

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria CIVILE**

Tesi di Laurea Magistrale

**PROGETTO DI PAVIMENTAZIONI SEMIRIGIDE
CON FONDAZIONE IN MISTO CEMENTATO.
INDAGINI SPERIMENTALI E ANALISI
STRUTTURALI.**

**DESIGN OF SEMI-RIGID PAVEMENTS.
EXPERIMENTAL INVESTIGATION AND
STRUCTURAL ANALYSIS.**



Relatore

prof. Ing. Orazio Baglieri

firma del relatore

.....

Candidato

Michele Panaro

firma del candidato

.....

A.A.2017/2018

*“Non arrenderti mai, perché
quando pensi che sia tutto
finito, è il momento in cui tutto
ha inizio”.*

Cit. tratta da una bustina di
zucchero

INDICE DEGLI ARGOMENTI

INTRODUZIONE	19
PARTE I – FONDAMENTI TEORICI	
1. LE PAVIMENTAZIONI STRADALI	23
1.1 DEFINIZIONI E FUNZIONI DELLE PAVIMENTAZIONI	25
1.2 TIPOLOGIE DI PAVIMENTAZIONI	26
1.3 LE PRESTAZIONI DI UNA PAVIMENTAZIONE	27
1.4 LE PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI E SEMIRIGIDE	29
1.5 LE PAVIMENTAZIONI RIGIDE	33
1.6 CRITERI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI DI UNA PAVIMENTAZIONE RIGIDA	35
2. MODELLI DI CALCOLO RAZIONALE DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI	39
2.1 IL DIMENSIONAMENTO SOVRASTRUTTURALE CON METODO RAZIONALE	40
2.2 DATI DI INPUT PER LA CONFIGURAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE	43
2.2.1 DETERMINAZIONE DEL MULTISTRATO ELASTICO	43
2.2.2 ANALISI DEI CARICHI	46
2.2.2.1 CARICO AGENTE SULLA SUPERFICIE STRADALE	47
2.2.2.2 ASSI EQUIVALENTI E TRAFFICO DI PROGETTO	50
2.2.3 FATTORI CLIMATICI	54
2.2.4 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	55
2.2.4.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI SOTTOFONDI	55
2.2.4.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MISTO GRANULARE NON LEGATO	57
2.2.4.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MISTI CEMENTATI	58
2.2.4.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI	61
2.3 LEGGI DI DEGRADO E VERIFICHE STRUTTURALI	65
2.3.1 LE LEGGI DI DEGRADO	65
2.3.1.1 LEGGI DI DEGRADO PER GLI STRATI IN CONGLOMERATO BITUMINOSO	67
2.3.1.2 LEGGI DI DEGRADO PER GLI STRATI IN MISTO GRANULARE NON LEGATO	70
2.3.1.3 LEGGI DI DEGRADO PER GLI STRATI IN MISTO CEMENTATO	72
2.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI IN TERMINI DI DANNO E VITA UTILE	75

2.3.3	VERIFICA DELLA PAVIMENTAZIONE ATTRAVERSO IL METODO BIFASE	78
-------	---	----

PARTE II – PROVE SPERIMENTALI

3. PROGRAMMAZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI 81

3.1	SCOPO DELLE PROVE E PROGRAMMA SPERIMENTALE	81
3.2	CARATTERIZZAZIONE PRELIMINARE DEI MATERIALI	82
3.2.1	ANALISI GRANULOMETRICHE	83
3.3	PREPARAZIONE DEI PROVINI	88
3.4	PROVE DI ROTTURA	91
3.4.1	DETERMINAZIONE DELLA ITS	91
3.4.2	MODI DI ROTTURA DEI CAMPIONI SOTTOPOSTI A ITS	96
3.4.3	DETERMINAZIONE DELLA UCS	99
3.4.4	CORRELAZIONE TRA UCS E ITS e STIMA DEI PARAMETRI ELASTICI.	100

4. RISULTATI SPERIMENTALI ED INTERPRETAZIONE DEI DATI 101

4.1	ANALISI GRANULOMETRICA	101
4.1.1	CORREZIONE DELLA DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA	104
4.2	REALIZZAZIONE DEI PROVINI CILINDRICI	108
4.2.1	REALIZZAZIONE DEI PROVINI SECONDO LE PRESCRIZIONI DI CAPITOLATO SPEA	108
4.2.2	REALIZZAZIONE DEI PROVINI SECONDO LE DISPOSIZIONI SAMPD	112
4.3	PROVE DI ROTTURA	116
4.3.1	RISULTATI DELLE PROVE ITS – norma (UNI EN 13286-42/2006) prevista nel capitolato SPEA	116
4.3.2	RISULTATI DELLE PROVE ITS – norme SANS (TMH1 – 1986 Method A16T)	120
4.3.3	RISULTATI DELLE PROVE UCS – norme SANS (TMH1 – 1986 Method A14)	124
4.4	INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI	129
4.4.1	CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI	129
4.4.2	INTERPRETAZIONE DELLE PROVE UCS E ITS	131
4.4.3	CORRELAZIONE TRA UCS E ITS	138

4.4.4	STIMA DEI PARAMETRI ELASTICI	140
4.5	ANALISI FINALE DEI RISULTATI	143
PARTE III – CASO STUDIO REALE		
5.	IL SOFTWARE UTILIZZATO	145
5.1	IL KENLAYER	146
5.1.1	LIMITI DEL SOFTWARE KENLAYER	148
6.	ANALISI CASO STUDIO REALE PROPOSTO DA SPEA	153
6.1	DATI DI INPUT E CRITERI GENERALI DI VERIFICA	153
6.1.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	155
6.1.2	DETERMINAZIONE DEL DATO DI TRAFFICO	157
6.2	PROGETTO DELLA PAVIMENTAZIONE SECONDO IL METODO SPEA	159
6.2.1	VERIFICA DELLA PAVIMENTAZIONE SECONDO IL METODO SPEA – CASO DI PERFETTA ADERENZA TRA TUTTI GLI STRATI	162
6.2.2	OSSERVAZIONI SUL METODO DI CALCOLO SPEA	167
6.3	PROGETTO DELLA PAVIMENTAZIONE SECONDO IL METODO SAMPD – “Metodo della doppia fase”	173
6.4	PROGETTO DELLA PAVIMENTAZIONE CON IL METODO DELLA DOPPIA FASE ADATTANDO LE LEGGI DELL’ASPHALT INSTITUTE	178
6.5	PROPOSTE PROGETTUALI ALTERNATIVE – APPLICAZIONI AL METODO DELLA DOPPIA FASE	182
6.6	APPLICAZIONE DEL METODO DELLA DOPPIA FASE AL KENLAYER	186
 CONCLUSIONE		 191
 RINGRAZIAMENTI		 193
 BIBLIOGRAFIA		 197
 ALLEGATI		 201

INDICE DELLE FIGURE

PARTE I – FONDAMENTI TEORICI

CAPITOLO 1 – LE PAVIMENTAZIONI STRADALI

Figura 1—1. Confronto fra una vecchia strada romana e le attuali.	24
Figura 2—1. Distribuzione delle tensioni in una pavimentazione 247	
Figura 3—1. Indicatore di Stato di una pavimentazione in funzione del tempo. 248	
Figura 4—1. Distribuzione dei carichi.	30
Figura 5—1. Stratigrafia delle pavimentazioni flessibili	30
Figura 6—1. Stratigrafia delle pavimentazioni rigide	33
Figura 7—1. Elenco degli strati che interessano una pavimentazione rigida	34
Figura 8—1. Tipologie strutturali di pavimentazioni rigide	37

CAPITOLO 2 – MODELLI DI CALCOLO RAZIONALE DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI

Figura 1—2. Diagramma di flusso per il calcolo delle pavimentazioni stradali attraverso il metodo razionale.	42
Figura 2—2. Schematizzazione della pavimentazione come multistrato elastico.	43
Figura 3—2. Componenti di Tensioni e deformazioni in un elementino di terreno sotto l'area di impronta.	44
Figura 4—2. Equazioni di Boussinesq per il calcolo delle tensioni e deformazioni di un carico puntiforme.	45
Figura 5—2. Distribuzione delle pressioni prodotte da un carico multiplo.	48
Figura 6—2. Rappresentazione schematica (in pianta) sulla posizione dei punti dove si hanno le massime tensioni e deformazioni in funzione del tipo di asse.	48
Figura 7—2. Equivalent Standard Axle Load - ESAL	50
Figura 8—2. Valori di Modulo elastico dei sottofondi - Secondo il manuale SAMPD.	56
Figura 9—2. Valori di Modulo elastico dei misti granulari - Secondo il manuale SAMPD.	58
Figura 10—2. Valori dei moduli elastici in funzione della classe di misto cementato. "Manuale SAMPD"	59

Figura 11—2. Monogramma di controllo per l'accettazione del misto cementato – “Capitolato SPEA”.	60
Figura 12—2. Valori di Modulo elastico da attribuire agli strati in conglomerato bituminoso – “Manuale SAMPD”.	61
Figura 13—2. Estrapolazione della legge della variazione del modulo di rigidezza Sb con la temperatura	63
Figura 14—2. Rappresentazione delle curve di degrado nel piano bi-logaritmico N-e	66
Figura 15—2. Posizione critica a cui è riferita la massima deformazione orizzontale alla base degli strati in conglomerato bituminoso.	69
Figura 16—2. Posizione critica a cui è riferita la massima deformazione verticale in sommità del sottofondo.	71
Figura 17—2. Posizione critica dei punti di controllo per lo studio del misto cementato.	74
Figura 18—2. Livelli di affidabilità previsti per il progetto di pavimentazioni flessibili – “Manuale SAMPD”.	75
Figura 19—2. Schema per il calcolo finale del numero di cicli in Fase1 e Fase2	80

PARTE II – PROVE SPERIMENTALI

CAPITOLO 3 – PROGRAMMAZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI

Figura 1—3. Operazione di quartatura, riduzione del campione.	84
Figura 2—3. Esempio di setacci impilati secondo l'ordine decrescente di apertura delle maglie.	87
Figura 3—3. Esempio di Curva Granulometrica.	87
Figura 4—3. Fustelle cilindriche utilizzate per il confezionamento dei provini.	90
Figura 5—3. Macchina utilizzata in laboratorio per la compattazione dei provini.	90
Figura 6—3. Piani di caricamento della prova a trazione indiretta.	91
Figura 7—3. Rappresentazione schematica della macchina che esegue la prova ITS.	92
Figura 8—3. Calcolo delle tensioni interne al provino attraverso un sistema di coordinate polari.	94
Figura 9—3. Distribuzione delle tensioni lungo l'asse X	95
Figura 10—3. Distribuzione delle tensioni lungo l'asse Y	95
Figura 11—3. Diversi tipi di Rottura che possono manifestarsi durante la prova ITS.	97
Figura 12—3. Posizionamento del campione all'interno della castellatura, con interposizione delle fascette in legno (sopra).	98
Figura 13—3. Schematizzazione della curva tensioni-deformazioni e stima del modulo elastico.	100

CAPITOLO 4 – RISULTATI SPERIMENTALI ED INTERPRETAZIONE DEI DATI

Figura 1—4. Curva granulometrica della prima analisi e fuso di accettazione.	102
Figura 2—4. Distribuzione granulometrica del misto granulare e limiti di accettazione.	103
Figura 3—4. Rappresentazione della Curva di Progetto e limiti di accettazione.	105

Figura 4—4. Rappresentazione delle curve granulometriche dei campioni C.1 e C.2 della miscela ottimizzata.	106
Figura 5—4. Macchina Vibrovagiatrice, utilizzata durante la setacciatura meccanica dei campioni.	107
Figura 6—4. Determinazione della resistenza a trazione indiretta.	117
Figura 7—4. Andamento dei diagrammi Forza-Spostamento del primo lotto di provini.	118
Figura 8—4. Andamento dei diagrammi ITS-deformazione del primo lotto di provini.	118
Figura 9—4. Andamento del diagramma Forza-Spostamento dei provini realizzati secondo le norme SANS.	121
Figura 10—4. Andamento del diagramma ITS-Deformazioni dei provini realizzati secondo le norme SANS.	121
Figura 11—4. Condizionamento dei provini cilindrici (sinistra) in sacchi chiusi e immersi in acqua per 7 giorni e successivamente (destra) immersi in acqua per 4 ore.	124
Figura 12—4. Andamento del diagramma “Forza-Spostamento”.	126
Figura 13—4. Diagramma “UCS-deformazioni”.	126
Figura 14—4. Andamento grafico delle ITS con la densità del secco.	132
Figura 15—4. Andamento grafico delle prove ITS eseguite ad una velocità di 2mm/min.	133
Figura 16—4. Andamento grafico delle UCS con la densità del secco.	133
Figura 17—4. Andamento grafico delle ITS con la densità del secco su campioni di miscela Ottimizzata.	134
Figura 18—4. Andamento grafico delle UCS con la densità del secco su campioni di miscela Ottimizzata	134
Figura 19—4. Andamento grafico delle ITS con la densità del secco su campioni di miscela Non Ottimizzata.	135
Figura 20 —4. Andamento grafico delle UCS con la densità del secco su campioni di miscela Non Ottimizzata	135
Figura 21—4. Schema della prova PLT - Point Load Test.	137
Figura 22—4. Correlazione tra UCS e ITS - Rappresentazione totale delle Prove.	138
Figura 23—4. Correlazione tra UCS e ITS - Miscela Non Ottimizzata.	139
Figura 24—4. Correlazione tra UCS e ITS - Miscela Ottimizzata.	139
Figura 25 —4. Stima del modulo elastico per via grafica di un campione a granulometria ottimizzata.	141
Figura 26 —4. Stima del modulo elastico per via grafica di un campione a granulometria tal quale.	142

