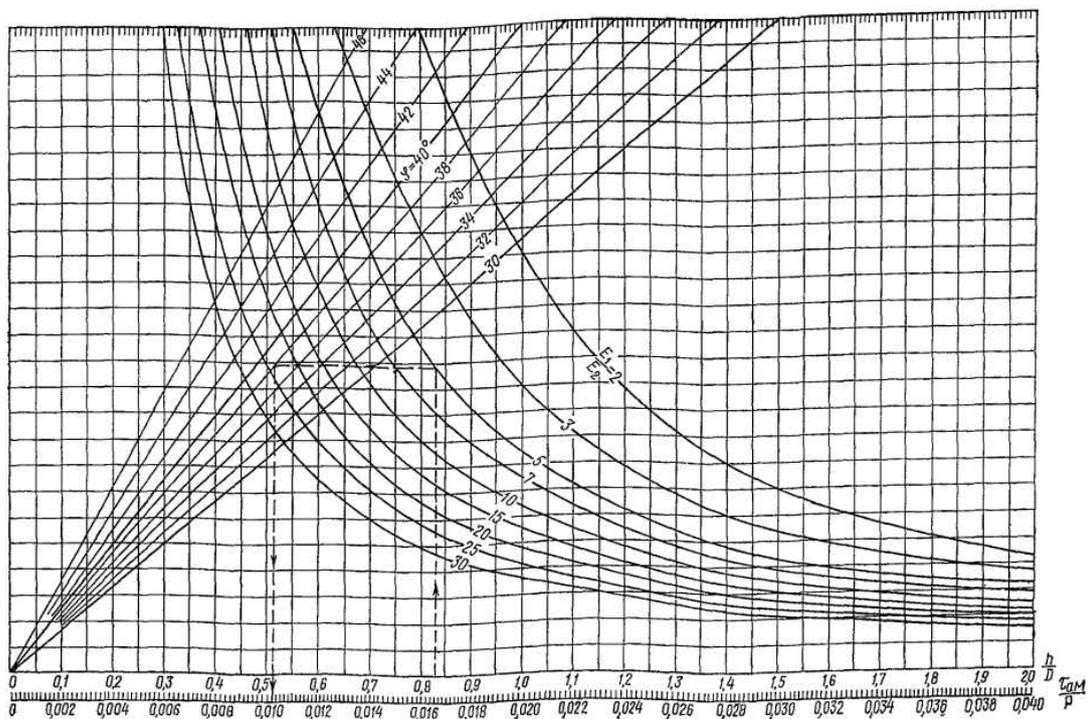


Figura 43 : Nomogramma per la definizione di  $\tau_{a,M}$  del suolo per terreni con bassa coesione o nulla e per le sabbie (VSN 46-72)

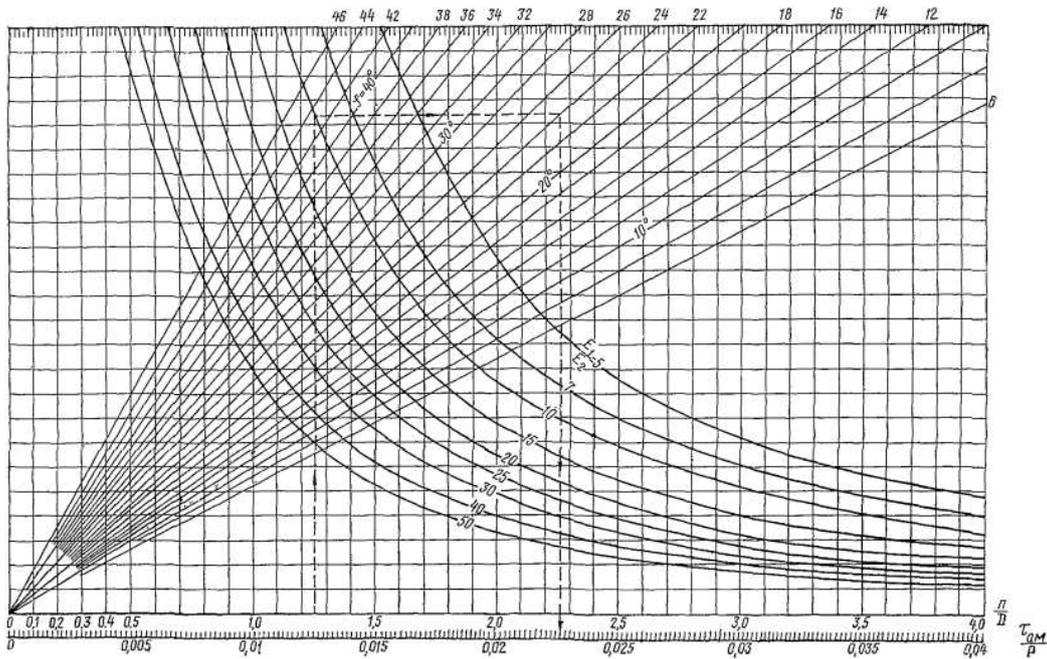


Figura 44 : Nomogramma per la definizione di  $\tau_{a,M}$  del suolo per terreni coesivi e per suoli di argilla e sabbie argillose (VSN 46-72)

Lo sforzo di taglio generato dal peso della pavimentazione stradale  $\tau_{a,b}$  viene calcolato tramite la seguente formula:

$$\tau_{a,b} = \frac{\gamma \cdot h}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot [1 - \varepsilon - (1 + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\varphi)] \quad [28]$$

dove:

- $\gamma$  è il peso specifico medio della pavimentazione sovrastante il suolo;
- $h$  è lo spessore della pavimentazione sovrastante il suolo;
- $\varepsilon$  è il coefficiente della pressione laterale del materiale del sottofondo pari a  $\frac{\mu_2}{1-\mu_2}$ ,  
dove  $\mu_2$  è il coefficiente di Poisson del terreno;
- $\varphi$  è l'angolo di attrito interno del terreno.

In Figura 45 viene rappresentato un nomogramma utilizzato per calcolare per via grafica il valore di  $\tau_{a,b}$ ; viene considerato per il sottofondo un coefficiente di Poisson pari a 0.35, mentre per la pavimentazione sovrastante un valore uguale a 0.25.

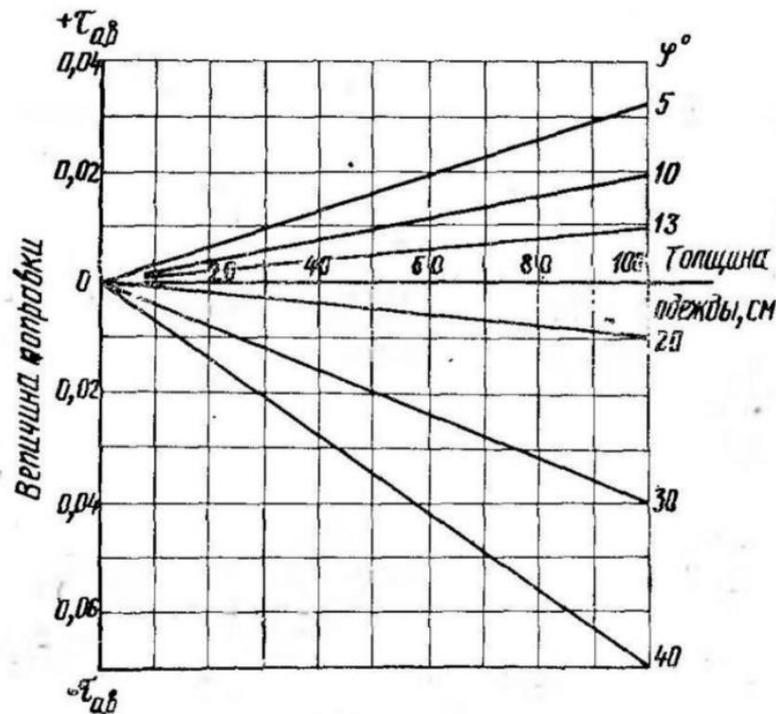


Figura 45 : Nomogramma per determinare  $\tau_{a,b}$  (sull'ordinata vengono rappresentati i valori di  $\tau_{a,b}$ , sull'ascisse i valori dello spessore della pavimentazione in cm e le linee rappresentano i valori di  $\tau_{a,b}$  dato uno specifico valore di  $\varphi$ ) (VSN 46-72)

Il valore del coefficiente K è determinato dalla seguente formula:

$$K = \frac{k_1 \cdot k_2}{m \cdot n} \quad [29]$$

dove:

- $k_1$  è un coefficiente che tiene in considerazione la riduzione della resistenza a taglio del suolo per via dell'applicazione di carichi ripetuti. Viene supposto un valore pari a 0.6;
- $k_2$  è un coefficiente legato al volume del traffico, il quale riduce la resistenza del sottofondo all'aumentare dell'intensità del traffico veicolare (Tabella 9);
- $m$  è un coefficiente che considera le condizioni di interazioni tra la pavimentazione e il suolo; nello specifico per i terreni coesivi, si considera un valore pari a 0.65, mentre per i terreni a bassa coesione, il coefficiente è assunto pari 1.2;
- $n$  è un coefficiente legato agli effetti dinamici dei carichi ed è pari a 1.15.

Lo stesso coefficiente  $K$  può essere calcolato anche come:

$$K = K' \cdot k_2 \cdot c \quad [30]$$

dove  $K' = \frac{k_1}{m \cdot n}$  viene assunto pari a 0.8 qualora il suolo sia composto da terreni coesivi, mentre per terreni con bassa coesione il valore è pari a 0.45.

Tabella 9 : Valori di  $k_2$  definiti in base al traffico veicolare giornaliero (VSN 46-72)

Numero di veicoli al giorno per direzione	$k_2$
Fino a 100	1.00
$\geq 1000$	0.80
Fino a 5000	0.65
$> 1000$	0.6

# Capitolo 5

## 5 Definizione e sviluppo della procedura di verifica a taglio

Come visto nel capitolo 3, i metodi di progettazione analizzati si basano sull'identificazione di uno spessore di progetto; tale spessore è pensato al fine di proteggere il sottofondo dai carichi veicolari. Inoltre, i metodi permettono anche di stabilire il valore ottimale dello spessore della pavimentazione al fine di evitare la formazione di ormaie durante la fase di esercizio o la perdita superficiale di materiale granulometrico.

Tuttavia, nessuno dei metodi analizzati prevede una progettazione che si basi sulla rottura dei materiali granulari a causa di sollecitazioni a taglio. Pertanto, si è cercato di esprimere in maniera analitica una sollecitazione a taglio critica  $\tau_{crit}$ , partendo dalla condizione di rottura espressa nel piano di Mohr-Coulomb e definendo una condizione di resistenza che permetta di capire quando la condizione di rottura avviene o meno. Dopodiché, sono state prese due tipologie di pavimentazioni usate negli impianti eolici e fotovoltaici e due tipologie di configurazioni di carico al fine di comprendere l'andamento di  $\tau_{crit}$  nel sottofondo e identificare quale sia la posizione che ottimizza il più possibile il valore di  $\tau_{crit}$ . Una volta ottenuti i risultati, è stato implementato il metodo progettuale proposto da (ODN 218.046-01) ad entrambe le due pavimentazioni analizzate, dato che anche il metodo (ODN 218.046-01) si basa sulle stesse ipotesi e formulazioni del metodo identificato e quindi si è voluto confrontare i risultati tra i due metodi. Successivamente, è stato utilizzato il calcolo della capacità portante definito da Terzaghi al fine di verificare se il metodo proposto fosse troppo cautelativo o meno.

Infine, è stata utilizzata anche la formula 28 definita dalla normativa (VSN 46-72) nel Capitolo 4 al fine di analizzare se il contributo del peso degli stati sovrastanti il sottofondo in termini di sollecitazione di taglio sia rilevante o meno rispetto a quello generato dal traffico veicolare.

### 5.1 Formulazione criterio di verifica sollecitazione di taglio

Come visto precedentemente, il criterio più idoneo per analizzare la resistenza di un suolo sotto l'azione di un carico esterno per un generico suolo è tramite l'identificazione dello

stato tensionale limite di ogni punto che, se raggiunto o superato, innesca il processo di rottura. Al fine di esprimere questo concetto, si vuole analizzare quale sia il valore limite di resistenza a sforzo di taglio di un punto di un generico suolo e confrontarlo con la resistenza del materiale che compone il terreno.