PARTE III – CASO STUDIO REALE

CAPITOLO 5 – IL SOFTWARE UTILIZZATO

Figura 1—5. Schermata principale del software KENPAVE.	146
Figura 2—5. Esempio di file in formato .dat come input del programma KENLAYER.	148
Figura 3—5. Aderenza tra i vari strati di una pavimentazione. Analogia in ambito strutturale.	150
Figura 4—5. Diagramma per il calcolo del numero di cicli ammissibili in funzione della deformazione.	151

CAPITOLO 6 – ANALISI CASO STUDIO REALE PROPOSTO DA SPEA

Figura 1—6. Schema del pacchetto pavimentazione utilizzato nel calcolo.	154
Figura 2—6. Stralcio report Kenlayer – Pavimentazione calcolata con il metodo SPEA	161
Figura 3 —6. Stralcio report Kenlayer – Pavimentazione calcolata con il metodo SPEA . Caso di Perfetta aderenza tra tutti gli strati.	163
Figura 4—6. Numero totale di cicli ammissibili - Confronto tra i due casi, Metodo di calcolo SPEA.	166
Figura 5—6. Vita Utile della Pavimentazione - Confronto tra i due casi, Metodo di calcolo SPEA.	166
Figura 6—6. Schema della sovrastruttura ed elenco dei punti in cui sono state fatte le verifiche.	169
Figura 7—6. Criteri di Verifica Utilizzati per tutti gli strati della sovrastruttura.	169
Figura 8—6. Numero totale di cicli ammissibili – confronto Metodo della doppia FASE.	181
Figura 9—6. Vita Utile – confronto Metodo della doppia FASE.	181
Figura 10—6. Omogeneizzazione degli strati in misto granulare non legato, e determinazione del modulo equivalente.	183
Figura 11—6. Vita Utile Pavimentazione – Proposta progettuale alternativa.	185
Figura 12—6. Individuazione dei coefficienti di regressione da inserire nel KENLAYER.	188

INDICE DELLE TABELLE

PARTE I – FONDAMENTI TEORICI

CAPITOLO 2 – MODELLI DI CALCOLO RAZIONALE DELLE PAVIMENTAZIONI

STRADALI

Tabella 1—2. Valori di PSI finale indicati nel Catalogo delle Pavimentazioni Stradali	52
Tabella 2—2. Spettri di traffico estratti dal “Catalogo delle Pavimentazioni Stradali” - Numero di assi e distribuzione dei carichi per asse	53
Tabella 3—2. Coefficienti da inserire nella formula di fatica dei conglomerati bituminosi. Approccio SAMPD	69
Tabella 4—2. Valori del coefficiente “a” da inserire nella formula di verifica per il calcolo a deformazione permanente.	71
Tabella 5—2. Coefficienti da utilizzare nelle formule di degrado del misto cementato. Approccio SAMPD	73
Tabella 6—2. Leggi di degrado assunte nel caso studio – Confronto SPEA-SAMPD	74

PARTE II – PROVE SPERIMENTALI

CAPITOLO 3 – PROGRAMMAZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI

Tabella 1—3. Massa della porzione di prova per aggregati di massa volumica normale.	84
Tabella 2—3. Dati di prequalifica del materiale forniti da SPEA.	89
Tabella 3—3. Correlazione tra UCS e ITS per materiali granulari.	100

CAPITOLO 4 – RISULTATI SPERIMENTALI ED INTERPRETAZIONE DEI DATI

Tabella 1—4. Fuso granulometrico delle miscele in misto cementato confezionato in centrale per nuove pavimentazioni, secondo il capitolato speciale d'appalto.	101
Tabella 2—4. Risultati della prima analisi granulometrica. Distribuzione granulometrica del misto granulare e fuso di accettazione.	102
Tabella 3—4. Risultati della seconda e terza analisi granulometrica.	103
Tabella 4—4. Ricetta per la ottimizzazione della distribuzione granulometrica.	105
Tabella 5—4. Ottimizzazione del materiale, determinazione della Curva di Progetto.	105
Tabella 6—4. Verifiche di Ottimizzazione.	106
Tabella 7—4. Dati di prequalifica del materiale forniti da SPEA.	108
Tabella 8—4. Dosaggi impiegati per la realizzazione delle miscele del Lotto1.	109

Tabella 9—4. Densità secca dei provini cilindrici appartenenti al Lotto1.	110
Tabella 10—4. Dosaggi impiegati per la realizzazione delle miscele del Lotto 2 e 3.	112
Tabella 11—4. Densità secca dei provini, risultati provenienti dal confezionamento secondo le norme SANS.	113
Tabella 12—4. Risultati delle prove ITS – condotte secondo la norma UNI EN 13286-46:2006.	117
Tabella 13—4. Risultati delle prove ITS – condotte secondo la norma TMH1 -1996 - Method A16T.	120
Tabella 14—4. Risultati delle prove UCS per entrambe le miscele di misto granulare (ottimizzata e non).	125
Tabella 15—4. Confronto tra il metodo indicato nel Capitolato e il metodo SudAfricano.	129
Tabella 16—4. Sintesi e confronto dei risultati delle densità secche.	130
Tabella 17—4. Risultati finali delle prove ITS e UCS	131
Tabella 18—4. Stima del modulo elastico attraverso le formule.	140
Tabella 19—4. Classificazione del misto cementato in base ai valori dei parametri meccanici. Classificazione secondo le norme THR14.	143

PARTE III – CASO STUDIO REALE

CAPITOLO 6 – ANALISI CASO STUDIO REALE PROPOSTO DA SPEA

Tabella 1—6.Valori dei moduli Poisson adottati nel calcolo.	155
Tabella 2 —6.Valori dei moduli elastici degli strati assunti nel calcolo.	156
Tabella 3—6. Temperature medie mensili dell'area e della pavimentazione.	156
Tabella 4—6. Parametri volumetrici delle miscele in Conglomerato Bituminoso.	156
Tabella 5—6. Elaborazione dei dati di traffico.	158
Tabella 6—6. Criteri di verifica secondo il metodo SPEA.	160
Tabella 7—6. Risultati ottenuti per la pavimentazione calcolata attraverso il metodo SPEA	161
Tabella 8—6. Risultati ottenuti per la pavimentazione calcolata attraverso il metodo SPEA – Caso di Perfetta aderenza tra tutti gli strati.	162
Tabella 9—6.Confronto tra i due casi estremi, perfetta aderenza e non, metodo di progetto SPEA.	163
Tabella 10—6. Confronto tra i due casi estremi, perfetta aderenza e non, metodo di progetto SPEA, periodo di riferimento GENNAIO	164
Tabella 11—6. Verifiche ulteriori degli stati tensionali e deformativi sulla pavimentazione calcolata tramite il metodo SPEA. Caso di non perfetta aderenza.	171
Tabella 12—6. Verifiche ulteriori degli stati tensionali e deformativi sulla pavimentazione calcolata tramite il metodo SPEA. Caso di Perfetta aderenza.	171

Tabella 13—6. Misto cementato di classe C3 – valori assunti nel calcolo.	173
Tabella 14—6. Criteri di verifica secondo il metodo SAMPD.	175
Tabella 15 —6. Numero di cicli ammissibili di FASE 1 e FASE 2 – Metodo di calcolo SAMPD.	175
Tabella 16—6. Numero totale di cicli ammissibili e Vita utile della pavimentazione - Metodo SAMPD.	175
Tabella 17—6. Principali vantaggi e svantaggi del Metodo SAMPD.	177
Tabella 18 —6. Metodo della doppia fase – caso di Perfetta aderenza e confronto tra SPEA e SAMPD.	179
Tabella 19—6. Metodo della doppia fase – caso di NON Perfetta aderenza e confronto tra SPEA e SAMPD.	180
Tabella 20—6. Proposta di calcolo alternativa – risultati di Vita Utile della pavimentazione.	185
Tabella 21—6. Coppie di valori (N_f , ε_b) per l'individuazione dei coefficienti di regressione.	188

INTRODUZIONE

Il trasporto di persone e merci in tutto il mondo, dipende da una fitta rete composta da strade. Fin dalle sue origini l'uomo ha sempre manifestato il bisogno di comunicare e interagire con i suoi simili e per tale motivo, nel corso dei secoli grazie anche al progresso industriale, si sono sviluppate reti di collegamento che hanno permesso la suddetta interazione e lo sviluppo del commercio con lo scambio di prodotti su percorsi molto lunghi. Possiamo facilmente comprendere l'importanza della realizzazione di tali opere, in quanto sono i principali attori dell'economia e sviluppo di un paese.

Lo studio di una pavimentazione occupa un ruolo predominante nel progetto di un'opera infrastrutturale, poiché non riguarda solo la fase preliminare del processo di progettazione, ma interessa l'intero ciclo di vita dell'opera. Essa deve garantire differenti caratteristiche prestazionali e tecnologiche, sin dal primo momento dalla sua messa in esercizio. La funzione strutturale delle pavimentazioni stradali sarà quella di garantire regolarità e aderenza al piano viabile dove transiteranno i mezzi di trasporto e reggere i carichi dinamici senza la formazione e l'evoluzione di dissesti e degradi.

Considerando gli alti costi iniziali ed annuali per la manutenzione, l'obiettivo principale che deve porsi l'ingegnere stradale è quello di progettare e dare garanzie dal punto di vista prestazionale durevoli nel tempo, seppur in generale, le strade sono sovente progettate per durare circa 20 anni (vita di progetto), a differenza di tutte le altre opere di ingegneria civile.

Le pavimentazioni stradali si classificano in due principali tipologie, le pavimentazioni rigide e le flessibili, quest'ultime comprendono una sotto categoria denominata "semirigide". La scelta di impiegare un tipo di pavimentazione rispetto ad un'altra dipende da diversi aspetti sia dal punto di vista strutturale, per la capacità di resistere sotto determinati carichi, ma particolarmente da fattori climatici e ambientali caratteristici del luogo in cui sorgerà la nuova strada, anche se ci sono diversi paesi che per praticità costruttiva e di manutenzione, prediligono l'utilizzo di un tipo di pavimentazione rispetto ad un'altra, indipendentemente dal tipo di uso. Generalmente si utilizzano le pavimentazioni rigide e semirigide, per tutte quelle categorie di strade soggette al transito dei carichi pesanti o nei casi in cui si presentano inadeguate caratteristiche del piano di posa, mentre le pavimentazioni flessibili si utilizzano in tutti

gli altri ambiti usualmente per il transito dei veicoli ordinari e dove non sono richieste alte prestazioni tecniche come negli altri casi.

Nella presente trattazione, focalizzeremo la nostra attenzione alle pavimentazioni semirigide, nello specifico, con strato di fondazione in misto cementato, un materiale ampiamente utilizzato per la costruzione di strade di primaria importanza, dove i principali utenti finali saranno proprio i mezzi di trasporto pesante e sono quest'ultimi i principali responsabili del degrado di una pavimentazione.

Come risposta al crescente bisogno di manutenzione e riabilitazione delle pavimentazioni da un lato e alla contrazione delle risorse dall'altro, gli Enti Gestori e i Tecnici del settore hanno mostrato negli anni un interesse sempre maggiore a sviluppare un approccio di gestione più sistematico che includesse tutte le attività connesse con la pianificazione e programmazione, il progetto, la costruzione, la manutenzione e la riabilitazione della pavimentazione.

Ed è proprio da questi presupposti che il presente lavoro di tesi è stato svolto attraverso la partecipazione tra il *POLITECNICO DI TORINO* e la società *SPEA ENGINEERING S.p.A.* (società del gruppo Atlantia – Autostrade per l'ITALIA). Questa collaborazione è nata attraverso un periodo di tirocinio formativo da me svolto all'interno della stessa azienda e in tale occasione sono nate curiosità e interrogativi che si è ritenuto necessario approfondire.

La SPEA ha fornito i dati e i materiali necessari, mentre il POLITECNICO di Torino ha messo a disposizione il suo know how e i laboratori permettendo di svolgere le prove sperimentali.

La Tesi è strutturata in tre parti:

- Una prima parte teorica, dove verranno descritte le varie categorie di pavimentazioni esistenti nel campo dell'ingegneria stradale, cercando di soffermarci sulle pavimentazioni semirigide con strato di fondazione in misto cementato. Verranno analizzati tutti gli aspetti che interessano questo tipo di materiale, dal punto di vista costruttivo, tecnologico ed individuando le diverse problematiche di degrado che lo coinvolgono nel tempo. Si ripercorrano i diversi metodi di progettazione delle pavimentazioni flessibili disponibili in letteratura ed attualmente utilizzati in diversi paesi. E per quanto riguarda il progetto delle pavimentazioni semirigide con strato in misto cementato, si illustreranno diversi metodi di calcolo tra cui quelli

“tradizionali”, dove considerano il materiale e i parametri di calcolo a comportamento unico e costante nel tempo, e altri metodi evolutivi, definiti *“metodo della doppia fase”*, che considerano in maniera più realistica il comportamento evolutivo del materiale sottoposto a diverse cause di degrado tra le quali: il passaggio dei veicoli, le diverse condizioni al contorno come l’interazione con gli altri materiali che compongono il pacchetto di pavimentazione e la composizione chimico/fisica del materiale stesso.

- La seconda parte della Tesi si basa sulle prove sperimentali svolte, anche qui precede una descrizione teorica sulle operazioni di laboratorio normalmente adoperate e le relative normative di riferimento. Si illustreranno le prove utilizzate e si esamineranno i risultati ottenuti, determinando tutti i parametri utili per i calcoli di progetto. Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali si cercherà di proporre un nuovo modello di degrado da utilizzare ed adattare al software di progettazione di pavimentazioni stradali il “KENLAYER”, in modo da rendere il calcolo automatico.
- La terza ed ultima parte affronta dei casi studio reali proposti da SPEA, cercando di ripercorrere il metodo di progettazione da loro attualmente utilizzato. Si riprogetteranno le pavimentazioni proposte attraverso i metodi illustrati nella prima parte e integrando all’interno dei modelli i risultati ottenuti delle prove sperimentali.

Infine, si confronteranno i risultati tra il metodo attualmente impiegato da SPEA e i vari metodi proposti, cercando di definire quale tra i diversi metodi sia il migliore da utilizzare nella pratica sia dal punto di vista del calcolo che dal punto di vista realizzativo ed economico analizzando gli aspetti della Life-Cycle Costs Analysis.

Il risultato finale di tale analisi non è semplicemente la scelta di un’alternativa rispetto alle altre possibili, ma è la scelta della strategia di progetto più conveniente per una data situazione e di una maggiore comprensione dei fattori che influenzano l’efficacia dei costi; in termini di bilancio costi/benefici quindi è più logico agire attraverso un programma pianificato di manutenzione piuttosto che correre ai ripari quando ormai la sovrastruttura è compromessa e il danno è irreparabile.

PARTE I - FONDAMENTI TEORICI

1. LE PAVIMENTAZIONI STRADALI

Nella costruzione di strade, ed in particolare delle pavimentazioni, i Romani furono dei veri precursori, tanto che molti tronchi rimangono ancora oggi quasi intatti, a testimonianza della perfezione raggiunta nella realizzazione di tali opere. La robustezza e la resistenza delle pavimentazioni stradali veniva commisurata all'importanza dell'arteria: le strade minori erano semplicemente ricoperte di ghiaia o di terra battuta, mentre le grandi vie militari venivano costruite applicando molti concetti poi ripresi anche in epoca moderna.

La tecnica di esecuzione era accuratissima e questo spiega la loro ottima conservazione. La costruzione della strada romana iniziava con lo scavo di due trincee poco profonde, su cui si realizzavano in sequenza quattro strati sovrapposti e paralleli fra loro, detti *sulci*, che definivano la larghezza prescelta per la strada. Il terreno incoerente fra i due sulci veniva poi rimosso e lo scavo proseguiva fino a raggiungere un livello di terreno stabile, sul quale impostare opportunamente la pavimentazione.

Le denominazioni e le caratteristiche tecnologiche di tali strati sono le seguenti:

- lo *statumen*, massicciata spessa almeno 30 cm composta da grossi blocchi, in pietre di dimensioni tali da poter essere movimentate a mano, corrispondente all'attuale fondazione;
- la *rudratio*, o *base*, costituita da aggregato lapideo frantumato, legato con calce;
- il *nucleus*, un composto di aggregato più piccolo del precedente e formato da ghiaia e argilla, che costituiva il letto di posa del *pavimentum*;
- *pavimentum*, l'attuale strato di usura. Il *pavimentum* delle strade principali era realizzato con i basoli, pietra basaltica di eccezionale durezza e praticamente indistruttibile, esse sono grandi pietre aventi superficie piatta e forma a cuneo, in modo da penetrare solidamente nel terreno.

Le strade pavimentate con i basoli venivano chiamate *viae lapidibus stratae* ed erano in genere le vie più importanti e, su di esse era possibile viaggiare molto rapidamente. Dopo il crollo dell'Impero Romano ed il succedersi delle invasioni barbariche, portò a

dissolvere l'attenzione sulle strade e per lungo tempo se ne persero anche le tracce. Durante il Medioevo venne a mancare ogni coordinamento fra le varie regioni italiane, per cui le singole città dovettero lottare da sole contro gli attacchi, in tali condizioni l'unica difesa era l'isolamento e la inaccessibilità e quindi venne a cessare ogni interesse per la manutenzione e la conservazione delle strade. Per tale motivo i traffici e i rapporti commerciali si ridussero notevolmente, rimanendo circoscritti nell'ambito del territorio di ciascun comune. Questo stato di cose rimase di fatto immutato sino all'epoca moderna, nella quale ebbe inizio la grande ripresa delle costruzioni stradali.

Al giorno d'oggi, l'ingegneria stradale, sta allargando i suoi orizzonti grazie alle nuove e costanti invenzioni sui materiali, diversi per caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche. Ancora adesso la costruzione delle strade, segue gli stessi principi che utilizzavano gli antichi romani, ovvero di realizzare le pavimentazioni formate da una successione di strati sovrapposti formati da materiali diversi. In alcuni casi, a distanza di anni, sono ancora presenti i segni delle strade costruite dai Romani (Figura 1—1).

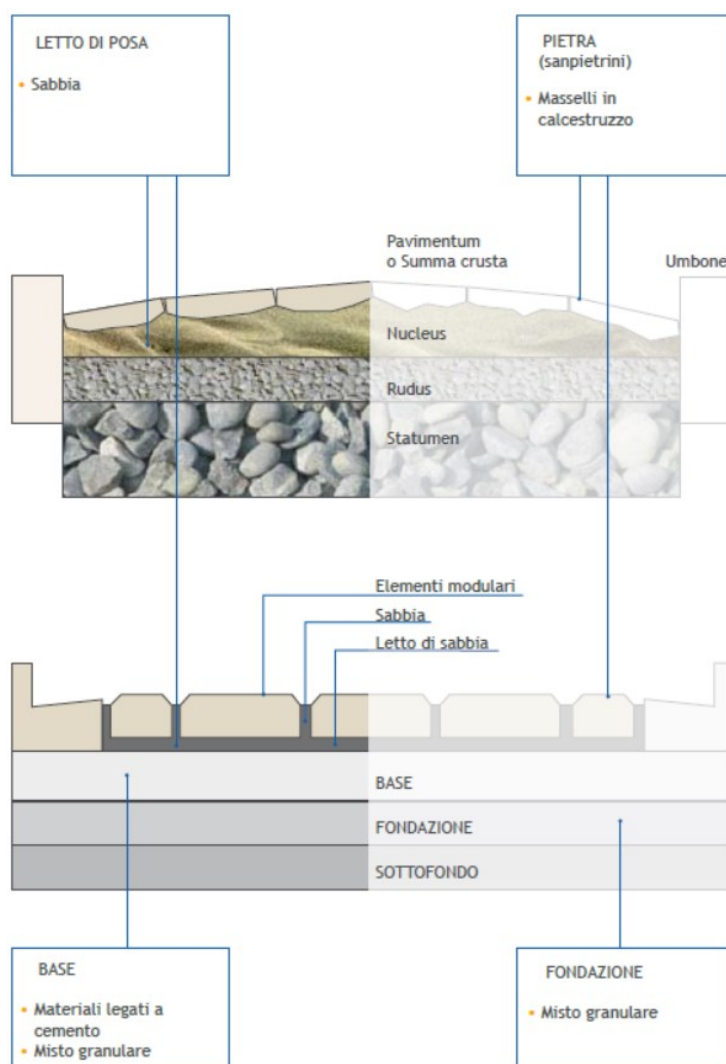


Figura 1—1. Confronto fra una vecchia strada Romana e le attuali.

1.1 DEFINIZIONI E FUNZIONI DELLE PAVIMENTAZIONI

Possiamo definire la pavimentazione stradale, o sovrastruttura, quell'elemento che separa il veicolo dal sottofondo. Si tratta dello strato più superficiale del terreno di un rilevato o della trincea che compone l'intero corpo stradale, ed è direttamente soggetta alle azioni dei veicoli.

La sovrastruttura stradale è formata da un insieme di strati di vario spessore, denominato "pacchetto", costituiti da materiali differenti dal punto di vista fisico e meccanico. La scelta dei materiali che compone ogni strato deriva principalmente da considerazioni di tipo tecniche ed economiche: ogni strato è costituito dal materiale più idoneo a rispondere alle sollecitazioni indotte dal traffico, la cui entità decresce dall'alto verso il basso. A causa dei forti carichi a cui è soggetta una pavimentazione e soprattutto data la natura dei materiali da cui è composta, la composizione dei vari strati seguirà un determinato ordine. Gli strati superficiali assolvono la funzione di assorbire la gran parte delle sollecitazioni provenienti direttamente dai veicoli e perciò è richiesto che i materiali utilizzati siano in grado di resistere alle sollecitazioni tangenziali e normali, mentre gli strati più profondi, generalmente formati da materiali non legati, non potendo resistere alle sollecitazioni di taglio, devono esclusivamente essere soggetti a sollecitazioni normali. La riduzione delle tensioni, procedendo dall'alto verso il basso, dipende dalla rigidità e dallo spessore di ogni singolo strato. In generale le pavimentazioni assolvono i seguenti compiti:

- riduzione e ripartizione uniforme delle tensioni trasmesse al sottofondo, mantenendosi al di sotto della sua capacità portante, in modo che il terreno non si deformi eccessivamente ad azioni plastiche;
- formare una struttura stabile nel tempo e poco deformabile in grado di sopportare i carichi ripetuti applicati dai veicoli e assicurare un adeguato confort e sicurezza nella circolazione;
- salvaguardare i vari strati ed il terreno sottostante in presenza di agenti inquinanti, quali: acqua, fango, neve, ghiaccio e depositi di gomma.

La composizione in vari strati assicura la trasmissione dei carichi dinamici transitanti dalla superficie della strada al terreno naturale con il minimo di deformabilità e di usura della sede stradale. Nei paragrafi che seguono si approfondiranno gli aspetti appena annunciati, focalizzando l'attenzione sulle diverse tipologie di pavimentazioni e le caratteristiche dei rispettivi strati che compongono un pacchetto.

1.2 TIPOLOGIE DI PAVIMENTAZIONI

Al variare dei materiali impiegati e dell'ordine con cui sono disposti nella struttura, si possono distinguere i seguenti tipi di sovrastrutture stradali ¹:

1. Flessibili – Costituite da una successione di strati;
2. Semirigide - Costituite da una successione di strati simile alle precedenti, con la sola differenza che in corrispondenza degli strati di base o di fondazione è presente un materiale legato generalmente con cemento (misto cementato) o da altri materiali come le emulsioni bituminose o i bitumi schiumati, formando una struttura più resistente;
3. Rigide – più resistenti e più sottili delle precedenti, formate in superficie da lastre in calcestruzzo (in alcuni casi ricoperte da uno strato di usura in conglomerato bituminoso) posata su uno o più strati di fondazione in misto cementato e/o misto granulare o direttamente poggiate sul terreno di sottofondo se quest'ultima ha adeguata capacità portante.