Nel Capitolo 4 si è analizzato come identificare lo stato limite che genera il collasso per rottura a taglio in maniera grafica tramite l'utilizzo dei cerchi di Mohr, considerando il criterio di Mohr-Coulomb come condizione di resistenza e lo stato tensionale come la rappresentazione della sollecitazione applicata sul suolo. La condizione di rottura, come già detto sempre nel Capitolo 4, viene raggiunta qualora la retta dell'involucro di rottura si interseca con la circonferenza dello stato tensionale (Figura 46). Questo concetto, dunque, verrà utilizzato per stabilire il valore massimo della sollecitazione di taglio responsabile della rottura; inoltre, questo aspetto viene utilizzato anche per i criteri di progettazione della normativa (ODN 218.046-01) e (VSN 46-72).

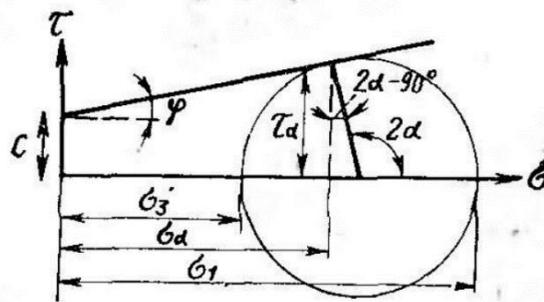


Figura 46 : Sforzo normale e taglio in uno stato tensionale piano (ODN 218.046-01, 2001)

Il punto di intersezione (Figura 46) definisce i valori di sforzo normale  $\sigma_\alpha$  e di taglio  $\tau_\alpha$  del piano di scivolamento, il quale è inclinato di un angolo  $\alpha$  rispetto al piano principale. Il valore di questo angolo risulta essere pari a:

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad [31]$$

È possibile esprimere i valori di  $\tau_\alpha$  e  $\sigma_\alpha$  considerando gli sforzi principali come:

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin(2\alpha) \quad [32]$$

$$\sigma_\alpha = \frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos(2\alpha)] \quad [33]$$

Sostituendo i valori di  $\tau_a$  e  $\sigma_a$  ottenuti nelle Equazioni 32 e 33 nella equazione di Mohr-Coulomb (Equazione 7 descritta nel Capitolo 4) e considerando l'Equazione 31, si ottiene la seguente condizione limite di equilibrio:

$$\frac{1}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi)] = c \quad [34]$$

Secondo la normativa russa, per la progettazione strutturale delle pavimentazioni stradali (ODN 218.046-01), dato che le pavimentazioni stradali possono essere considerate sotto condizioni tensionali volumetriche per via della presenza del carico propagato dalla ruota dei veicoli, lo stato di equilibrio può essere interrotto qualora lo stato limite di equilibrio venga raggiunto per un punto. In questo caso, lo stato tensionale può essere rappresentato tramite tre cerchi tensionali, i quali possono essere espressi tramite le seguenti equazioni:

$$\frac{1}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot \sin(\varphi)] = c \quad [35]$$

Equazione cerchio interno destro (Figura 47)

$$\frac{1}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot [(\sigma_2 - \sigma_3) - (\sigma_2 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi)] = c \quad [36]$$

Equazione cerchio interno sinistro (Figura 47)

$$\frac{1}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi)] = c \quad [37]$$

Equazione cerchio esterno (Figura 47)

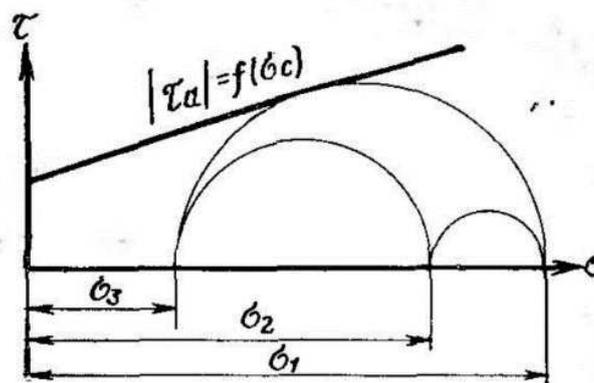


Figura 47 : Le circonferenze interne rappresentano uno stato di equilibrio generico

Affinché si possa raggiungere la condizione limite di equilibrio, bisogna far sì che uno dei due cerchi interni tocchi quello limite, ossia il più esterno. Questo accade se vengono rispettate le seguenti condizioni:

$$\sigma_2 = \sigma_3 \quad [38]$$

Se si considera il cerchio interno destro (Figura 47)

$$\sigma_2 = \sigma_1 \quad [39]$$

Se si considera il cerchio interno sinistro (Figura 47)

In definitiva, considerando le Equazioni 38 e 39 assieme, la condizione limite di equilibrio può essere scritta nella seguente forma:

$$\frac{1}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi)] = \max [|\tau_n| - \sigma_n \cdot \tan(\varphi)] \quad [40]$$

dove  $\sigma_n$  e  $\tau_n$  sono lo sforzo normale e di taglio del suolo allo stato tensionale limite. In altre parole, si può osservare che la parte sinistra dell'Equazione 40 è la differenza tra lo sforzo di taglio e il prodotto dello sforzo normale con il coefficiente d'attrito interno su tale area per ciascun punto in cui questa differenza raggiunge il valore massimo. Siccome questo valore è il massimo sforzo di taglio depurato dalle forze confinanti generate dall'attrito interno, questo può essere considerato come il massimo sforzo di taglio attivo  $\tau_{crit}$ ; dunque, l'Equazione 40 può essere vista anche nella seguente forma:

$$\tau_{crit} \leq c \quad [41]$$

L'Equazione 41 viene espressa tramite le tensioni principali; tuttavia, dal punto di vista pratico, si possono esprimere le tensioni principali conoscendo le tensioni orientate in un sistema cartesiano.

Si consideri un'unità elementare ABCD in un piano X-Z, dove vengono applicati gli sforzi normali  $\sigma_x$  e  $\sigma_z$  e gli sforzi di taglio  $\tau_{xz}$  e  $\tau_{zx}$  nelle facce apposite e si consideri un piano obliquo AE inclinato rispetto ad un certo angolo  $\alpha$  (Figura 48).

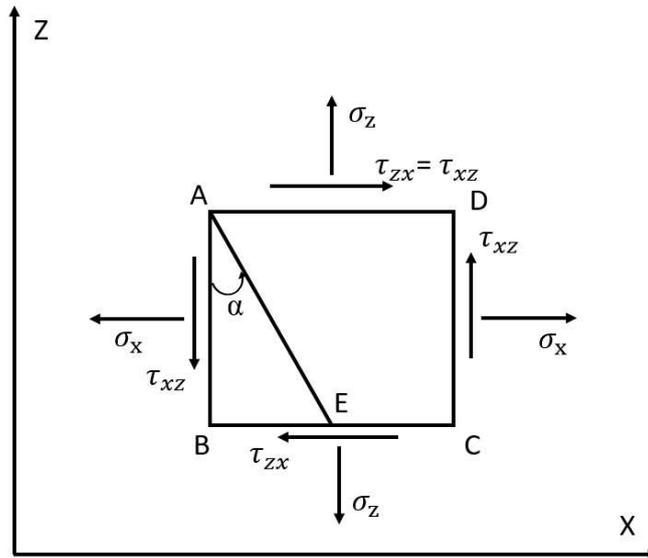


Figura 48 : Schema unità elementare ABCD

Per determinare gli sforzi orientati nel piano AE, si prende in considerazione il triangolo ABE (Figura 49). Di conseguenza, tutti gli sforzi che agiscono su ogni faccia dell'elemento ABCD e del triangolo ABE vengono trasformati in forze, moltiplicando ciascuno sforzo per l'area corrispondente, assumendo uno spessore unitario per ogni segmento.

$$F_x = \sigma_x \cdot AB, F_z = \sigma_z \cdot BE, F_\alpha = \sigma_\alpha \cdot AE \quad [42]$$

$$F_{\tau_{xz}} = \tau_{xz} \cdot AB, F_{\tau_{zx}} = \tau_{zx} \cdot BE, F_{\tau_\alpha} = \tau_\alpha \cdot AE \quad [43]$$

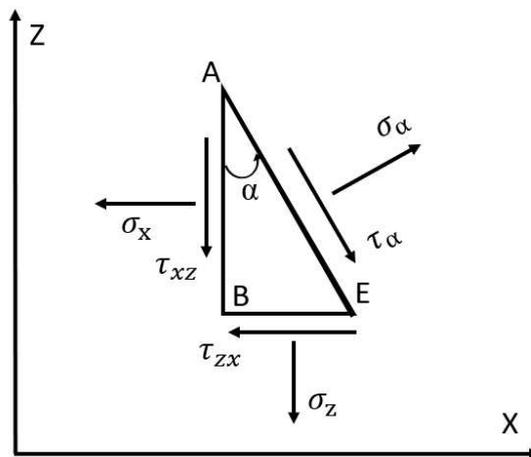


Figura 49 : Schema stato tensionale triangolo ABE

Successivamente, vengono scomposte tutte le forze lungo le direzioni paralleli e perpendicolari AE e si eseguono gli equilibri per entrambi le direzioni.

L'equilibrio delle forze perpendicolare ad AE risulta essere pari a:

$$\sigma_{\alpha} \cdot AE = \sigma_x \cdot AB \cdot \cos \alpha + \tau_{xz} \cdot AB \cdot \sin \alpha + \tau_{zx} \cdot BE \cdot \cos \alpha + \sigma_z \cdot BE \cdot \sin \alpha \quad [44]$$

E dividendo tutto per AE, si ottiene:

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_x \cdot \frac{AB}{AE} \cdot \cos \alpha + \tau_{xz} \cdot \frac{AB}{AE} \cdot \sin \alpha + \tau_{zx} \cdot \frac{BE}{AE} \cdot \cos \alpha + \sigma_z \cdot \frac{BE}{AE} \cdot \sin \alpha \quad [45]$$

Si può notare che il rapporto  $AB/AE$  è pari a  $\cos(\alpha)$ ; dunque:

$$\sigma_{\alpha} = \sigma_x \cdot \cos^2 \alpha + 2 \cdot \tau_{xz} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \sigma_z \cdot \sin^2 \alpha \quad [46]$$

Infine, eseguendo alcune manipolazioni matematiche, si ottiene:

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \cdot \cos 2\alpha + \tau_{xz} \cdot \sin 2\alpha \quad [47]$$

Adottando lo stesso approccio per la direzione parallela AE, si ottiene la seguente equazione:

$$\tau_{\alpha} = -\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \cdot \sin 2\alpha + \tau_{xz} \cdot \cos 2\alpha \quad [48]$$

Dato che, lungo le direzioni principali lo sforzo di taglio è nullo, l'Equazione 48 può essere scritta nelle seguenti due forme:

$$\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2} \cdot \sin 2\alpha = \tau_{xz} \cdot \cos 2\alpha \quad [49]$$

$$\tan 2\alpha = \frac{2 \cdot \tau_{xz}}{\sigma_x - \sigma_z} \quad [50]$$

Poiché le direzioni principali sono due e ortogonali tra loro, vengono assunti i seguenti due angoli:

$$\alpha_1 = \alpha \quad [51]$$

$$\alpha_2 = \alpha + 90^\circ \quad [52]$$

Manipolando l'Equazione 50, si ottengono le seguenti espressioni:

$$\sin 2\alpha = \pm \frac{2 \cdot \tau_{xz}}{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2}} \quad [53]$$

$$\cos 2\alpha = \pm \frac{\sigma_x - \sigma_z}{\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4 \cdot \tau_{xz}^2}} \quad [54]$$

Infine, sostituendo le Equazioni 53 e 54 nell'Equazione 49, si ottiene la formula per calcolare gli sforzi principali:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad [55]$$

Da quest'ultima, si ottiene la seguente formula dello sforzo principale maggiore:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad [56]$$

mentre per lo sforzo principale minore si ottiene la seguente formula:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} \quad [57]$$

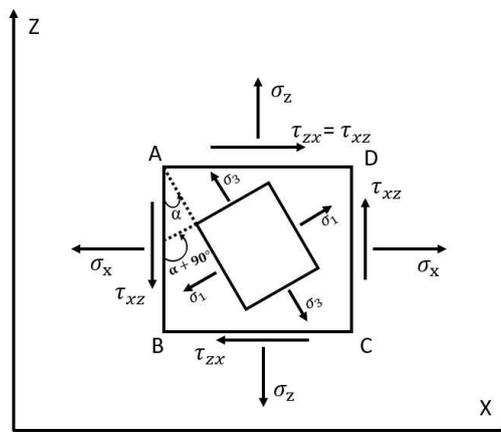


Figura 50 : Schema stato tensionale delle tensioni principali

Dunque, tramite  $\tau_{crit}$  si calcola la tensione di taglio per un generico punto di uno strato granulometrico non legato necessario affinché si possa innescare il processo di rottura; tuttavia, bisogna anche definire un criterio che stabilisca quale sia la resistenza del terreno. Per questo, al posto di considerare solamente la coesione  $c$  come descritto nell'Equazione 41, si è deciso di utilizzare il criterio stabilito dalla normativa ODN 218.046-01, esprimendolo però nella seguente maniera:

$$\tau_{ammis} = \frac{1}{F_{rel}} \cdot [c \cdot k + \sum_{i=1}^n (\gamma_i \cdot z_i) \cdot \tan(\varphi)] \quad [58]$$

dove:

- $c$  è la coesione del sottofondo o dello strato granulare intermedio dove viene calcolato la tensione di taglio;
- $k$  è un coefficiente che tiene in considerazione la tipologia di interfaccia tra lo strato granulare interno e il sottofondo; in particolare, se si utilizzano materiali rinforzati, o semplicemente uno strato geotessile tra base e sottofondo,  $k_d$  assume i seguenti valori:
  - 4.5 quando è presente uno strato di sabbia grossolano;
  - 4 è presente uno strato di sabbia con granulometria media;
  - 3 è presente uno strato di sabbia fine;
  - 1 in tutti gli altri casi.
- $\gamma_i$  è il peso specifico dell' $i$ -esimo strato sovrastante il punto dove viene calcolato la tensione di taglio;
- $z_i$  è lo spessore dell' $i$ -esimo strato sovrastante il punto dove viene calcolata la tensione di taglio;
- $\varphi$  è il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del materiale dello strato in cui viene calcolato la tensione di taglio;
- $F_{rel}$  è un fattore di affidabilità.