Le pavimentazioni flessibili e le semirigide, hanno caratteristiche tecniche e strutturali molto simili tra loro, l'unica cosa che le differenzia è lo strato di fondazione. Nelle pavimentazioni flessibili troviamo uno strato formato da elementi granulari non legati, o in alcuni casi con elementi stabilizzati o con altri elementi granulari opportunamente scelti in base ad un determinato fuso granulometrico o con l'aggiunta in percentuali molto basse di leganti quali calce o cemento. Le pavimentazioni semirigide, invece, sono caratterizzate nell'avere uno strato di base o fondazione stabilizzata con alte percentuali di legante, quindi possiamo trovare a carattere strutturale elevate qualità in termini di risposta meccanica rispetto alle flessibili.

I veicoli trasmettono alle pavimentazioni azioni verticali, dovute al peso, e orizzontali, cioè tangenti al piano viabile: queste ultime sono conseguenza del moto del veicolo,

¹ Nei successivi capitoli si parlerà ampiamente delle prime tre tipologie, nello specifico delle semirigide, ma per completezza abbiamo anche pavimentazioni:

4. Modulari – formate superficialmente da elementi in pietra naturale o da altri materiali come ad esempio blocchetti in calcestruzzo, dove vengono posati direttamente a secco su un letto di sabbia o di malta cementizia, e al di sotto possiamo trovare uno strato di base e di fondazione in materiale granulare;
5. In Terra - costituite da uno strato portante in materiale granulare non legato o stabilizzato granulometricamente e finito a volte con un trattamento superficiale in emulsione bituminosa.

ovvero della frenatura, aderenza e, in questi casi hanno la direzione del moto ovvero derivano dalla forza centrifuga in curva e sono dirette trasversalmente all'asse longitudinale della strada. Le azioni orizzontali determinano sollecitazioni tangenziali molto forti negli strati più superficiali della pavimentazione, le quali si hanno rapidamente smorzamenti negli strati più profondi. Per questo motivo nelle pavimentazioni flessibili si costruiscono gli strati più prossimi alla superficie con miscele caratterizzate da notevole resistenza al taglio, mentre gli strati sottostanti hanno prevalente resistenze alle azioni flessionali.

Nella figura, è rappresentato l'andamento della distribuzione delle forze, notando la differenza di come vengono trasferite le tensioni tra pavimentazioni flessibili (Figura 2a-1) e rigide (Figura 2b-1). Nella prima tipologia, data la natura dei materiali estremamente deformabili, le tensioni così come le deformazioni, sono concentrate in un'area molto ristretta al di sotto del punto di applicazione del carico interessando tutti gli strati, anche quelli più profondi, mentre nell'altra direzione vi è un rapido smorzamento. Nelle pavimentazioni rigide, il trasferimento delle tensioni è distribuito in un'area molto più ampia, grazie all'elevata rigidità della piastra in calcestruzzo, e gli strati inferiori sono interessanti da valori di tensioni molto basse.

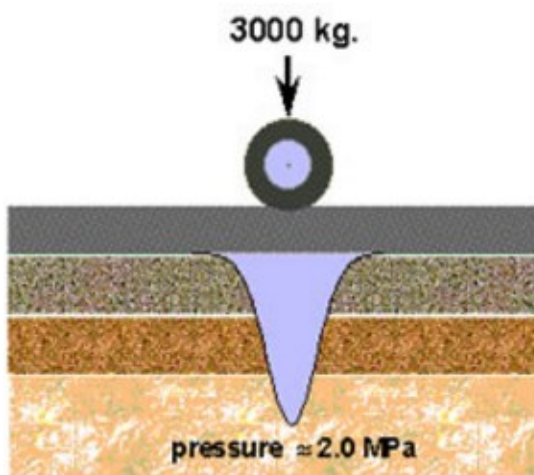


Figura 2a—1. Distribuzione delle tensioni in una pavimentazione flessibile.

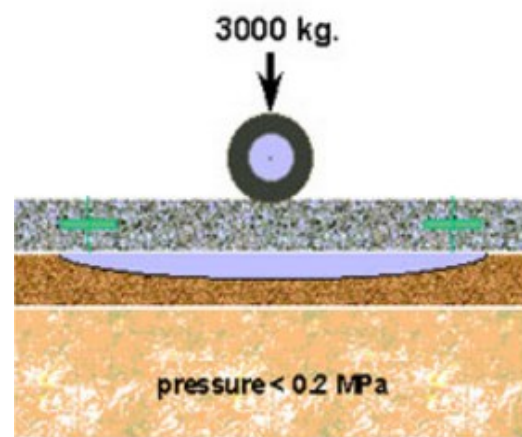


Figura 2b—1. Distribuzione delle tensioni in una pavimentazione rigida.

1.3 LE PRESTAZIONI DI UNA PAVIMENTAZIONE

Qualunque sia la tipologia della pavimentazione, essa è tenuta a garantire negli anni un adeguato livello di caratteristiche prestazionali, dove esse si relazionano con l'attitudine a mantenere nel tempo una o più determinate caratteristiche, ciascuna delle

quali si può esprimere attraverso un parametro fisico e misurabile che assume il ruolo di indicatore di stato (IS). Dal grafico rappresentato in Figura 3-1, dove in ascisse si riporta il tempo, inteso come il tempo di vita di una pavimentazione e indicando con T1 e T0 rispettivamente, il tempo che intercorre dal momento in cui una strada viene aperta al traffico fino al momento in cui è in condizioni minime funzionali atte a garantire sicurezza e prestazione agli utenti, o meglio può anche essere inteso come il tempo che intercorre tra due cicli manutentivi, mentre in ordinate vi è l'Indicatore di Stato riportante un valore massimo e un valore minimo da garantire, dove quest'ultimo è funzione della categoria di strada e del livello di servizio che si vuole mantenere.

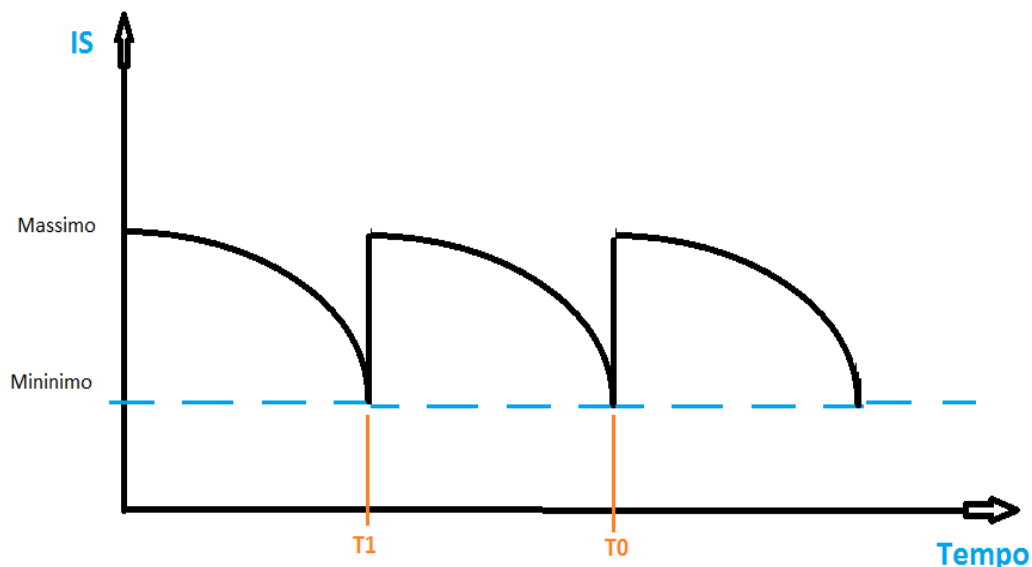


Figura 3—1. Indicatore di Stato di una pavimentazione in funzione del Tempo.

L'indicatore di stato o indice di prestazione – IP; viene calcolato attraverso la seguente formula matematica:

$$IP = \int_{T_1}^{T_0} IS(t)dt$$

Gli indici di stato possono riguardare le presenti tipologie:

- **Prestazioni strutturali** – legate alla durabilità dell'opera ed espresse in termini di capacità portante della sovrastruttura e di resistenza nei riguardi dei fenomeni di degrado strutturale;
- **Prestazioni funzionali** – legate alla sicurezza e confort di guida ed espresse in termini di aderenza e regolarità della superficie stradale;
- **Prestazioni globali** – che riassumono in un solo parametro o indice, le prestazioni globali dell'intera opera, tali indici sono il (PSI) ovvero il Present Serviceability Index o il Pavement Condition Index (PCI).

1.4 LE PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI E SEMIRIGIDE

Le sovrastrutture flessibili si sono diffuse in tutto il mondo e attualmente sono le sovrastrutture più adoperate in ambito sia stradale che aeroportuale. I motivi di questo largo impiego risiedono nella vasta esperienza fin qui accumulata e soprattutto nelle proprietà del materiale che principalmente le compongono, il bitume. Il conglomerato bituminoso, come è noto, varia la sua consistenza con la temperatura, si deforma “continuamente” sotto carico costante ed ha rigidità variabile con la velocità di applicazione del carico. La variazione della consistenza con la temperatura risulta molto utile dal punto di vista costruttivo in quanto consente di aprire al traffico la pavimentazione in breve tempo, subito dopo la sua realizzazione. Il comportamento visco-elastico del conglomerato bituminoso è responsabile di deformazioni continue sotto un carico pressoché costante: causa fenomeni di ammaloramento quali l'ormaiamento in presenza di carichi prolungati (ad esempio nei parcheggi). Il fenomeno di creep (deformazione viscosa) è pressoché assente per carichi che variano rapidamente nel tempo, come ad esempio quelli che si hanno al passaggio dei veicoli. In tali condizioni il conglomerato bituminoso si comporta praticamente come un solido elastico ed è perciò suscettibile di rotture fragili.

Le variazioni termiche o fenomeni di instabilità volumetrica degli strati inferiori inducono nelle pavimentazioni, in linea generale, ad un regime di deformazione che produce uno stato tensionale variabile lentamente nel tempo. I conglomerati bituminosi, soggetti a tali tensioni, manifestano un sensibile fenomeno di creep che porta a compensare le deformazioni indotte dalle variazioni termiche e volumetriche. I vantaggi derivanti dalle proprietà reologiche del conglomerato bituminoso costituiscono anche la fonte dei problemi relazionati alle pavimentazioni flessibili. La variabilità della consistenza con il regime termico, richiede che la temperatura di utilizzo della pavimentazione non ricada nel campo in cui il bitume è fragile o molle. La termo suscettibilità del materiale è infatti causa di fessurazioni per variazioni termiche rapide e perdita di contatto, ma anche di deformazioni permanenti che compromettono la regolarità del piano di rotolamento.

Il progetto delle pavimentazioni flessibili, si basa sulla definizione di un pacchetto, scegliendo una successione di materiali che garantiscano una corretta distribuzione dei carichi e rispondano a determinati requisiti tecnici e funzionali. I carichi trasmessi sulla pavimentazione diminuiscono d'intensità dalla superficie, dove vi è il contatto tra il piano viabile e gli pneumatici dei veicoli, scendendo in profondità verso il terreno,

distribuendosi lungo una superficie di tensione sempre maggiore e riducendo il valore delle pressioni vedi Figura 4-1.

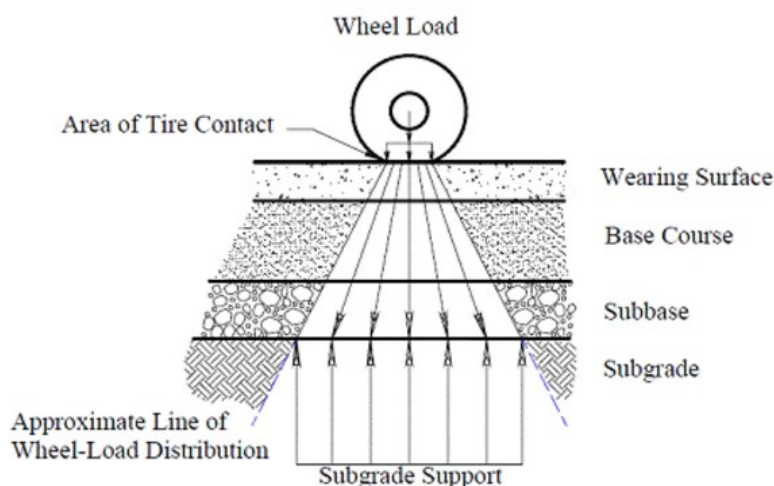


Figura 4—1. Distribuzione dei Carichi.

Per tale ragione in funzione della proprietà appena esposta si tende ad utilizzare materiali con elevate caratteristiche in termini di resistenza e deformabilità, in superficie, a sollecitazioni sia normali che di taglio, a differenza degli strati inferiori dove al materiale è richiesto di resistere ai soli carichi normali provenienti dagli strati superiori e far in modo che non si deformino sotto l'azione di detti carichi, oltre a resistere ad azioni "inquinanti provenienti dal basso" quali ad esempio i cedimenti degli strati profondi, o la risalita di acque di falda, quindi dalle ipotesi appena dette, agli strati inferiori è affidato prevalentemente l'onere dimensionale dell'intero pacchetto, in quanto in funzione della massima tensione sopportabile dal sottofondo, si realizzeranno gli strati superiori. Nei capitoli seguenti (Capitolo 2) si palerà ampiamente dei metodi dimensionali degli strati.

Le pavimentazioni flessibili hanno la seguente conformazione vedi Figura 5-1:

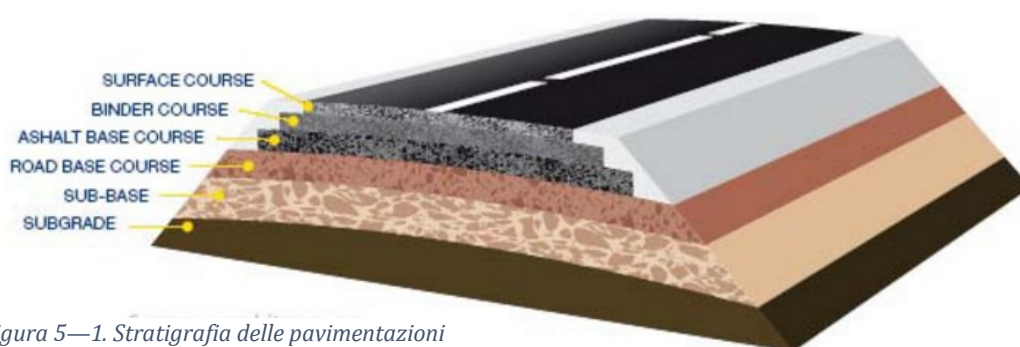
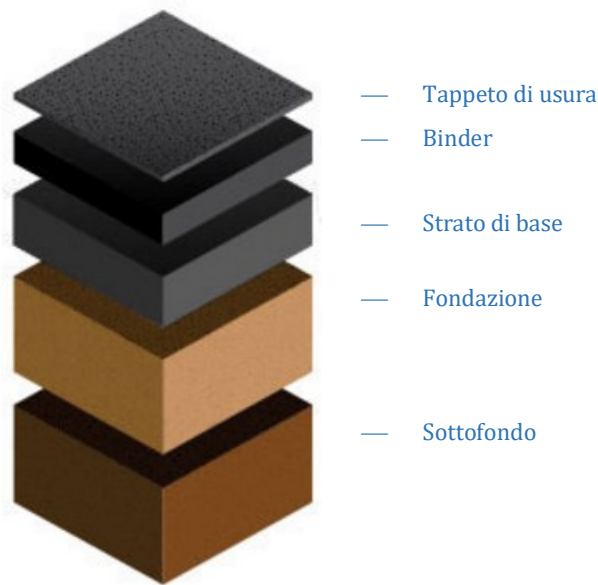


Figura 5—1. Stratigrafia delle pavimentazioni flessibili.



- ❑ **Lo strato di usura** – il suo compito principale è quello di garantire adeguati livelli di aderenza e comfort nella marcia dei veicoli. A livello strutturale deve resistere alle elevate azioni tangenziali e normali esercitate dai veicoli. E' lo strato più superficiale della pavimentazione, di conseguenza il più esposto al degrado a causa dei carichi ripetuti dei veicoli e delle condizioni ambientali che ne facilitano il degrado. Date le elevate richieste a cui deve rispondere, viene realizzato con materiali di ottima qualità (come i conglomerati bituminosi), che devono garantire nel tempo il mantenimento delle resistenze.
- ❑ **Binder o strato di collegamento** – ha la funzione di ripartire le sollecitazioni agli strati inferiori. Grazie alla presenza dello strato di usura, esso sarà soggetto in maniera minore alle azioni tangenziali dei carichi. La miscela di conglomerato bituminoso confezionato per lo strato di binder è molto simile a quella utilizzata per lo strato di usura, con la sola differenza che possiamo avere percentuali di legante minore.
- ❑ **Lo strato di base** – grazie alla presenza dei due strati superiori è soggetto principalmente alla sollecitazione di compressione e flessione, dove quest'ultime si manifestano sotto forma di tensioni di trazione alla base dello strato e, dopo un certo tempo, provocano la fessurazione per fatica della pavimentazione, la cui entità varierà in funzione del tipo di traffico. All'interno dello strato di base, possiamo trovare differenti materiali, a seconda del tipo di traffico che vi transiterà. In presenza di strade dove è previsto un alto

traffico o la sosta dei veicoli industriali, quindi sottoposti a deformazioni abbastanza forti e frequenti, sono impiegate miscele bitumate (conglomerati bituminosi e misti bitumati), che riescono a sopportare le sollecitazioni di trazione date dalla flessione alla base dello strato. Si realizza così uno strato dotato di notevole rigidità flessionale, il quale, oltre a contribuire alla ripartizione sul terreno di appoggio delle azioni trasmesse dai veicoli, diminuisce notevolmente la deformabilità della pavimentazione e quindi aumentandone la resistenza a fatica ne prolunga notevolmente la vita utile. Negli ultimi anni, per traffici di tipo autostradale e aeroportuale, sono ormai da molti anni utilizzati i misti cementati, con i quali si realizza una pavimentazione semirigida. Nei casi invece dove non è previsto il transito dei veicoli pesanti e comunque non soggette ad un volume di traffico elevato, tale da non produrre sforzi tangenziali di notevole entità, possiamo trovare un materiale composto da misto granulare non legato.

- ❑ **Lo strato di fondazione** – se gli strati sovrastanti sono stati ben dimensionati, sarà soggetto solamente alle azioni verticali di compressione. Il suo compito principale sarà quindi di distribuire queste azioni su un'area sufficientemente estesa in modo da trasmetterle al sottofondo con un'entità compatibile con la sua capacità portante. La fondazione quindi, data il tipo di sollecitazione a cui essa è sottoposta, può essere costituita da materiali in misto granulare, o in alcuni casi dove il terreno di sottofondo non ha un'adeguata capacità portante, possiamo trovare materiali stabilizzati con legante idraulico o bituminoso che ne aumentano la rigidità dello strato trasmettendo al sottofondo carichi di entità minore.
- ❑ **Sottofondo** – è lo strato più profondo, generalmente il materiale impiegato è il terreno presente in sito. Prima della costruzione della strada, viene adeguatamente compattato formando il letto di posa della pavimentazione. Grazie alla funzione degli strati superiori, se adeguatamente progettati, essi trasferiranno una minima parte delle sollecitazioni. La funzione principale che deve avere un sottofondo è quella di garantire un adeguato sostegno all'intera pavimentazione senza subire e trasmettere eccessive deformazioni per carichi verticali (ormaiamento). Perciò prima di realizzare una pavimentazione stradale, occorre effettuare delle accurate indagini geotecniche del terreno presente in sito, in quanto costituirà la parte di sottofondo. I sottofondi possono subire deformazioni, oltre che per effetto dei carichi trasmessi dalla

pavimentazione, anche per effetto del gelo e delle variazioni di umidità. Per evitare che un sottofondo costituito da materiale sensibile al gelo, sia da questi raggiunto, molte volte risulta necessario realizzare una pavimentazione di conveniente spessore, anche superiore a quello richiesto dal semplice dimensionamento strutturale.

1.5 LE PAVIMENTAZIONI RIGIDE

Vengono denominate “rigide” in quanto a differenza delle pavimentazioni flessibili, hanno invece una deformazione di rottura molto più piccola, esse sono costituite da piastre in calcestruzzo semplice armato e in alcuni casi anche precompresso, per le caratteristiche proprie di questo materiale, dotato sia di notevole resistenza a taglio che di discreta resistenza flessionale, svolge contemporaneamente le funzioni sia degli strati superficiali che dello strato di base delle pavimentazioni flessibili. Al di sotto della lastra in calcestruzzo si realizzano altri strati, adeguatamente livellati e compattati, che possono essere in misto granulare non legato (dove le condizioni del sottofondo lo permettono), o nella maggior parte dei casi troviamo largo impiego di misto cementato. Gli strati che formano il pacchetto di questo tipo di sovrastrutture sono generalmente da 2 o 3 strati, vedi figure 6-1 e 7-1, dalla superficie verso il sottofondo distinguiamo:

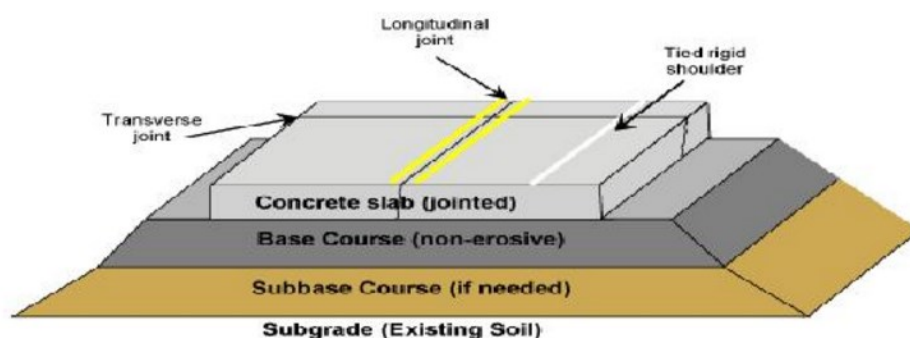


Figura 6—1. Stratigrafia di una Pavimentazione Rigida.

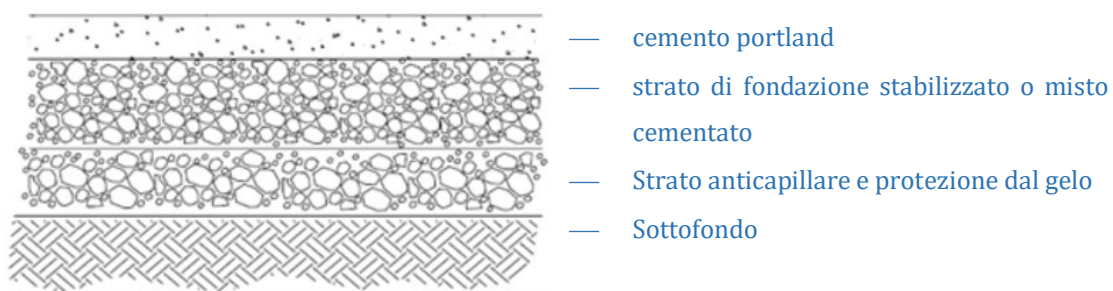


Figura 7—1. Elenco Strati che Interessano una Pavimentazione Rigida.

- ❑ **Lastra di calcestruzzo** – data la sua estrema rigidità e capacità di reggere i carichi senza subire notevoli deformazioni, fornisce un supporto strutturale al veicolo, oltre alla funzione di impedire l'infiltrazione di acqua superficiale negli strati inferiori. Spesso possiamo trovare al di sopra di tale strato un ricoprimento sottile in conglomerato bituminoso per garantire un'adeguata aderenza alla superficie o in assenza la parte superficiale in calcestruzzo viene adeguatamente tratta;
- ❑ **Strato di collegamento** – generalmente realizzato in misto cementato. Le sue funzioni principali sono: fornire un supporto stabile e uniforme alla piastra di calcestruzzo, distribuendo uniformemente i carichi agli strati inferiori non legati, fare da filtro per le azioni del gelo e di penetrazione o fuoriuscita di acqua "pumping", ed assorbire anche i conseguenti effetti di rigonfiamento del sottofondo "swelling" per effetto del gelo o da eventuali imbibizioni provenienti da falde;
- ❑ **Strato antigelo** – come di facile intuizione, viene realizzato nelle zone dove sono presenti condizioni climatiche rigide e soprattutto in presenza di acque di falda e terreni gelivi. Viene realizzato con materiale inerte di adeguata pezzatura, sabbie fini, in modo che eventuali ristagni d'acqua possano facilmente defluire evitando la formazione di ghiaccio, in quanto l'acqua congelandosi espande il proprio volume e una volta scongelata e defluita, crea delle sacche d'aria all'interno dello strato portando a diminuzione di resistenza degli strati;
- ❑ **Sottofondo.** – stessa funzione delle pavimentazioni flessibili.