In definitiva, il criterio di verifica viene espresso nella seguente forma:

$$\tau_{crit} \leq \tau_{ammis} \quad [59]$$

Essenzialmente con  $\tau_{crit}$  si definisce la tensione a taglio generata dal traffico trasmessa dallo pneumatico del veicolo alla pavimentazione e con  $\tau_{ammis}$  la tensione di taglio ammissibile che il terreno riesce a supportare per una certa profondità.

## 5.2 Applicazione del criterio di verifica a due casi studio

Il criterio stabilito permette di definire la condizione di rottura per un punto di un materiale granulometrico non legato; questo significa che può essere utilizzato teoreticamente sia nel sottofondo che in ogni strato composto da aggregati non legati, come tra l'altro viene indicato anche nella normativa (ODN 218.046-01).

Ciononostante, bisogna considerare che il calcolo di  $\tau_{crit}$  viene effettuato in maniera puntuale; inoltre, data la variabilità dello stato tensionale all'interno di un terreno, anche

$\tau_{crit}$  varia all'interno del suolo. Dunque, è necessario capire quale punto permette di ottenere il valore massimo di  $\tau_{crit}$ .

Al fine di definire la posizione ottimale che permette di ottenere il valore di  $\tau_{crit}$ , sono state prese in esame due tipologie di pavimentazioni granulari utilizzate all'interno di impianti fotovoltaici ed eolici che verranno nominati **Caso studio A** e **Caso studio B**.

## Caso studio A

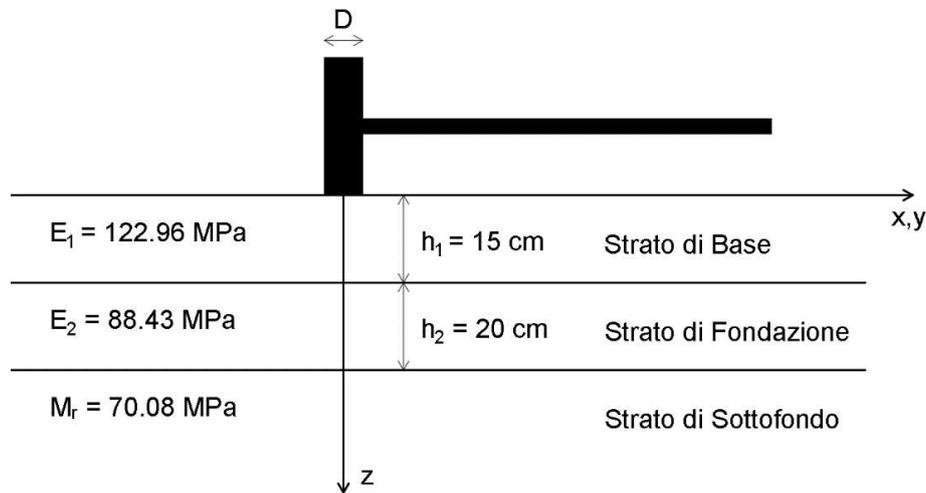


Figura 51 : Stratigrafia pavimentazione caso studio A

La pavimentazione granulare è composta da tre elementi: base, fondazione e sottofondo (Figura 51). Le proprietà note di questa pavimentazione sono gli spessori degli strati e i loro valori di CBR. Dato che si utilizza un modello multistrato elastico, è necessario conoscere i valori dei moduli elastici e dei coefficienti di Poisson degli strati; per i primi sono state utilizzate due equazioni che permettono di convertire i valori di CBR in termini di modulo resiliente, mentre per i secondi, invece, è stato ipotizzato un valore pari a 0.35 per il sottofondo e per gli strati restanti è stato adottato un valore pari a 0.35. Per lo strato di base e fondazione, è stata utilizzata la relazione stabilita da AASHTO nel 1993 per convertire il valore di CBR in termini di modulo resiliente (Equazione 60).

$$E_{bc} = f_{EBC} \cdot CBR_{bc}^{0.3} \quad [60]$$

dove:

- $E_{bc}$  è il modulo resiliente della base/fondazione espresso in MPa;
- $f_{EBC}$  è un fattore di uguaglianza pari a 36 MPa;
- $CBR_{bc}$  è il valore di CBR della base/fondazione espresso in percentuale.

Per lo strato di sottofondo, invece, si è deciso di utilizzare la relazione stabilita dal C.N.R. nel 1989 (Equazione 61).

$$M_r = 0.49 * K \quad [61]$$

dove:

- $M_r$  è il modulo resiliente del sottofondo espresso in MPa;
- $K$  è il modulo di reazione del sottofondo espresso in MPa/m; in particolare vale:
  - $K = 4.1 + 513 \cdot \log(CBR)$  qualora il CBR sia compreso tra il 2% e il 30%;
  - $K = -314.7 + 266.7 \cdot \log(CBR)$  qualora il CBR sia compreso tra il 30% e il 100%

Nella Tabella 10 vengono riassunte tutte le proprietà di questa tipologia di pavimentazione analizzata.

Tabella 10 : Proprietà pavimentazione Caso studio A

Strato	Spessore	CBR	E	v	Peso specifico	c	$\phi$
[-]	[cm]	[%]	[MPa]	[-]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[MPa]	[°]
Base	15.00	60	122.96	0.35	18.00	/	/
Fondazione	20.00	20	88.43	0.35	18.00	/	/
Sottofondo	/	15	70.08	0.35	20.00	0.02	33.00

## Caso studio B

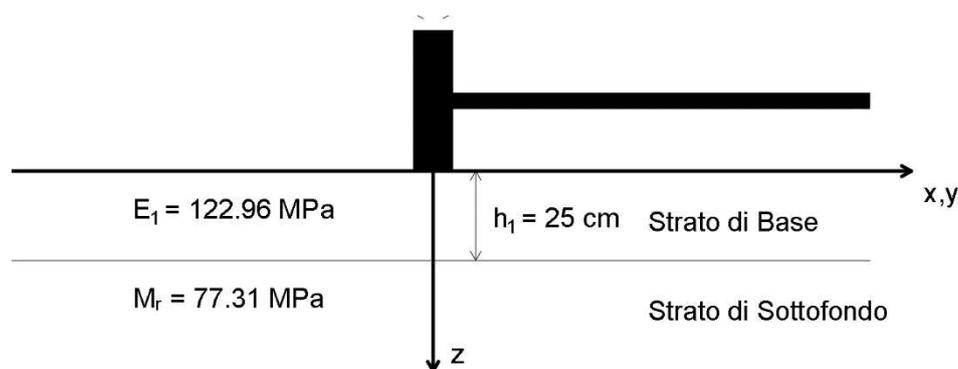


Figura 52 : Stratigrafia pavimentazione Caso studio B

La pavimentazione granulare è composta da due elementi: base e sottofondo (Figura 52). Anche per le proprietà note di questa pavimentazione sono noti solamente gli spessori degli strati e i loro valori di CBR. Dunque, pure in questo caso sono state utilizzate le Equazioni 60 e 61 descritte precedentemente nel **Caso studio A** per convertire i valori di CBR in

termini di moduli resiliente; inoltre, valgono le stesse considerazioni fatte per i valori dei coefficienti di Poisson. Nella Tabella 11 vengono riassunte tutte le proprietà di questa tipologia di pavimentazione analizzata.

Tabella 11 : Proprietà pavimentazione Caso studio B

<b>Strato</b>	<b>Spessore</b>	<b>CBR</b>	<b>E</b>	<b>v</b>	<b>Densità</b>	<b>c</b>	<b>φ</b>
<b>[-]</b>	<b>[cm]</b>	<b>[%]</b>	<b>[MPa]</b>	<b>[-]</b>	<b>[kg/m<sup>3</sup>]</b>	<b>[MPa]</b>	<b>[°]</b>
Base	25.00	60	122.96	0.35	18.00	/	/
Sottofondo	/	20	77.31	0.35	20.00	0.02	33.00

Per il calcolo dello stato tensionale si è optato l'utilizzo di un pacchetto MATLAB<sup>®</sup> chiamato Adaptive Layered Viscoelastic Analysis (ALVA); questo pacchetto opensource permette di calcolare tensioni e deformazione di una pavimentazione tramite un modello multistrato elastico o viscoelastico (nel nostro caso si è considerato un comportamento elastico), con uno o più carichi agenti sulla pavimentazione; inoltre, il codice permette anche di considerare anche gruppi di assi dato che il modello consente di calcolare tensioni e deformazioni in uno spazio tridimensionale.

### 5.2.1 Andamento taglio attivo $\tau_{crit}$ nel sottofondo

Per poter comprendere meglio quale punto generi la tensione di taglio  $\tau_{crit}$ , si è deciso di analizzare l'andamento dello stato tensionale dello strato di sottofondo e calcolando, quindi, l'andamento del valore di taglio  $\tau_{crit}$ .

Essendo tuttavia la composizione del traffico molto eterogenea, è necessario analizzare alcune tipologie di configurazioni di assi al fine di comprendere dove si ottiene il valore massimo di  $\tau_{crit}$ . Sono state prese in esame due tipologie di assi veicolari ed implementate nelle pavimentazioni del caso studio **A** e **B**.

Inoltre, al fine di poter descrivere l'andamento del taglio critico  $\tau_{crit}$  generato dal carico veicolare, sono stati calcolati gli stati tensionali all'interno del sottofondo con un passo di 1 cm sia lungo la direzione dell'asse che lungo la profondità della pavimentazione granulare.

### 5.2.1.1 Asse singolo a due ruote da 80 kN

Come prima tipologia di assiale, si è preso in considerazione un asse singolo da 80 kN a due ruote. Ogni singolo pneumatico trasmette sulla pavimentazione un carico pari a 40 kN e viene trasmesso sulla pavimentazione con una pressione di 0.70 MPa.

Le due pavimentazioni granulari prese in analisi sono state modellate in ALVA considerando sia la presenza degli strati sovrastanti (Figura 51 e Figura 52) che la loro assenza e, di conseguenza, applicando il carico direttamente sul suolo (Figura 53). Inoltre, in entrambe le due modellazioni, è stato considerato solamente metà asse veicolare tramite l'implemento di un carico circolare uniformemente distribuito  $q$  pari alla pressione trasmessa dallo pneumatico e con un diametro  $D$  uguale a 269.73 mm

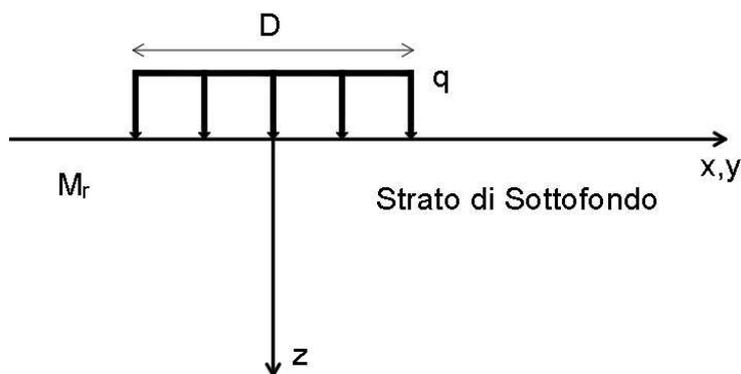


Figura 53 : Schema carico circolare applicato direttamente al sottofondo

Nelle Figure 54 e 55 è possibile osservare l'andamento della tensione di taglio  $\tau_{crit}$  nel sottofondo della pavimentazione **Caso studio A**, mentre nelle Figure 56 e 57 viene rappresentato l'andamento di  $\tau_{crit}$  nel sottofondo della pavimentazione **Caso studio B**.