1.6 CRITERI PROGETTUALI E COSTRUTTIVI DI UNA PAVIMENTAZIONE RIGIDA

Il progetto delle pavimentazioni rigide è finalizzato al calcolo dello spessore (fondazione e lastra di calcestruzzo) e della dimensione della singola lastra. Esistono diversi metodi di calcolo disponibili in letteratura, in funzione della destinazione d'uso della strada se a servizio di veicoli, o in ambito aeroportuale. Il principale criterio da soddisfare in ogni metodo di calcolo, si basa sulle ipotesi di comportamento fragile del calcestruzzo, ovvero progettare le sezioni in modo tale che le sollecitazioni agenti risultino di valore nettamente inferiore alle sollecitazioni limite del materiale, e sulla necessità di garantire la trasmissione al sottofondo di sollecitazioni compatibili con la sua portanza.

Le pavimentazioni rigide essendo costituite da calcestruzzo hanno un comportamento meccanico pressoché elastico. Quindi se soggette a sollecitazioni esterne (carichi accidentali, peso proprio, sollecitazioni indotte da gradienti termici) si deformano e restituiscono completamente la deformazione allorquando la sollecitazione è rimossa.

Il progetto delle pavimentazioni rigide deve pertanto essere sviluppato tenendo conto:

- della portanza del sottofondo – lo spessore della pavimentazione deve essere tale da garantire che gli sforzi normali, le σ_t^2 , che agiscono sul sottofondo siano compatibili con la sua portanza (CBR);
- del carico massimo accidentale – deve essere verificata la compatibilità della resistenza del calcestruzzo (σ_{cr}), alla sollecitazione massima indotta dal massimo carico che passa sulla pavimentazione, tensioni sia di compressione che di trazione dovute alla flessione della lastra;

² Per garantire una buona portanza e un'adeguata riserva di capacità del terreno di sottofondo, evitando che si manifestino cedimenti o deformazioni eccessive sulla superficie, occorre quindi dimensionare gli strati di fondazione verificando che le tensioni trasmesse dalla pavimentazione al sottofondo (dette tensioni di contatto), risultino di entità inferiore alle massime tensioni normali sopportabili dal terreno stesso. Nelle pavimentazioni rigide per ridurre tali tensioni, l'unico modo è quello di aumentare la superficie della lastra (ma spesso le dimensioni sono un vincolo di progetto), oppure aumentare lo spessore. L'aumento dello spessore fa sì che si aumenti l'ampiezza del cono delle pressioni e di conseguenza alla base dello strato aumenta la superficie di contatto che trasferisce il carico. Ricordiamo che la tensione è data dal rapporto di un carico su una superficie; $\sigma = P/A$.

- delle sollecitazioni indotte da gradienti termici – la più critica condizione di carico è data dalla composizione del carico accidentale massimo (vedi punto precedente), del peso proprio della sovrastruttura e di eventuali sollecitazioni indotte dal peso proprio conseguenti a deformazioni conseguenti a gradienti termici esistenti tra la superficie esterna e l'interfaccia inferiore della lastra di calcestruzzo. Per effetto infatti del ritiro e delle variazioni termiche ed igroscopiche, che interessano il cemento, la piastra tenderà a deformarsi in vari modi: accorciamenti o allungamenti (dovuti alle variazioni termiche giornaliere o stagionali di lunga durata) e incurvamenti verso il basso o verso l'alto (variazioni termiche giornaliere). Il peso proprio della lastra, opponendosi a tale deformazione, induce uno stato sollecitativo interno che può causare fessurazione se superiore alle resistenze del calcestruzzo. Per evitare quindi che la piastra si fessuri se ne limita la lunghezza mediante opportune interruzioni dette giunti (trasversali e longitudinali o di contrazione, di dilazione e costruzione). Oppure ricorrendo ad opportune armature continue.

Le pavimentazioni stradali in calcestruzzo possono essere realizzate a singolo o doppio strato (single o dual layer) in funzione sia dello spessore finale dell'intero strato in calcestruzzo e sia delle tecniche di stesa utilizzate. Nelle tipologie dual layer il secondo strato di calcestruzzo viene steso sopra al primo strato quando questo è ancora fresco.

Si possono distinguere 4 diverse tipologie strutturali di pavimentazioni rigide:

- Lastre non armate (Figura 8a-1) JPCP (Jointed Plain Concrete Pavement) caratterizzate dalla presenza di giunti trasversali ad interasse molto ravvicinato nell'ordine di 4,5-5 m, nel caso in cui non sono previste barre di compartecipazione ed incrementabile fino a circa 7,5 m quando invece sono previste le barre;
- Lastre armate (Figura 8b-1) di lunghezza variabile da 10 a 20 m, dotate di una armatura distribuita in senso longitudinale e trasversale. La funzione di tale armatura è di resistere alle tensioni generate dalle variazioni termiche che lesionano la parte superficiale della lastra, perciò andranno disposte nella porzione superiore della lastra;
- Pavimentazioni ad armatura continua (Figura 8c-1) CRCP (Continuously Reinforced Concrete Pavement), dove grazie alla presenza diffusa dell'armatura,

possiamo avere lastre di calcestruzzo più lunghe riducendo notevolmente il numero dei giunti;

- Lastre precomprese (Figura 8d-1) realizzate con sistemi di post-tensione, i quali permettono di costruire lastre molto estese e fortemente resistenti alle sollecitazioni di flessione, oltre a ridurre al minimo il numero dei giunti che generano dis-comfort agli abitanti del veicolo quando quest'ultimo vi passa sopra.

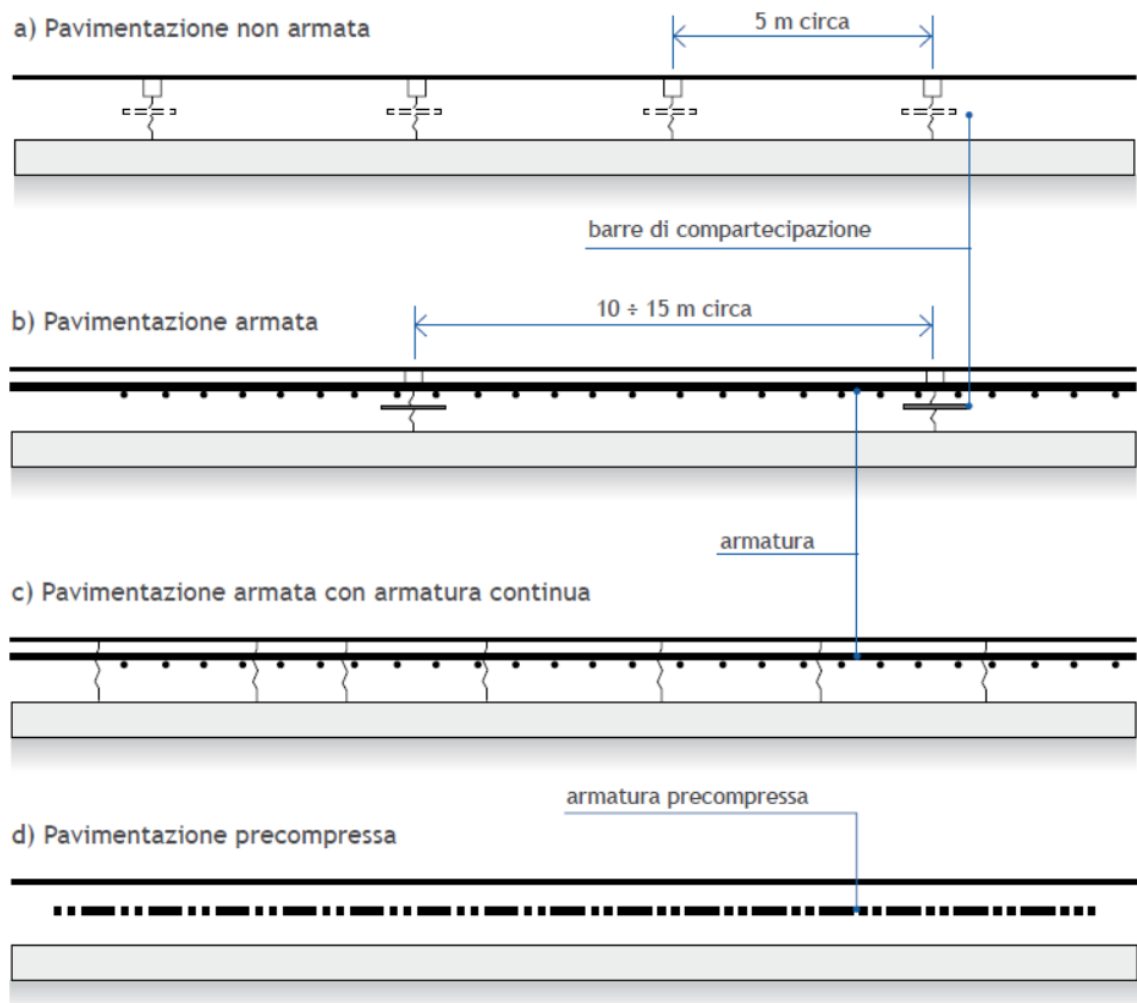


Figura 8—1. Tipologie Strutturali di Pavimentazioni Rigide.

2. MODELLI DI CALCOLO RAZIONALE DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI

Le pavimentazioni stradali svolgono la funzione principale di trasferire al terreno i carichi trasmessi dai veicoli, ogni strato che compone la pavimentazione deve assicurare adeguata rigidità, sopportando i carichi provenienti dagli strati sovrastanti e distribuirli a quelli inferiori senza provocare dissesti, offrendo adeguati livelli di confort e sicurezza per un certo periodo di servizio e per un dato livello di traffico.

La progettazione di una pavimentazione stradale non è molto differente rispetto alle altre opere di ingegneria civile dove, note le proprietà dei materiali, la geometria, i carichi ed i vincoli strutturali da applicare, la sovrastruttura dovrà garantire un certo livello di integrità strutturale entro la così detta vita utile, senza escludere le ordinarie procedure di manutenzione non strutturali, relativi al ripristino delle condizioni superficiali di regolarità ed aderenza richieste all'interno del periodo di vita. In pratica però, a differenza dell'ingegneria strutturale dove si ha a che fare con materiali omogenei e ben definiti, in ingegneria stradale la grande variabilità dei materiali che possono essere impiegati come ad esempio, i materiali granulari di origine naturale o i conglomerati bituminosi, estremamente variabili e suscettibili sia alle condizioni climatiche e sia con la modalità di applicazione dei carichi, rendono il calcolo estremamente complesso.

Le moderne tecniche numeriche basate sull'applicazione della teoria del multistrato elastico che considerano il comportamento reale del materiale ovvero la non linearità elastica e l'eterogeneità, consentono di ricostruire grazie all'ausilio del calcolatore un modello teorico della pavimentazione, costituita dalla sovrapposizione di differenti strati, (conglomerato bituminoso per gli strati più superficiali e miscele di materiale granulare con l'aggiunta o meno di legante per gli strati più profondi), simulando in modo più fedele possibile il comportamento reale. Tale algoritmo rientra tra i "*metodi razionali*" per il calcolo delle pavimentazioni flessibili, che negli ultimi anni stanno cercando di superare i "*metodi empirici*" basati invece sull'osservazione diretta di tronchi stradali sperimentali (AASHO Road Test) affidando il calcolo all'esperienza del progettista.

I metodi fondati su una valutazione "razionale", cioè "per via di calcolo", si basano sullo studio del comportamento tenso-deformativo dei vari strati della pavimentazione,

attraverso cui si procede alla verifica della pavimentazione seguendo criteri prestabiliti dal tipo di calcolo razionale utilizzato e, ognuno di essi determina dei limiti ammissibili che permettono di stabilire la vita di una sovrastruttura. Questo consente di associare ad ogni pavimentazione stradale, sottoposta ad un certo traffico, una VITA UTILE, cioè quel periodo di tempo o cicli di carico, al di là della quale la degradazione da essa subita ne rende necessario il rifacimento.

Il progetto della sovrastruttura stradale si sviluppa attraverso un processo molto articolato i cui elementi principali riguardano l'individuazione della soluzione tipologica, il dimensionamento strutturale e la definizione del piano di manutenzione.