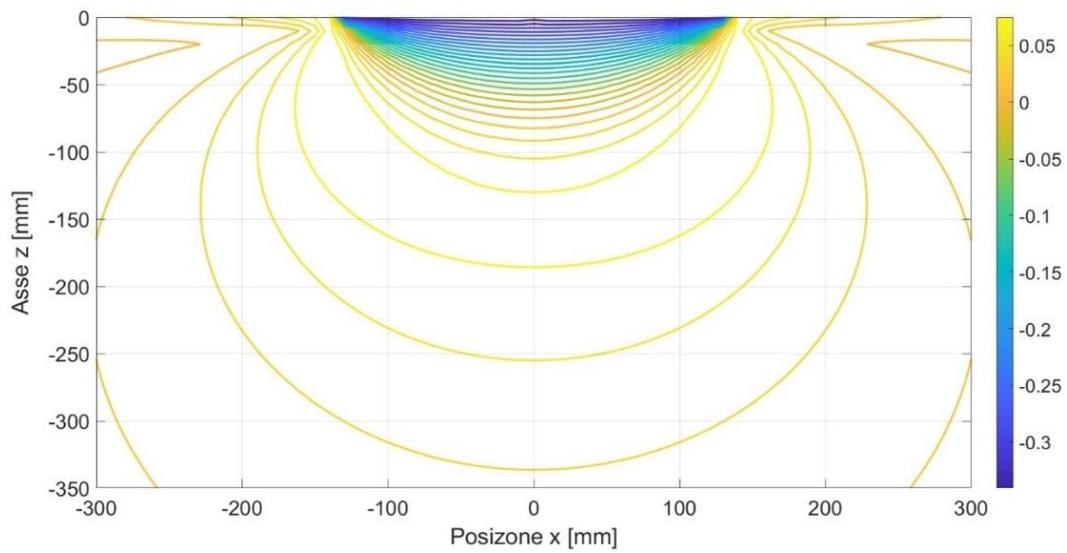


Figura 54 : Andamento taglio critico  $\tau_{crit}$  del sottofondo pavimentazione Caso A (carico veicolare applicato direttamente sul sottofondo)

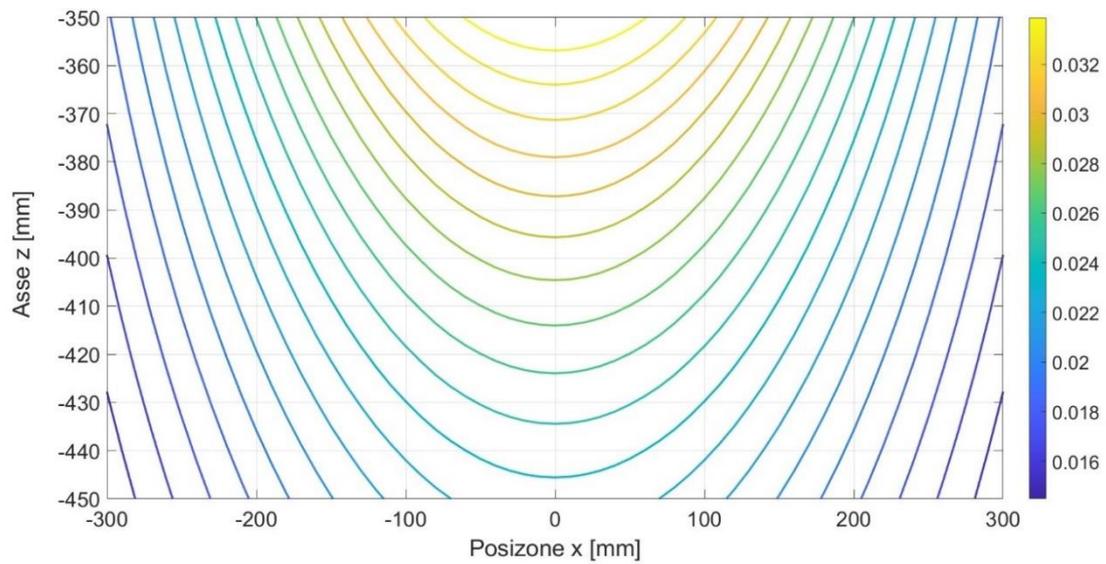


Figura 55 : Andamento taglio critico  $\tau_{crit}$  del sottofondo pavimentazione Caso A (considerando l'intera stratigrafia nella modellazione)

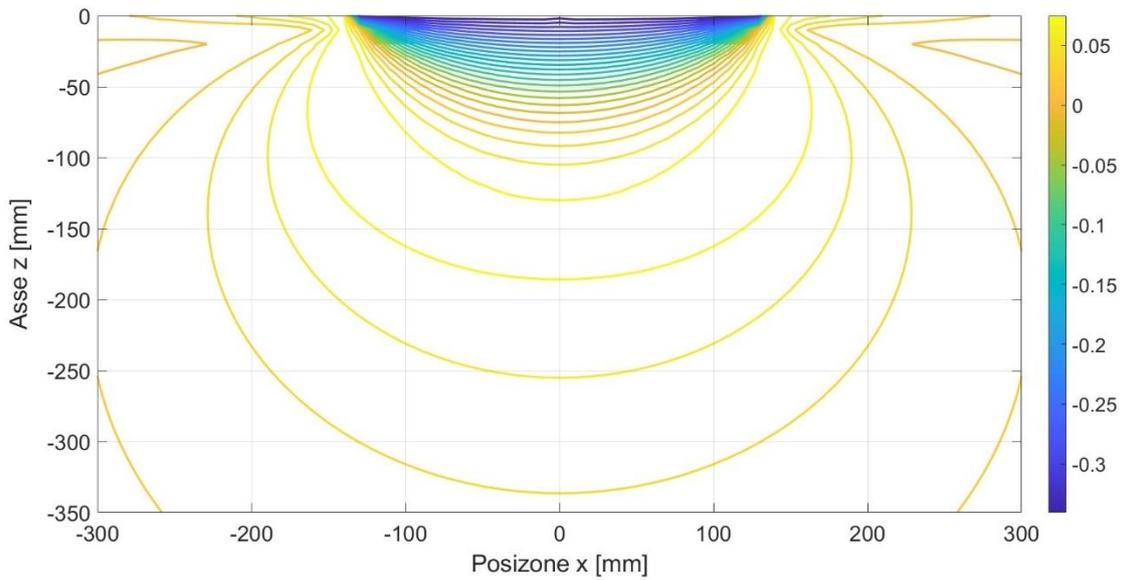


Figura 56 : Andamento taglio critico  $\tau_{crit}$  del sottofondo pavimentazione Caso B (carico veicolare applicato direttamente sul sottofondo)

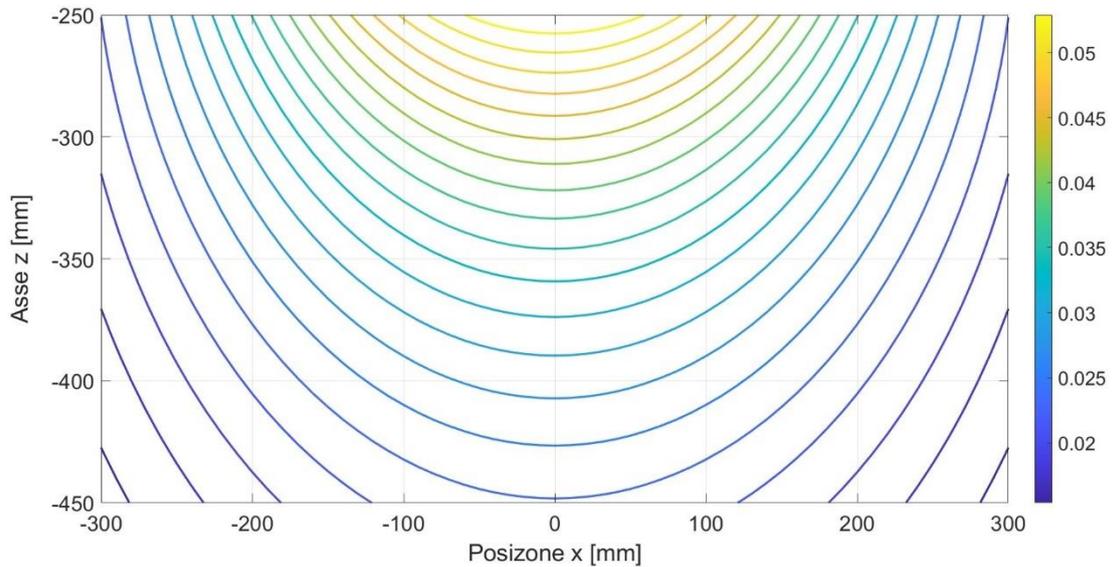


Figura 57 : Andamento taglio critico  $\tau_{crit}$  del sottofondo pavimentazione Caso B (considerando l'intera stratigrafia nella modellazione)

Per entrambe le due pavimentazioni, l'andamento dei valori di  $\tau_{crit}$  risulta essere simile in tutte e due le configurazioni di carico e di modellazione; in particolare, si può osservare che, qualora si modelli l'intera stratigrafia, per entrambe le due pavimentazioni analizzate, il valore massimo di  $\tau_{crit}$  viene ottenuto al di sotto dell'asse dello pneumatico sulla sommità

dello strato di sottofondo (ossia al di sotto della superficie di contatto tra sottofondo-fondazione o sottofondo-base). Inoltre, qualora il carico veicolare viene applicato direttamente sul sottofondo, è possibile notare che i valori maggiori di  $\tau_{crit}$  vengono ottenuti sulla superficie del suolo nella prossimità del carico, mentre al di sotto di esso, i valori più rilevanti sono ottenuti a profondità elevate. Si può notare che l'andamento delle sollecitazioni più elevate di  $\tau_{crit}$  è molto simile allo schema della rottura a taglio di tipo generico descritto precedentemente nel Capitolo 4. Nella Tabella 12 vengono raccolti i valori massimi di  $\tau_{crit}$  di entrambe le due pavimentazioni prese in analisi, ottenuti tramite la modellazione dell'intera pavimentazione granulare.

Tabella 12 : Valori massimi di  $\tau_{crit}$  calcolati considerando l'intera pavimentazione

Pavimentazione	x	z	$\sigma_x$	$\sigma_z$	$\tau_{xz}$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\tau_{crit}$
[/]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Caso studio A	0.00	350.01	-0.004	0.116	0.000	0.116	-0.004	0.035
Caso studio B	0.00	250.01	-0.002	0.196	0.000	0.196	-0.002	0.055

Per il calcolo della tensione ammissibile, si è assunto un fattore di affidabilità pari a 1 e un coefficiente  $k$  uguale a 1, data l'assenza di elementi rinforzanti o strati di geotessuti. La tensione di taglio ammissibile  $\tau_{ammis}$  della pavimentazione **A** calcolata nella parte superiore dello strato di sottofondo risulta essere pari a:

$$\begin{aligned}\tau_{ammis,A} &= \frac{1}{F_{rel}} \cdot (c \cdot k + \gamma \cdot z_A \cdot \tan(\varphi)) \\ &= 0.020 \text{ MPa} + 0.018 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.15 \text{ m} + 0.20 \text{ m}) \cdot \tan(33^\circ) \\ &= 0.024 \text{ MPa}\end{aligned}$$

La tensione di taglio ammissibile  $\tau_{ammis}$  della pavimentazione **B** calcolata nella parte superiore dello strato di sottofondo, invece, risulta essere pari a:

$$\begin{aligned}\tau_{ammis,B} &= \frac{1}{F_{rel}} \cdot (c \cdot k + \gamma \cdot z_B \cdot \tan(\varphi)) \\ &= 0.020 \text{ MPa} + 0.018 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.250 \text{ m} \cdot \tan(33^\circ) \\ &= 0.023 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Confrontando il risultato delle tensioni ammissibili con i valori di tensione di taglio critiche della Tabella 12, è possibile osservare che nessuna delle due pavimentazioni riesce a soddisfare la condizione definita nell'Equazione 59; dunque nessuna delle due

pavimentazioni soddisfa il criterio di rottura a taglio qualora venga applicato un carico assiale di 80 kN.

### 5.2.1.2 Asse singolo da 120 kN con ruote gemellate

Come prima tipologia di assiale, si è preso in considerazione un assiale singolo da 120 kN con ruote gemellate. Ogni singolo pneumatico trasmette sulla pavimentazione un carico pari a 30 kN, trasmesso con una pressione di 0.70 MPa. Questa configurazione di carico è la condizione limite definita dal codice stradale descritto precedentemente nel Capitolo 4.

Le due pavimentazioni granulari prese in analisi sono state modellate in ALVA considerando l'intera pavimentazione, considerando due carichi circolari uniformemente distribuiti  $q$  pari alla pressione trasmessa dallo pneumatico, con un diametro  $D$  uguale a 233.60 mm; anche in questo caso si considera solamente metà asse (Figura 58 e 59).

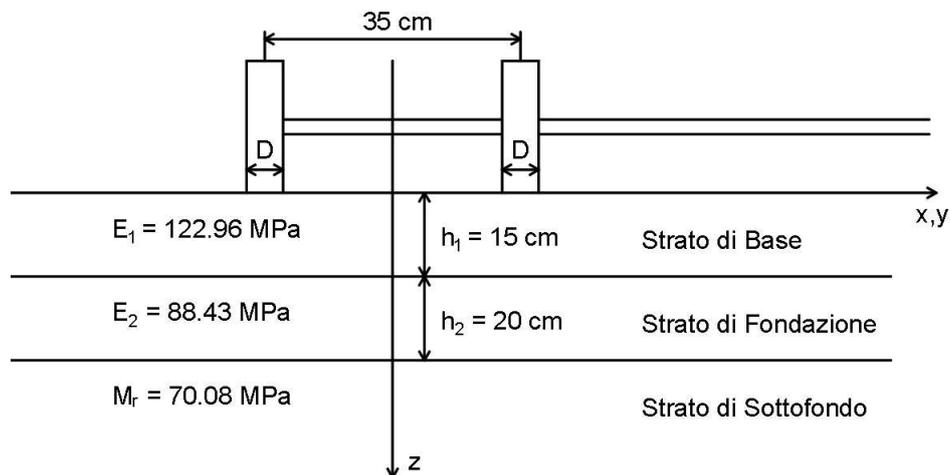


Figura 58 : Schema configurazione di carico pavimentazione A

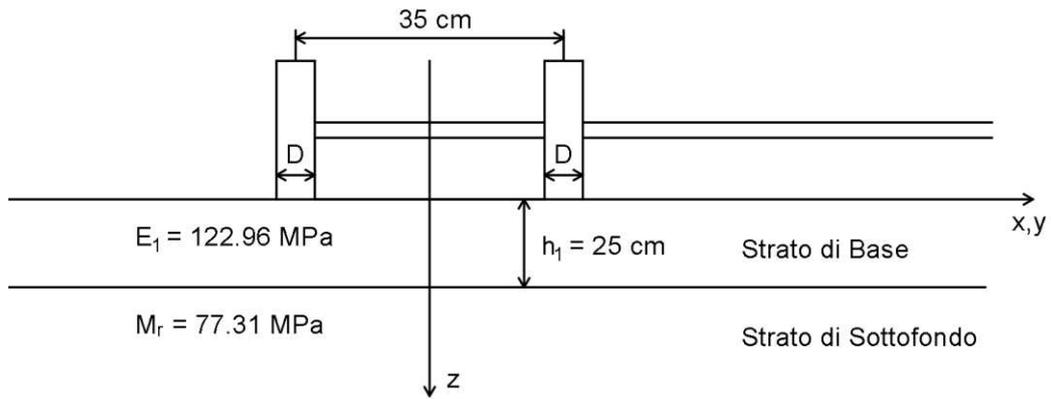


Figura 59 : Schema configurazione di carico pavimentazione B

In Figura 60 è possibile osservare l'andamento della tensione di taglio  $\tau_{crit}$  nel sottofondo della pavimentazione **Caso studio A**, mentre in Figura 61 viene rappresentato l'andamento di  $\tau_{crit}$  nel sottofondo della pavimentazione **Caso studio B**.

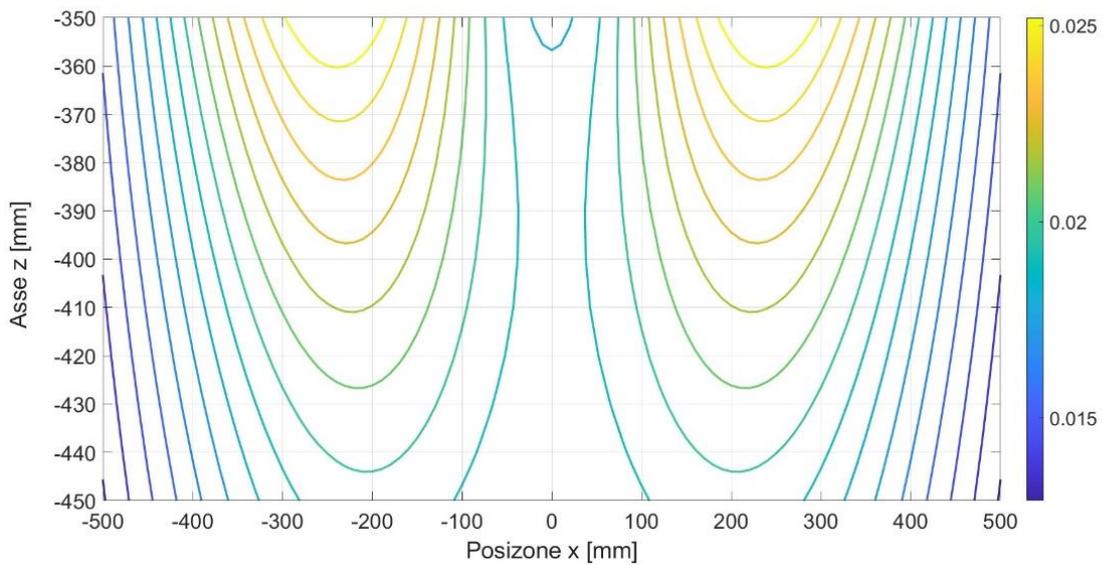


Figura 60 : Andamento taglio critico  $\tau_{crit}$  del sottofondo pavimentazione Caso A per asse singolo con ruote gemellate

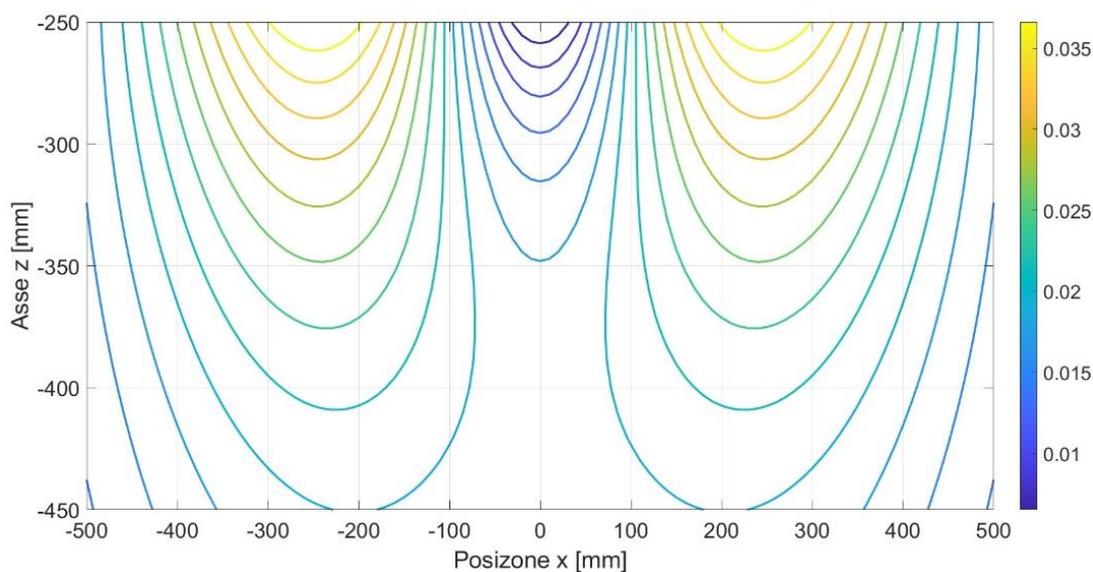


Figura 61 : Andamento taglio critico  $\tau_{crit}$  del sottofondo pavimentazione Caso B per asse singolo con ruote gemellate

Anche in questo caso, l'andamento dei valori di  $\tau_{crit}$  risulta essere simile in tutte e due le pavimentazioni. Nella Tabella 13 Tabella 12 vengono raccolti i valori massimi di  $\tau_{crit}$  di entrambe le due pavimentazioni prese in analisi.

Tabella 13 : Valori massimi di  $\tau_{crit}$  per le pavimentazioni prese in analisi

Pavimentazione	x	z	$\sigma_x$	$\sigma_z$	$\tau_{xz}$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\tau_{crit}$
[/]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Caso studio A	-240.00	350.01	0.012	0.099	-0.028	0.108	0.003	0.026
	240.00	350.01	0.012	0.099	-0.028	0.108	0.003	0.026
Caso studio B	-250.00	250.01	0.021	0.147	-0.046	0.162	0.006	0.039
	250.00	250.01	0.021	0.147	-0.046	0.162	0.006	0.039

Si può osservare che il valore massimo di  $\tau_{crit}$  viene ottenuto sulla sommità dello strato di sottofondo. A differenza dell'asse singolare a due ruote, il massimo valore non è ottenuto al di sotto dell'asse degli pneumatici; inoltre, la posizione del valore massimo lungo l'asse veicolare risulta essere diversa per le due pavimentazioni analizzate. Dunque, sono stati presi alcuni punti caratteristici nelle due pavimentazioni analizzate (Figura 62 e Figura 63) al fine di poter comprendere se sia possibile imporre definire in maniera più semplice un punto che massimizza il più possibile il valore di taglio critico.

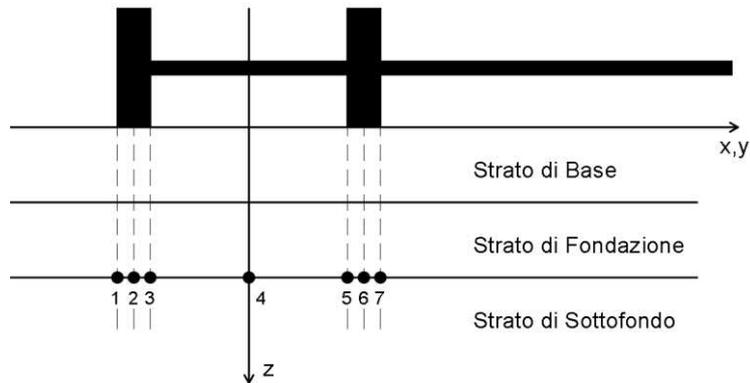


Figura 62 : Schema punti caratteristici analizzati nella pavimentazione Caso studio A

Tabella 14 : Risultati  $\tau_{crit}$  dei punti caratteristici per la pavimentazione Caso studio A

Punto trasversale	x	z	$\sigma_x$	$\sigma_z$	$\tau_{xz}$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\tau_{crit}$
[/]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	-291.80	350.01	0.015	0.085	-0.033	0.098	0.001	0.025
2	-175.00	350.01	0.011	0.112	-0.019	0.116	0.007	0.025
3	-58.20	350.01	0.014	0.118	-0.004	0.118	0.014	0.019
4	0.00	350.01	0.015	0.118	0.000	0.118	0.015	0.018
5	58.20	350.01	0.014	0.118	0.004	0.118	0.014	0.019
6	175.00	350.01	0.011	0.112	0.019	0.116	0.007	0.025
7	291.80	350.01	0.015	0.085	0.033	0.098	0.001	0.025