2.1 IL DIMENSIONAMENTO SOVRASTRUTTURALE CON METODO RAZIONALE

Il processo progettuale per il dimensionamento strutturale di una pavimentazione stradale, attraverso l'approccio di calcolo razionale, si basa principalmente dei seguenti criteri di input:

- a) **Configurazione strutturale** – consiste nella definizione preliminare della geometria della pavimentazione, definendo in prima approssimazione il numero degli strati con i relativi spessori e il tipo di materiale costituente;
- b) **Dati di Input del Progetto** – strettamente connessa al traffico e alle condizioni climatiche. In questa fase si scelgono le caratteristiche relative a ciascun asse di carico da dove si estraggono le sollecitazioni ed attraverso particolari studi statistici si determina la stima del traffico, inteso come il numero medio di passaggi che si avranno durante i singoli periodi di riferimento o nell'intera vita dell'opera. La determinazione delle condizioni climatiche, occorre per determinare la rigidità degli strati legati a bitume, mentre l'umidità stagionale interessa essenzialmente gli strati non legati e il sottofondo.
- c) **Determinazione delle caratteristiche dei materiali** – ovvero definizione dei rispettivi moduli elastici "E", coefficienti di poisson "v" e impostazione dei parametri limite di verifica (tensioni e deformazioni limite a rottura);
- d) **Modello strutturale e risposta tenso-deformativa**. Estrapolazione delle tensioni e deformazioni da inserire nelle leggi di degrado;

- e) **Verifiche Strutturali** – ciascuna delle quali è collegata ad uno specifico meccanismo di ammaloramento e rottura che interessa in maniera specifica ogni strato della pavimentazione, attraverso l'applicazione delle leggi di degrado e valutazione in termini di vita utile.

In definitiva possiamo riassumere che il progetto prevede di stabilire la composizione del multistrato determinando i materiali e i relativi spessori, il carico veicolare tipo, la scelta dei periodi di riferimento su cui suddividere il calcolo (mensile o stagionale) perché in funzione delle escursioni termiche che si hanno durante un anno, varieranno anche i parametri elastici e di conseguenza anche la risposta strutturale, in quanto siamo in presenza di materiali termodipendenti (conglomerati bituminosi) che variano il loro comportamento in funzione della temperatura.

Definiti i parametri appena elencati, si procede ad un calcolo statico di prima verifica, ricavando un set di dati sugli stati tensionali e deformativi sotto determinate condizioni di carico per valutare le prestazioni della sovrastruttura ed eventualmente adeguarne gli spessori. Attraverso l'estrazione dei valori tenso-deformativi, si determina quindi per ogni singolo periodo di riferimento, il numero massimo di ripetizioni ammissibili N_i attraverso l'utilizzo delle leggi di degrado caratteristiche per ogni strato. I carichi veicolari, vengono omogeneizzati determinando n – numero di passaggi totali di assi equivalenti che si avranno durante l'intero periodo di progetto della pavimentazione e, relazionandoli al singolo periodo di riferimento, si determina il singolo valore n_i .

In linea generale la progettazione della pavimentazione può ritenersi soddisfatta se risulta verificata la disuguaglianza $n_i \leq N_i$.

In Figura 1-2 è rappresentato un diagramma di flusso in cui è schematizzata la procedura di progettazione meccanistico-empirica valida a livello generale per qualsiasi tipo di pavimentazione.



Figura 1—2. Diagramma di flusso per il calcolo delle pavimentazioni stradali attraverso il metodo razionale.

Dal diagramma notiamo che il progetto di una pavimentazione può essere inteso come un procedimento iterativo che termina quando tutti i criteri di verifica risultano soddisfatti.

Nel seguito verranno illustrati gli aspetti generali relativi alle varie fasi procedurali.

2.2 DATI DI INPUT PER LA CONFIGURAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

2.2.1 DETERMINAZIONE DEL MULTISTRATO ELASTICO

La metodologia prevede l'impiego di un metodo di calcolo razionale basato sulle equazioni indefinite di equilibrio, secondo una schematizzazione della pavimentazione come "multistrato elastico". Come possiamo osservare dalla Figura 2-2, la pavimentazione è costituita da un numero di strati sovrapposti e variabili, dove ognuno di essi è considerato con spessore costante ed indefinito in direzione orizzontale e poggianti su un semispazio elastico (il sottofondo). I materiali sono supposti omogenei ed isotropi, dove ognuno di essi è caratterizzato dalla coppia di valori (E_i, ν_i) rispettivamente parametri elastici (moduli elastici e coefficiente di Poisson) oppure pseudo elastici per i conglomerati bituminosi (moduli complessi e rapporti complessi di Poisson).

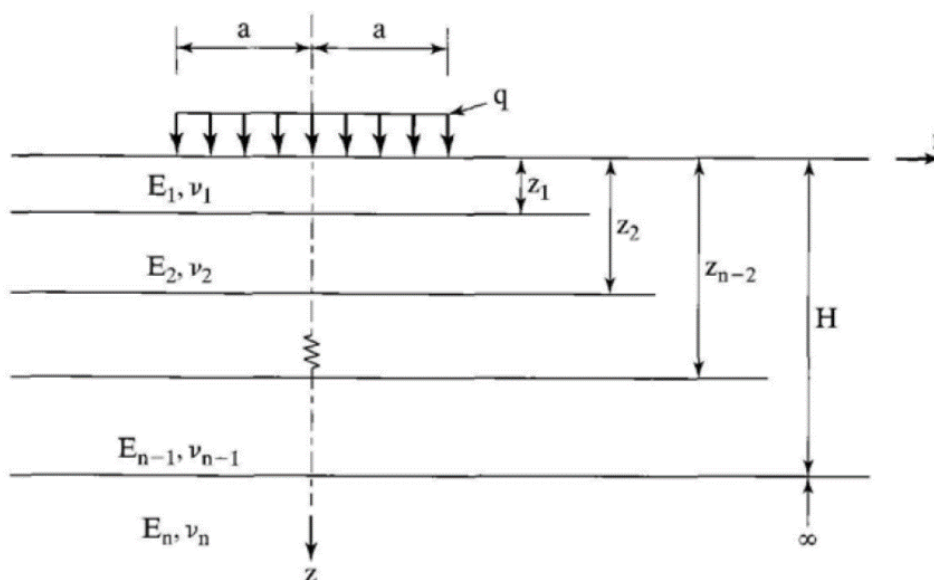


Figura 2—2. Schematizzazione della pavimentazione come multistrato elastico.

Attribuendo agli spessori dei valori di primo tentativo, a cui andranno verificanti in seguito all'applicazione delle verifiche globali dell'intera sovrastruttura, si possono identificare i punti notevoli all'interno del pacchetto per i quali richiedere le σ (tensioni o sforzi) e le ϵ (deformazioni). Per gli strati legati a bitume, dove il problema è quello della verifica a fatica, si determinano i massimi valori delle deformazioni orizzontali ($\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}$) che si hanno in corrispondenza della base dello strato. Per gli strati non legati,

i quali sono soggetti a deformazioni permanenti, occorre conoscere la deformazione ϵ_{zz} o in alcuni casi la sollecitazione verticale σ_{zz} che si manifestano in sommità dello strato. Infine per gli strati di fondazione legati, come i misti cementati, non è chiaro quale valore di tensione o deformazione considerare, ma dipende dal criterio di calcolo che si sta seguendo.

Come possiamo osservare in Figura 3–2, fissando una terna di riferimento cartesiana, di coordinate (x, y, z) , lo stato tensionale di un qualsiasi punto P, all'interno del multistrato, possiamo individuarlo attraverso le sei componenti di tensione agenti sulle facce di un elementino delimitato dai piani paralleli a quelli del sistema di riferimento ed essi sono: σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} le 3 componenti di tensione principale agenti in direzione normale ai piani principali di riferimento, mentre $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$, sono le tensioni tangenziali, agenti in direzione parallela ai rispettivi piani di riferimento. Analogamente lo stato deformativo è definito dalle 6 componenti quali ϵ_{xx} , ϵ_{yy} , ϵ_{zz} , agenti lungo le tre direzioni principali e le tre componenti deformative γ_{xy} , γ_{xz} , γ_{yz} , dette di scorrimento.

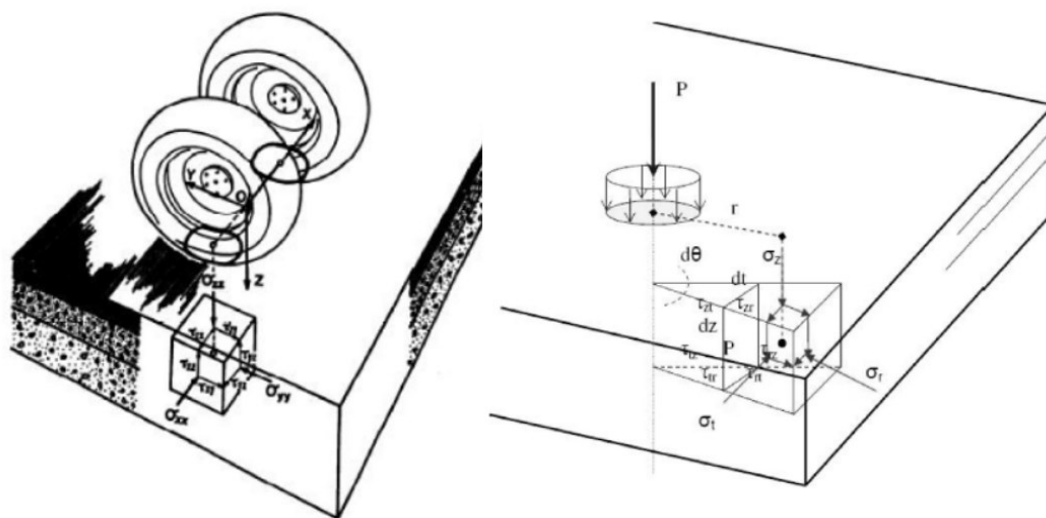


Figura 3—2. Componenti di Tensioni e deformazioni in un elementino di terreno sotto l'area di impronta.

Generalmente i valori tenso-deformativi, vengono presi in corrispondenza di assi verticali passanti per il centro dell'area di carico circolare o per il punto di mezzeria delle aree d'impronta delle due ruote gemellate.

In letteratura, esistono diversi procedimenti e metodi, i quali dispongono di formule e di approcci di calcolo, basati sull'estrapolazione dei dati per via grafica o tabellare, i quali permettono di estrarre i valori in determinati punti prestabiliti. Il metodo di

calcolo più semplice disponibile in letteratura, per la risoluzione del problema del semispazio elastico e fornito dalle formule di Boussinesq, esso permette di determinare le tensioni e deformazioni in qualsiasi punto appartenente ad un semi spazio e caricato in superficie da un carico puntiforme.

In Figura 4–2, sono schematizzate le formule di Boussinesq.

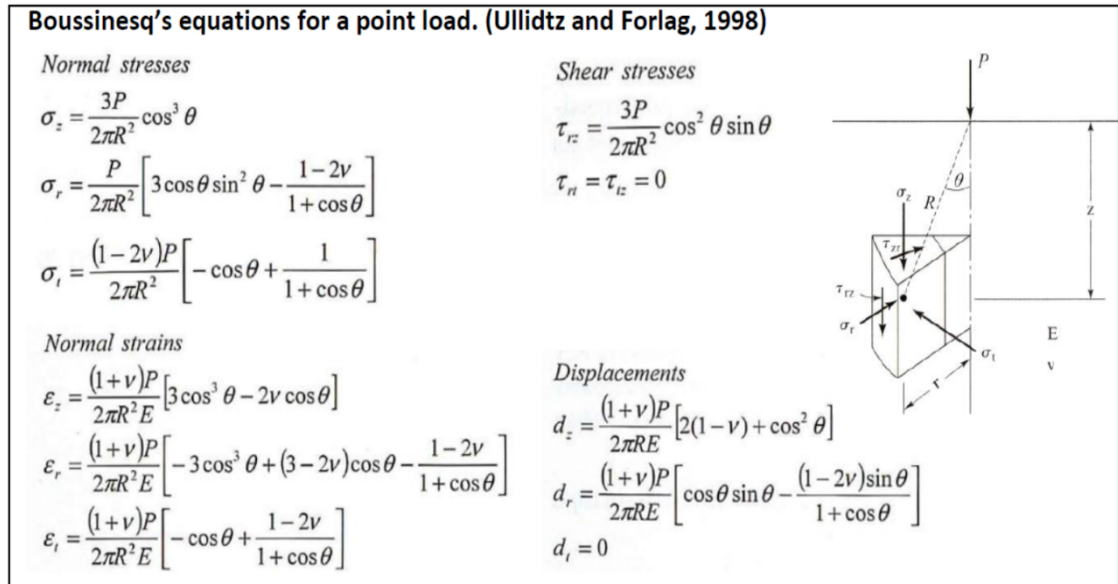


Figura 4—2. Equazioni di Boussinesq per il calcolo delle tensioni e deformazioni di un carico puntiforme.

Ci sono altre formulazioni simili a quelle appena viste, che affrontano il problema considerando un carico di forma circolare uniformemente ripartito o cercano di considerare la presenza del multistrato.