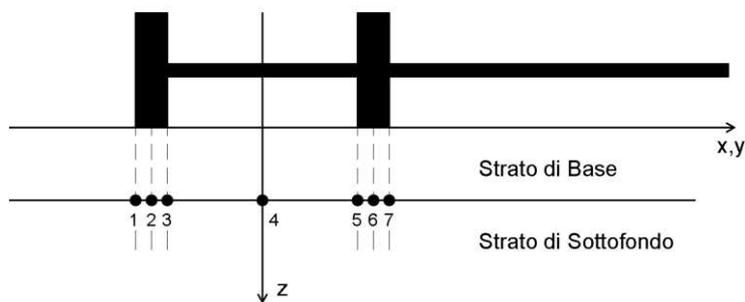


Figura 63 : Schema punti caratteristici analizzati nella pavimentazione Caso studio B

Tabella 15 : Risultati  $\tau_{crit}$  dei punti caratteristici per la pavimentazione Caso studio B

Punto trasversale	x	z	$\sigma_x$	$\sigma_z$	$\tau_{xz}$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\tau_{crit}$
[/]	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	-291.80	250.01	0.026	0.121	-0.053	0.145	0.002	0.037
2	-175.00	250.01	0.018	0.176	-0.021	0.178	0.015	0.034
3	-58.20	250.01	0.036	0.163	0.004	0.163	0.036	0.011
4	0.00	250.01	0.041	0.157	0.000	0.157	0.041	0.004
5	58.20	250.01	0.036	0.163	-0.004	0.163	0.036	0.011
6	175.00	250.01	0.018	0.176	0.021	0.178	0.015	0.034
7	291.80	250.01	0.026	0.121	0.053	0.145	0.002	0.037

Confrontando i risultati della Tabella 14 e Tabella 15 con i risultati della Tabella 13 è possibile notare che, in entrambe le due pavimentazioni, i punti che si avvicinano il più possibile ai valori massimi di  $\tau_{crit}$  sono i punti 1 e 7, i quali sono i bordi esterni della coppia di pneumatici. Dunque, qualora si volesse adottare uno schema di carico metà asse singolo a quattro ruote con coppie di pneumatici, è consigliato analizzare la tensione di taglio  $\tau_{crit}$  al di sotto dei bordi esterni degli pneumatici.

Per il calcolo della tensione ammissibile, si è assunto nuovamente un fattore di affidabilità pari a 1 e un coefficiente  $k$  uguale a 1. La tensione di taglio ammissibile  $\tau_{ammis}$  della pavimentazione **A** calcolata nella parte superiore dello strato di sottofondo risulta essere pari a:

$$\begin{aligned}\tau_{ammis,A} &= \frac{1}{F_{rel}} \cdot (c \cdot k + \gamma \cdot z_A \cdot \tan(\varphi)) \\ &= 0.020 \text{ MPa} + 0.018 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.15 \text{ m} + 0.20 \text{ m}) \cdot \tan(33^\circ) \\ &= 0.024 \text{ MPa}\end{aligned}$$

La tensione di taglio ammissibile  $\tau_{ammis}$  della pavimentazione **B** calcolata nella parte superiore dello strato di sottofondo, invece, risulta essere pari a:

$$\begin{aligned}\tau_{ammis,B} &= \frac{1}{F_{rel}} \cdot (c \cdot k + \gamma \cdot z_B \cdot \tan(\varphi)) \\ &= 0.020 \text{ MPa} + 0.018 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.250 \text{ m} \cdot \tan(33^\circ)\end{aligned}$$

$$= 0.023 \text{ MPa}$$

Confrontando il risultato delle tensioni ammissibili con i valori di tensione di taglio critiche delle Tabelle 13, 14 e 15 è possibile osservare che, per entrambe le due pavimentazioni, solamente i punti 3,4 e riescono a soddisfare la condizione definita nell'Equazione 59, mentre i restanti punti non permettono la soddisfazione del criterio di rottura a taglio.

### 5.2.2 Analisi effetto del peso della pavimentazione granulare

L'Equazione 62 permette di calcolare la tensione di taglio indotta dal traffico veicolare, trasmessa dallo pneumatico alla pavimentazione; tuttavia, bisogna considerare che anche il peso della pavimentazione stradale generano uno sforzo di taglio nel suolo. La normativa VSN 46-72 permette di calcolare questo stato tensionale tramite la seguente formula:

$$\tau_{a,b} = \frac{\gamma \cdot h}{2 \cdot \cos(\varphi)} \cdot [1 - \varepsilon - (1 + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\varphi)] \quad [62]$$

Questa equazione viene ottenuta dall'Equazione 28 imponendo che i valori degli sforzi principali generati dal peso della pavimentazione siano pari a:

$$\sigma_1 = \gamma \cdot h \quad [63]$$

$$\sigma_3 = \gamma \cdot h \cdot \varepsilon \quad [64]$$

dove  $\gamma_{cp}$  è la media del peso specifico della pavimentazione,  $h$  è lo spessore della pavimentazione e  $\varepsilon$  è il coefficiente della pressione laterale del materiale del sottofondo. È possibile notare che il valore di  $\tau_{a,b}$  dipende solamente dalla profondità del punto in cui si vuole calcolare e non dove questo sia disposto nel piano.

Considerando i punti definiti precedentemente nella Tabella 12 e nella Tabella 13, si ottengono i seguenti valori di tensioni di taglio indotti dalla pavimentazione sovrastante il suolo per le due pavimentazioni prese in analisi:

Tabella 16 : Valori di  $\tau_{a,b}$  delle due pavimentazioni prese in esame

Pavimentazione e configurazione di carico	x	z	$\tau_{crit}$	$\tau_{a,b}$
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Caso studio A – Asse singolo a due ruote	0.00	350.01	0.035	-0.001
Caso studio A – Asse singolo con ruote gemellate	-240.00	350.01	0.026	-0.001
	240.00	350.01	0.026	-0.001
Caso studio B – Asse singolo a due ruote	0.00	250.01	0.055	-0.001
Caso studio B – Asse singolo con ruote gemellate	-250.00	250.01	0.039	-0.001
	250.00	250.01	0.039	-0.001

Come si può notare nella Tabella 16, i valori della tensione di taglio indotta dal peso della pavimentazione risultano essere di molto inferiori a quelli generati dal traffico veicolare; inoltre, per questi casi, considerare il contributo del peso della pavimentazione risulta essere a sfavore di sicurezza, dato che tendono a ridurre la sollecitazione a taglio.

### 5.2.3 Confronto metodo analizzato e normativa russa

Essendo il metodo di rottura a taglio basato sui concetti definiti per il criterio di resistenza a taglio stabilito dalla normativa russa (ODN 218.046-01), si è deciso di effettuare un confronto tra le sollecitazioni di taglio indotte dal traffico veicolare. Tuttavia, al fine di poter eseguire il confronto, è necessario ricordare che la normativa (ODN 218.046-01) considera l'applicazione di un singolo carico circolare uniformemente distribuito. Di conseguenza, il confronto può essere effettuato solamente per il caso analizzato nel punto 5.2.1.1.

Come primo passo, è necessario definire i dati al fine di determinare la tensione di taglio attiva per unità di carico  $\bar{\tau}_H$  tramite il nomogramma descritto in Figura 41.

#### Pavimentazione Caso studio A

Per la pavimentazione A si ottiene come modulo elastico dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo:

$$\begin{aligned}
 E_{v,A} &= \frac{\sum_{i=1}^p (E_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^p h_i} \\
 &= \frac{122.96 \text{ MPa} \cdot 0.15 \text{ m} + 88.43 \text{ MPa} \cdot 0.20 \text{ m}}{0.15 \text{ m} + 0.20 \text{ m}} \\
 &= 103.23 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Lo spessore dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo della pavimentazione risulta pari a:

$$h_A = (0.15 \text{ m} + 0.20 \text{ m}) = 0.35 \text{ m}$$

Il diametro dell'impronta dello pneumatico per la pavimentazione risulta essere pari a:

$$\begin{aligned} D_A &= \sqrt{\frac{40 \cdot Q_{rasc}}{\pi \cdot p}} \\ &= \sqrt{\frac{40 \cdot 40 \text{ kN}}{\pi \cdot 0.70 \text{ MPa}}} \\ &= 26.97 \text{ cm} \end{aligned}$$

Il rapporto tra lo spessore dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo e il diametro dell'impronta dello pneumatico  $h_A/D_A$  risulta essere pari a 1.30, mentre il rapporto tra il modulo elastico dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo e il modulo resiliente del sottofondo  $E_{v,A}/M_{r,A}$  è pari a 1.46; dato che però questo rapporto non è visibile nel nomogramma, si è deciso di arrotondare il valore a 2. Utilizzando questi valori nel nomogramma, si ottiene un valore di  $\bar{\tau}_H$  pari a 0.044 e, moltiplicandolo con la pressione esercitata dallo pneumatico  $p$ , si ottiene il valore di sforzo di taglio attivo  $T$  pari a 0.031 MPa.

## Pavimentazione Caso studio B

Per la pavimentazione **B** si ottiene come modulo elastico dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo:

$$\begin{aligned} E_{v,B} &= \frac{\sum_{i=1}^p (E_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^p h_i} \\ &= \frac{122.96 \text{ MPa} \cdot 0.25 \text{ m}}{0.25 \text{ m}} \\ &= 122.96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lo spessore dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo della pavimentazione risulta pari a:

$$h_B = 0.25 \text{ m}$$

Il diametro dell'impronta dello pneumatico per la pavimentazione risulta essere pari a:

$$\begin{aligned}
 D_B &= \sqrt{\frac{40 \cdot Q_{rasc}}{\pi \cdot p}} \\
 &= \sqrt{\frac{40 \cdot 40 \text{ kN}}{\pi \cdot 0.70 \text{ MPa}}} \\
 &= 26.97 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Il rapporto tra lo spessore dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo e il diametro dell'impronta dello pneumatico  $h_B/D_B$  risulta essere pari a 0.93, mentre il rapporto tra il modulo elastico dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo e il modulo resiliente del sottofondo  $E_{v,B}/M_{r,B}$  è pari a 1.59; dato che però questo rapporto non è visibile nel nomogramma, si è deciso di arrotondare il valore a 2. Utilizzando questi valori nel nomogramma, si ottiene un valore di  $\bar{\tau}_H$  pari a 0.044 e, moltiplicandolo con la pressione esercitata dallo pneumatico  $p$ , si ottiene il valore di sforzo di taglio attivo  $T$  pari a 0.045 MPa.

Tabella 17: Confronto risultati metodo analizzato e normativa (ODN 218.046-01)

<b>Pavimentazione</b>	$\tau_{crit}$	$T$	<b>Differenza</b> $\tau_{crit} - T$	<b>Differenza percentuale</b> $\tau_{crit} - T / \tau_{crit}$
[/]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[%]
Caso studio A	0.035	0.031	0.004	11.43
Caso studio B	0.055	0.045	0.010	18.18

Nella Tabella 17 vengono visualizzati i risultati ottenuti con il criterio di rottura a taglio analizzato e il metodo proposto dalla normativa (ODN 218.046-01); è possibile notare che la differenza percentuale dello sforzo di taglio è di circa il 12% per la pavimentazione caso studio **A**, mentre per la pavimentazione caso studio **B**, la differenza percentuale si aggira attorno al 18%. In particolare, si può notare che per la pavimentazione **A** le tensioni di taglio risultano essere abbastanza simili, mentre per la pavimentazione **B**, le tensioni risultano essere discostanti; questo può essere dovuto per via dell'approssimazione effettuata al rapporto tra il modulo elastico dello strato omogeneizzato sovrastante il sottofondo e il modulo resiliente del sottofondo.

## 5.2.4 Confronto metodo analizzato e capacità portante

Come già detto nel Capitolo 4, il calcolo della capacità portante viene utilizzato per la progettazione di fondazioni dirette al fine di determinare quale sia il carico limite che il terreno è in grado di supportare prima di raggiungere la condizione di collasso. Sebbene non sia applicabile alle pavimentazioni granulari, si è deciso comunque di implementare il calcolo della capacità portante al fine di confrontarlo con il metodo analizzato. Per farlo, tuttavia, è necessario considerare alcune ipotesi sulla schematizzazione delle pavimentazioni granulari prese in esame:

- Lo pneumatico che trasmette il carico veicolare viene considerato come una fondazione superficiale circolare applicata direttamente sul sottofondo;
- Gli strati sovrastanti il sottofondo vengono modellati come sovraccarico laterale  $q$  pari a:

$$q = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$$

dove  $\gamma_i$  è il peso specifico di uno strato  $i$ -esimo sovrastante il suolo,  $h_i$  il suo spessore e  $n$  il numero totale di strati sovrastanti il suolo;

- Si trascura il contributo attivo indotto dal peso degli strati sovrastanti il sottofondo;
- Viene considerato metà asse singolo a due ruote.

Come condizione di carico, si è preso in esame metà asse singolo a due ruote da 80 kN, considerato quindi un carico veicolare trasmesso dallo pneumatico pari a 40 kN, applicato con una distribuzione circolare uniforme  $p$  pari a 0.70 MPa e diametro  $D$  uguale a 269.73 mm.

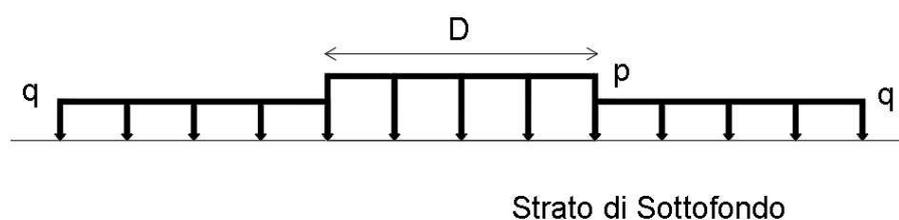


Figura 64 : Schematizzazione modello usato per calcolo capacità portante

Dato che entrambi i sottofondi delle due pavimentazioni analizzate posseggono un angolo di attrito interno pari a  $33^\circ$ , i coefficienti  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$  necessari per definire la capacità portante  $q_{lim}$  sono stati ottenuti tramite la Figura 38 e risultano essere pari a:

$$N_c = 38.64$$

$$N_q = 26.09$$

$$N_\gamma = 35.19$$

Poiché si è imposto che lo pneumatico che trasmette il carico veicolare come una fondazione superficiale circolare, è necessario convertire prima la superficie reagente con una superficie equivalente rettangolare e successivamente calcolare i coefficienti di forma. Data però l'assenza di eccentricità di carico, la superficie reagente risulta essere l'intera fondazione circolare; questo significa che la superficie equivalente risulta essere un quadrato con lato  $L$  pari al diametro della fondazione circolare  $D$  e area pari all'area della fondazione circolare. Di conseguenza, i coefficienti di forma risultano essere pari a:

$$\begin{aligned} s_q = s_\gamma &= 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} \\ &= 1 + 0.1 \cdot \frac{269.73 \text{ mm}}{269.73 \text{ mm}} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}(33^\circ)}{1 - \operatorname{sen}(33^\circ)} \\ &= 1.34 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}(\varphi)}{1 - \operatorname{sen}(\varphi)} \\ &= 1 + 0.2 \cdot \frac{269.73 \text{ mm}}{269.73 \text{ mm}} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen}(33^\circ)}{1 - \operatorname{sen}(33^\circ)} \\ &= 1.68 \end{aligned}$$

Il carico laterale da applicare alla pavimentazione **A** risulta essere pari a:

$$\begin{aligned} q_A &= \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \\ &= (18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.15 \text{ m}) + (18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.20 \text{ m}) \\ &= 6.30 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Mentre il carico laterale da applicare alla pavimentazione **B** risulta essere pari a:

$$\begin{aligned} q_B &= \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \\ &= (18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.25 \text{ m}) \\ &= 4.50 \text{ kPa} \end{aligned}$$

La capacità portante  $q_{lim,A}$  generata dal sottofondo della pavimentazione **A** risulta essere pari a:

$$\begin{aligned}
q_{lim,A} &= N_c \cdot c \cdot s_c + N_q \cdot q_A \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_s \cdot L \cdot s_\gamma \\
&= 38.64 \cdot 20 \text{ kPa} \cdot 1.68 + 26.09 \cdot 6.30 \text{ kPa} \cdot 1.34 + \\
&\quad + \frac{1}{2} \cdot 35.19 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.270 \text{ m} \cdot 1.34 \\
&= 1645.87 \text{ kPa}
\end{aligned}$$

Mentre la capacità portante  $q_{lim,B}$  generata dal sottofondo della pavimentazione **B** risulta essere pari a:

$$\begin{aligned}
q_{lim,B} &= N_c \cdot c \cdot s_c + N_q \cdot q_B \cdot s_q + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma_s \cdot L \cdot s_\gamma \\
&= 38.64 \cdot 20 \text{ kPa} \cdot 1.68 + 26.09 \cdot 4.50 \text{ kPa} \cdot 1.34 + \\
&\quad + \frac{1}{2} \cdot 35.19 \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.270 \text{ m} \cdot 1.34 \\
&= 1582.94 \text{ kPa}
\end{aligned}$$

Implementando la condizione di verifica definita nell'Equazione 19 e utilizzando un fattore di sicurezza  $FS$  pari a 3, si ottiene che per la pavimentazione **A**, il rapporto tra la capacità portante  $q_{lim,A}$  e il carico circolare trasmesso dallo pneumatico  $p$  risulta essere pari a 2.35, mentre, per la pavimentazione **B**, il rapporto tra la capacità portante  $q_{lim,B}$  e il carico circolare trasmesso dallo pneumatico  $p$  risulta essere pari a 2.26. Per entrambe le pavimentazioni, dunque, la verifica della capacità portante non risulta essere rispettata.

In vengono espressi i risultati dei valori ottenuti con il metodo di criterio di rottura a taglio analizzato nel punto 5.2.1.1 e dei valori ottenuti con il calcolo della capacità portante. Entrambi i metodi stabiliscono che le due pavimentazioni stradali non riescono a soddisfare il carico circolare di 40 kN; tuttavia, però, data la presenza del fattore di sicurezza, non è possibile stabilire con certezza se la differenza del rapporto tra sollecitazione e resistenza sia sensata o meno.

Tabella 18 : Confronto risultati metodo analizzato e capacità portante

Pavimentazione	$\tau_{crit}$	$\tau_{ammis}$	$\tau_{crit}/\tau_{ammis}$	$q_{lim}$	$p$	$p/q_{lim}$	$FS \cdot p/q_{lim}$
[/]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
Caso studio A	0.035	0.024	1.458	1.646	0.700	0.425	1.276
Caso studio B	0.055	0.023	2.391	1.583	0.700	0.442	1.327

# Capitolo 6

## 6 Conclusioni

In questo capitolo vengono riassunte in maniera concisa e sintetica tutti gli aspetti espressi in questo elaborato e le conclusioni effettuate dai risultati ottenuti dai metodi analizzati.

In primo aspetto, si è effettuata una revisione letteraria al fine di identificare le pavimentazioni granulari, andando ad analizzare la stratigrafia tipica di questa tipologia di pavimentazioni, gli elementi geometrici caratteristici che definiscono la sua sezione trasversale e le deformazioni superficiali. Da questa ricerca si è notato che alcune tipologie di deformazioni sono indotte a causa di una incorretta o non propriamente adatta geometria, la quale non permette il corretto funzionamento delle pavimentazioni, andando così ad intaccare le proprietà degli strati e dei materiali che li costituiscono; inoltre, si è voluto ricercare anche la possibilità di utilizzo di materiali da scarto provenienti da processi di costruzioni e di demolizioni (C&D) o di cenere volante combinata assieme la lime klin dust (LKD) al fine di stabilizzare gli strati granulari e, di conseguenza, ridurre l'estrazione di ghiaia e sabbia. Si è riscontrato che l'utilizzo delle sole ceneri volanti non produce effetti positivi sul modulo elastico dello strato da stabilizzare e può creare degli impatti ambientali nel suolo e nelle falde acquifere per via delle piccole quantità di metalli, mentre riguardo l'utilizzo di C&D, la letteratura scientifica non presenta un univoco consenso in termini di modulo resiliente dato che alcuni studi ne dimostrano gli effetti benefici, mentre altri ne evidenziano gli effetti negativi.

Successivamente, si è voluto analizzare il metodo di progettazione per le pavimentazioni granulari degli Stati Uniti proposto da (AASHTO, 1993) e il metodo utilizzato per la progettazione per le pavimentazioni granulari sudafricane (TRH 20, 1990). Entrambi i metodi si basano sull'identificazione il valore dello spessore degli strati destinati alla protezione del suolo dai carichi veicolari. Il metodo proposto da (AASHTO, 1993) stabilisce il valore dello spessore protettivo al fine di ridurre il fenomeno di ormaimento e tenendo in considerazione la perdita della funzionalità della pavimentazione, mentre (TRH 20, 1990) definisce il valore dello spessore dello strato di rivestimento considerando la perdita annua di materiale sciolto indotta dal traffico medio giornaliero e dal clima ambientale.

Tuttavia, nessuno dei metodi analizzati stabilisce un criterio di progettazione basato su principi di rottura a taglio del sottofondo. Dunque, si è analizzato come avviene il processo

di rottura a taglio nel suolo e quali siano i criteri di resistenza a taglio presenti nella letteratura implementati per altre strutture. Nello specifico, si è analizzato il calcolo della capacità portante utilizzato per le fondazioni dirette (effettuando alcune considerazioni ed ipotesi al fine di poterlo implementare per le pavimentazioni granulari) e il calcolo della resistenza a taglio proposte da (ODN 218.046-01) e da (VSN 46-72), le quali si basano entrambe sul criterio di rottura stabilito da Mohr-Coulomb.

Partendo dalla condizione di stato limite che genera il collasso per rottura a taglio, si è sviluppato il calcolo della massima sollecitazione a taglio  $\tau_{crit}$  per un generico punto del suolo tramite la conoscenza dello stato tensionale generato dal traffico veicolare; tale calcolo è stato implementato in due casi studio di pavimentazioni granulari utilizzando due configurazioni di carico e i risultati sono stati confrontati con il metodo della normativa (ODN 218.046-01) e il calcolo della capacità portante. In particolare, si è notato che:

- Qualora si utilizzi un asse singolo a due pneumatici come configurazione di carico, si è osservato che la massima tensione di taglio critica è ottenuta al di sotto dell'asse dello pneumatico sulla sommità dello strato di sottofondo;
- Qualora, invece, si utilizzi un asse singolo con coppia di pneumatici come configurazione di carico, si è osservato che la massima tensione di taglio critica è ottenuta sempre sulla sommità dello strato di sottofondo, ma la posizione lungo l'asse veicolare varia a seconda della configurazione di carico; tuttavia, si è osservato che la tensione di taglio  $\tau_{crit}$  calcolata al di sotto dei bordi esterni degli pneumatici risulta essere molto simile a quella massima;
- Nel calcolo della tensione di taglio nel sottofondo, il contributo dato dal peso degli strati sovrastanti il sottofondo (calcolato tramite l'Equazione proposta da VSN 46-72) risulta essere di gran lunga inferiore al contributo indotto dal traffico veicolare (calcolato tramite il metodo proposto) e pertanto può essere omesso;
- I risultati ottenuti con la configurazione di carico asse singolo a due pneumatici sono abbastanza simili ai risultati ottenuti con il metodo (ODN 218.046-01);
- Sia il metodo proposto che il calcolo della capacità portante hanno dimostrato che le due pavimentazioni analizzate non possono supportare la configurazione di carico asse singolo a due pneumatici, ma, data la presenza del fattore di sicurezza e le approssimazioni fatte, non è possibile stabilire con certezza se la differenza del rapporto tra sollecitazione e resistenza sia sensata o meno.

In sintesi, si è notato che il metodo che definisce la tensione di taglio critica  $\tau_{crit}$ , a differenza del metodo proposto dalla normativa (ODN 218.046-01), riesce a considerare molte più configurazioni di carico e permette anche di modellare uno schema multistrato, il quale risulta essere meno limitante rispetto ai nomogrammi proposti da (ODN 218.046-01), i quali si basano, invece, su un modello a due stati; tuttavia, essendo che lo stato tensionale del suolo cambia al variare della configurazione di carico, non è possibile considerare una sola

ed unica configurazione di carico che permetta di inglobare anche la presenza dei mezzi eccezionali. L'idea di definire una condizione di carico simile all'Equivalent single axel load (ESAL) proposto nel metodo progettuale (AASHTO, 1993), risulta non essere applicabile per il calcolo della tensione di taglio critica  $\tau_{crit}$ . Dunque, in base a questa osservazione, si consiglia di considerare sempre la configurazione di carico più gravosa prevista dal codice stradale oppure il carico più gravoso presente nel traffico passante sulla pavimentazione granulare qualora si voglia utilizzare questo metodo (dato che, se la pavimentazione riesce a resistere alla configurazione più gravosa, riuscirà di conseguenza a supportare tutte le altre possibili tipologie di carico assiale).

Inoltre, è importante sottolineare che questo metodo permette di stabilire se una pavimentazione granulare raggiunge o meno la condizione di rottura qualora venga applicato una certa tipologia di carico veicolare. Questo significa che il metodo può essere implementato qualora si voglia analizzare se un determinato mezzo di trasporto eccezionale possa circolare o meno su una pavimentazione granulare, senza provocare il collasso del sottofondo e danni sulla pavimentazione stessa. Tuttavia, il metodo non permette di stabilire se il carico veicolare può generare o meno ormaie nella pavimentazione, ma solamente se si genera la rottura o meno a taglio della pavimentazione; dunque, sarebbe interessante calibrare e adattare questo metodo al fine di stabilire se una configurazione di carico può provare o meno la formazione di ormaie nel tempo. L'idea sarebbe quella di definire questo metodo al fine di utilizzarlo in due scenari: uno a breve termine, in cui si vuole vedere se il passaggio di un certo carico veicolare può causare la rottura della pavimentazione a causa del sottofondo o di uno strato granulare; l'altro in cui si vuole vedere se con il passaggio di un certo carico veicolare nel tempo si viene a formare ormaie nella pavimentazione. In essenza, l'idea sarebbe definire due stati limite: uno di collasso e l'altro di esercizio.

Infine, sarebbe interessante effettuare delle prove di carico su piastra su pavimentazioni esistenti, in cui si definiscono certe tipologie di materiali e di stratigrafie. Questo perché si vuole generare delle condizioni di rottura con la prova di carico e verificare se, con il metodo proposto, si riscontrino le rotture ed eventualmente calibrare il valore di  $\tau_{amiss}$  tramite il coefficiente di affidabilità  $F_{rel}$ .

## Appendice A

In questa sezione vengono mostrati delle tabelle definite dalla normativa (ODN 218.046-01) che sono state citate nel Capitolo 4. La prima è la tabella che permette di identificare i valori di  $K_{pr}^{tr}$  a seconda della tipologia di strada e alla affidabilità; le altre due, invece permettono di identificare i valori di angolo di attrito interno e coesione del materiale granulometrico in base al numero di passaggi di assiali previsti.

Pavement type		Capital										
Road category		I		II		III			IV			
Limiting coefficient of destruction $K_r^{pr}$		0,05				0,1						
Specified reliability $K_n$		0,98	0,95	0,98	0,95	0,98	0,95	0,9	0,95	0,9	0,85	0,8
Required strength factor $K_{pr}^{tr}$	Elastic deflection	1,5	1,3	1,38	1,2	1,29	1,17	1,1	1,17	1,1	1,06	1,02
	Bending shear	1,1	1	1,1	1	1,1	1	0,94	1	0,94	0,9	0,87

Pavement type		Lightweight										
Road category		III			IV				V			
Limiting coefficient of destruction $K_r^{pr}$		0,15										
Specified reliability $K_n$		0,98	0,95	0,9	0,95	0,9	0,85	0,8	0,95	0,9	0,8	0,7
Required strength factor $K_{pr}^{tr}$	Elastic deflection	1,29	1,17	1,1	1,17	1,1	1,06	1,02	1,13	1,06	0,98	0,9
	Bending shear	1,1	1	0,94	1	0,94	0,9	0,87	1	0,94	0,87	0,8

Pavement type		Transitional										
Road category		IV						V				
Limiting coefficient of destruction $K_r^{pr}$		0,4										
Specified reliability $K_n$		0,95	0,9	0,85	0,8	0,95	0,9	0,8	0,7			
Required strength factor $K_{pr}^{tr}$	Elastic deflection	1,17	1,1	1,06	1,02	1,13	1,06	0,98	0,9			
	Bending shear*	1	0,94	0,9	0,87	1	0,94	0,87	0,8			

\*pavements of transitional type for roads of category V are not designed according to the criterion of elongation in bending.

Soil type		Adhesion [MPa] and angle of internal friction [°] according to the total number of load applications ( $\Sigma N_r$ )				
		1	$10^3$	$10^4$	$10^5$	$10^6$
<i>Coarse sand with a silt-clay fraction content</i>	0%	35 0,004	33 0,003	32 0,003	31 0,003	29 0,003
	5%	34 0,005	31 0,004	36 0,004	29 0,003	28 0,003
<i>Medium sand with a silt-clay fraction content</i>	0%	32 0,004	30 0,004	30 0,003	28 0,003	22 0,002
	5%	33 0,005	30 0,004	29 0,003	28 0,003	26 0,002
<i>Fine sand with a silt-clay fraction content</i>	0%	11 0,003	28 0,003	22 0,002	26 0,002	25 0,002
	5%	31 0,005	22 0,004	26 0,004	21 0,004	24 0,003
	8%	11 0,006	22 0,005	26 0,004	25 0,003	23 0,002

Design relative humidity	Adhesion [MPa] according to the total number of load applications ( $\Sigma N_r$ )					Angle of internal friction [°] according to the total number of load applications ( $\Sigma N_r$ )				
	1	$10^3$	$10^4$	$10^5$	$10^6$	1	$10^3$	$10^4$	$10^5$	$10^6$
<i>Loams and clays</i>										
0,6	0,03	0,03	0,016	0,014	0,012	24	20	14,5	11	9
0,65	0,024	0,019	0,013	0,011	0,009	21	15	11	8	7
0,7	0,019	0,013	0,009	0,007	0,006	18	11,5	8,5	6,5	5,5
0,75	0,015	0,009	0,006	0,005	0,004	15	10	7,5	5	4
0,8	0,011	0,007	0,005	0,003	0,002	13	8	5	3	2,5
0,9	0,008	0,004	0,004	0,002	0,001	11,5	6,5	3,5	2,2	2
<i>Sandy loams</i>										
0,6	0,014	0,012	0,008	0,006	0,005	36	24	18	14	12
0,65	0,013	0,01	0,008	0,006	0,004	36	23,5	17	14	12
0,7	0,012	0,009	0,006	0,005	0,004	35	23,5	17	14	12
0,75	0,011	0,008	0,005	0,004	0,003	35	23	17	14	12
0,8	0,01	0,007	0,005	0,004	0,003	34	23	17	14	12
0,85	0,009	0,007	0,004	0,003	0,003	34	22	15	12	10
0,9	0,008	0,004	0,003	0,003	0,003	33	21	12,5	10	8



## Riferimenti e bibliografia

A. T Visser & W R Hudson. “*Design and maintenance criteria for unpaved roads*”. In: The Civil Engineer in South Africa. s.l.: s.n., 1983

AASHTO. “*AASHTO GUIDE FOR Design of Pavement Structures*”, Washington, D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993

Aleksandrov A.S. “*Analysis of methods of calculating road structures based by shear resistance in the soil*”. The Russian Automobile and Highway Industry Journal. 2021 (In Russian)

<https://doi.org/10.26518/2071-7296-2021-18-5-576-613>

Alzubaidi, H. “*Operation and Maintenance of Gravel Roads: A Literature Study*”. VTI meddelande 852a. Swedish National Road and Transport Research Institute, Linköping, 1999

Andrew Dawson, “*Pauli Kolisoja. Managing Rutting in Low Volumes Roads*”, Roadex III Project, 2006

ARRB. “*Unsealed Roads Best Practice Guide*”, s.l.: s.n., 2020

Barber, V C, Odom, E C and Patrick, R W. “*The deterioration and reliability of pavements*”. Technical Report S-78-8, US Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 149 pp., 1978

Bora Cetin, Ahmet H. Aydilek, Yucel Guncey. “*Stabilization of recycled base materials with hig carbon fly ash*”. Resources, Conservation and Recycling, 2010

Braja M. Das. “*Principles of Foundation Engineering*”. Cengage Learning, 2010

CHOCTAWHATCHEE, PEA and YELLOW RIVERS WATERSHED MANAGEMENT AUTHORITY. “*Recommended practices manual: A guideline for maintenance and service of unpaved roads*”. s.n., 2000

Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR). “*Catalogo delle Pavimentazioni stradali*”, Bollettino ufficiale 178/95, 1995

Confederação Nacional do Transporte (CNT). “*ANUÁRIO CNT DO TRANSPORTE*”. 2021 (<https://anuariodotransporte.cnt.org.br/2021/File/PrincipaisDados.pdf>)

- Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR). “*Catalogo delle Pavimentazioni stradali*”, 1989
- Decreto Legislativo 30 aprile 1992, n.285 “*Codice della strada*”
- Doré G. and Zubeck H. “*Cold regions pavement engineering*”. NY: McGraw-Hill, 2009
- ERA Part D, E. R. A. “*Design Manual for Low Volume Roads Part D*”, Addis Ababa: s.n., 2011
- Federal Highway Administration (FHWA). “*Highway Statistics 2012*”, Washington, DC, 2012
- FHA. “*Gravel Roads Construction & Maintenance Guide*”, South Dakota: s.n., 2015
- G. Rajaram, D.C. Erbach. “*Soil failure by shear versus modification by tillage: a review*”. Journal of Terramechanics, Vol. 33, No. 6 1996
- Informational Bulletin, Crown & Cross-Slope, 2005,  
([www.blog.midwestind.com/wpcontent/uploads/2017/11/IB\\_Crown\\_and\\_Cross\\_Slope.pdf](http://www.blog.midwestind.com/wpcontent/uploads/2017/11/IB_Crown_and_Cross_Slope.pdf)  
)
- ODN 218.046-01. “*DESIGN OF FLEXIBLE ROAD PAVEMENTS*”. State Road Service Ministry of Transportation of The Russian Federation, 2001
- PAIGE-GREEN, P. “*The influence of geotechnical properties on the performance of gravel wearing course materials*”. Ph. D thesis, University of Pretoria, 1989a
- Pearson Derek. “*Deterioration and Maintenance of Pavements*”. ICE Publishing, 2012
- Poon CS, Chan D. “*Feasible use of recycled concrete aggregates and crushed clay bricks as unbound road sub-base*”. Constr Build Mater, 2006
- Renato Lancellotta. “*Geotecnica*”, Zanichelli, 1987.
- Renato Lancellotta, José Calavera. “*Fondazioni*”. McGraw Hill, 1999
- Saeed A. “*Performance-related tests of recycled aggregates for use in unbound pavement layers*”. NCHRP Report. Transportation Research Board, Washington D.C./ USA, 2008
- Shailendra Amatya et al., “*Appendix F Shallow foundations modes of failure and failure criteria*”. ([https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp\\_rpt\\_651appendixf.pdf](https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_651appendixf.pdf))
-

- Skorseth K. and Selim. “*Gravel Roads Maintenance and Design Manual*”. U.S. Department of Transportation. s.l.: s.n., 2000
- Stefan Huber , Christoph Henzinger, Dirk Heyer. “*Influence of water and frost on the performance of natural and recycled materials used in unpaved roads and road shoulders*”. Transportation Geotechnics, 2020
- TAR Piemonte. “*Sentenza 24 maggio – 9 agosto 2017*”, sez. I, n. 965, 2017
- TAC, D. R. H. E. W. O. “*Pavement design and management guide*” .s.l.:s.n., 1997
- Terzaghi, K. “*The shearing resistance of saturated soils*”. ISSMGE, 1936
- TIC. “*Paser Manual: Gravel Roads*”. Transportation Information Center (University of Wisconsin-Madison), 2002
- TRH 20, T. r. f. H. “*THE STRUCTURAL DESIGN, CONSTRUCTION AND MAINTENANCE OF UNPAVED ROADS*”. Pretoria: s.n., 1990
- Vesić, A. . “*Bearing Capacity of Shallow Foundations*”, Foundation Engineering Handbook (eds. H.F. Winterkorn and H.Y. Fang), Van Nostrand Reinhold, New York, pp.121-147, 1975
- Vesic, A. . “*Bearing capacity of deep foundations in sand, Highway Research Record*”, 39, National Academy of Sciences, National Research Council, pp.112-153, 1963
- VISSER, A T. “*An evaluation of unpaved road performance and maintenance*W. Ph.D Thesis, University of Texas at Austin, 1981
- VSN 46-72. “*ISTRUZIONI PER LA PROGETTAZIONE DI PAVIMENTAZIONI STRADALI NON RIGIDE*”, Ministero dei trasporti e dell’edilizia dell’URSS, 1973 (In Russo)
- Weinert, H.H. “*The Natural Road Construction Materials of South Africa*”. Academica, Pretoria, Cape Town, 1980