La risposta strutturale proveniente dalla considerazione di un carico multiplo, grazie alle ipotesi iniziali basate sulla teoria dell'elasticità, viene calcolata attraverso la teoria di sovrapposizione degli effetti. Le ipotesi appena esposte sono semplificative, risultando un limite al metodo stesso:

- gli strati si estendono all'infinito in direzione orizzontale – ipotesi non valida se siamo in presenza di un rilevato, anche se si può assumere con buona approssimazione che allontanandosi dal punto in cui viene applicato il carico, gli effetti che si propagano in direzione orizzontale, vengono rapidamente smorzati già per distanze di circa 2-4d dal punto di applicazione del carico (d è inteso il diametro di impronta dell'area circolare);
- il sottofondo viene considerato un semispazio indefinito, trascurando la presenza di eventuali cambi di materiale o la presenza di falde sotterranee;

- isotropia del materiale, quando in realtà le terre sono fortemente anisotrope ed eterogenee;
- sollecitazione e distribuzione delle tensioni uniformi su un'area circolare;
- equilibrio delle tensioni in direzione verticale, congruenza delle deformazioni orizzontali all'interfaccia tra gli strati, cioè non si hanno scorrimenti relativi, in quanto si considera perfetta aderenza tra i vari strati.
- non si considera la reologia visco-elasto-plastica dei conglomerati bituminosi.

Come appena annunciato, il metodo più semplice per l'estrapolazione dei dati, si basa su ipotesi semplificate anche se i risultati possono ritenersi apprezzabili per il progetto della pavimentazione.

Grazie all'ausilio di software come il KENLAYER, BISAR, MePADS, ecc.; hanno superato il problema rendendo il calcolo più agevole, permettendo di estrapolare le tensioni, deformazioni e spostamenti in un punto qualsiasi del multistrato elastico, soggetto a carichi posti sullo strato superficiale. I carichi veicolari possono essere considerati di vario tipo da puntiformi a circolari, posizionati in modo da rappresentare la disposizione di un asse veicolare. Vi sono anche metodi di calcolo più avanzati che, permettono di simulare il comportamento reale del materiale, come il metodo agli elementi finiti o algoritmi che tengono in conto la non linearità dei materiali e la non perfetta aderenza fra i vari strati.

2.2.2 ANALISI DEI CARICHI

Il traffico rappresenta, unitamente alle sollecitazioni di natura climatica, la causa principale del degrado delle sovrastrutture. La definizione della vita utile di una pavimentazione espressa in anni, non avrebbe alcun senso se non si correla tale durata all'entità e alla tipologia dei mezzi previsti che vi transiteranno. Per il calcolo delle sovrastrutture e soprattutto dei carichi, occorre prendere in considerazione diversi fattori:

- le caratteristiche del sistema di assi dei veicoli – in quanto è molto importante definire il tipo di carico proveniente dalla configurazione dell'asse se a ruota singola o gemellata e sul numero di assi;
- il numero di ripetizioni per ciascun asse – determinazione di n_i ;

- la velocità di percorrenza – in quanto influisce sul comportamento reologico dei conglomerati bituminosi. In funzione del tempo e frequenza di applicazione del carico possiamo considerare i carichi come dinamici o statici.

2.2.2.1 CARICO AGENTE SULLA SUPERFICIE STRADALE

La verifica razionale prevede che il traffico sia espresso in termini di ripetizioni di assi equivalenti singoli a ruote gemellate, quindi la configurazione geometrica utilizzata per il carico prevede l'applicazione di due impronte circolari. Per l'estrapolazione dei dati tenso-deformativi, si assume che tale carico agisca in condizioni statiche. La determinazione del raggio di impronta viene determinata attraverso la formula:

$$a = \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot p_g}}$$

Dove:

- a è il raggio della superficie di impronta dello pneumatico;
- P è il peso agente sullo stesso (il carico totale agente sull'asse viene ripartito in funzione del numero di ruote che compongono l'asse):
- p_g è la pressione di gonfiaggio.

La scelta dei valori da attribuire ai parametri appena elencati è funzione dei metodi di procedura utilizzati e soprattutto dalle prescrizioni normative del paese in cui sorgerà la nuova opera.

Ogni nazione ha delle metodologie proprie di calcolo e in funzione di queste, vengono stabiliti i valori sui parametri di calcolo da adottare ³. Ad esempio in Italia, la norma impone un carico totale per asse pari a 80 kN, riferito ad un asse su ruote gemellate, perciò il carico agente su ogni ruota sarà di $P=20$ kN, con una pressione di gonfiaggio dello pneumatico pari a $p_g = 800$ kPa, mentre l'area di impronta circolare ha un raggio di dimensioni $a = 8.92$ cm.

La configurazione dell'asse è responsabile della trasmissione dei carichi sulla superficie stradale e tra i vari strati. In linea generale possiamo affermare che a parità di peso del veicolo, a seconda della configurazione del tipo e numero di ruote per asse,

³ Nei capitoli seguenti si illustreranno, nel dettaglio, le procedure di calcolo attualmente normate ed applicate sia in ITALIA da parte della società SPEA e sia le procedure di calcolo utilizzate in Sud Africa attraverso le linee guida SAMPD–South African Mechanistic Pavement. (VEDI CAPITOLO 6)

si avranno effetti differenti sulla trasmissione del carico, ad esempio: se siamo in presenza di ruote gemellate i bulbi delle pressioni, immediatamente sotto gli pneumatici, provocheranno un'influenza reciproca nei riguardi della sovrastruttura andando a sovrapporre gli effetti tenso-deformativi e in alcuni punti possono registrarsi valori di tensione o deformazione diversi rispetto all'effetto prodotto dall'applicazione di un singolo carico/ruota, dove la trasmissione del carico prodotta da quest'ultimo non risulterà influenzata dalla presenza di altre ruote ravvicinate.

Per superare il problema, esistono alcuni criteri che cercano di omogeneizzare e trasformare il carico da ruote multiple a singola, basato sul calcolo dell' ESWL – Equivalent Single Wheel Load; definito come quel carico P_s agente su un'aria di impronta circolare unica che produce gli stessi effetti della coppia di carichi P_d agenti sulle ruote gemellate. Un metodo per stimare il parametro ESWL è fornito da "Boyd e Foster" basato sulla equivalenza delle tensioni verticali di un semi-spazio elastico. Lo schema di calcolo è rappresentato in Figura 5-2.

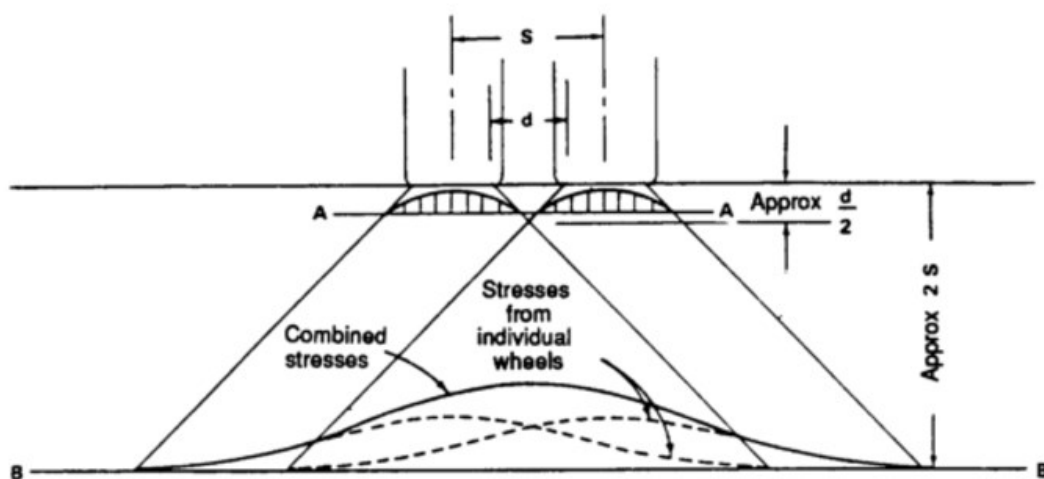


Figura 5—2. Distribuzione delle pressioni prodotte da un carico multiplo.

Dove la grandezza ESWL varia con lo spessore z della pavimentazione, nel caso in cui tale spessore risulta inferiore o uguale a metà della distanza d (distanza interna tra le due ruote gemellate), non vi è sovrapposizione dei bulbi delle tensioni per cui si può assumere $ESWL=P_d$, mentre per valori di z uguali o superiori al doppio dell'interasse S_d tra ruote, possiamo assumere $ESWL=2P_d$, il che significa completa sovrapposizione delle tensioni sul sottofondo. Per spessori medi si può estrapolare il valore attraverso la formula:

$$\log(ESWL) = \log P_d + \frac{0.301 \cdot \log(2z/d)}{\log(4S_d/d)}$$

Le tecniche di calcolo automatico attualmente disponibili hanno consentito di superare il problema sulla determinazione dell'area di impronta, per cui nelle analisi è preferibile considerare la configurazione reale del carico e valutare le tensioni prodotte dalla loro reciproca interazione sia in senso verticale che trasversale, e determinare la condizione più gravosa in termini di risposta tenso-deformativa, derivante dalle combinazioni delle varie posizioni.

Secondo il programma di calcolo [NHCRP, 2004] che fornisce indicazioni, sulla base di studi statistici, sulle posizioni più gravose da prendere in considerazione in base all'asse del veicolo. Ad esempio la Figura 6-2 rappresenta in pianta la collocazione dei punti critici; se siamo in presenza di veicolo ad asse singolo consideriamo la linea Y1, se tandem, consideriamo gli assi Y2 e Y3; mentre tridem gli assi Y2, Y3, Y6 e Y7.

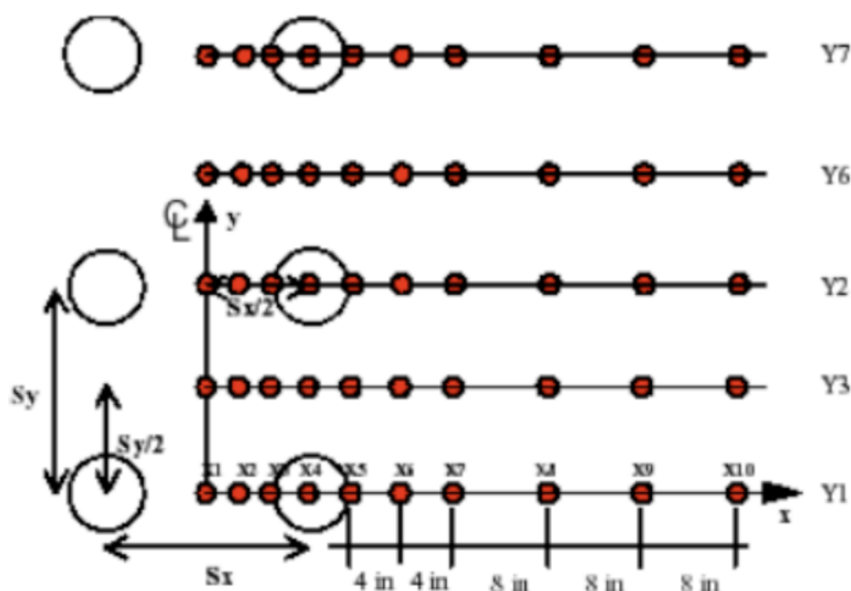


Figura 6—2. Rappresentazione schematica (in pianta) sulla posizione dei punti dove si hanno le massime tensioni e deformazioni in funzione del tipo di asse.

Secondo quanto suggerito dal libro “PAVEMENT ANALYSIS AND DESIGN” di Huang, cui fa riferimento il software KENLAYER, i valori delle deformazioni di trazione degli strati legati a bitume e di compressione degli strati non legati sono determinati lungo tre verticali di analisi. Osservando la Figura 6-2, le verticali da considerare appartengono ai punti:

- Punto X4 – in corrispondenza del baricentro della prima impronta;
- Punto X3 – si trova lungo la congiungente dei due baricentri e ad una distanza pari al raggio dal baricentro della prima impronta;
- Punto X1 – nel punto medio della congiungente dei due baricentri (distanza $S_x/2$).

2.2.2.2 ASSI EQUIVALENTI E TRAFFICO DI PROGETTO

Come annunciato nei paragrafi precedenti, la risposta tenso-deformativa di una pavimentazione stradale è funzione del carico agente (area di impronta dello pneumatico) e dalle caratteristiche meccaniche degli strati, variabili a seconda delle condizioni al contorno. In particolare le rigidezze e i moduli elastici “E” degli strati superficiali in conglomerato bituminoso sono fortemente influenzabili dalle variazioni climatiche. Ciascuna di tali condizioni variabili, comporta delle modifiche dei parametri strutturali che vanno combinati fattorialmente con tutti i diversi tipi di asse che interessano la sovrastruttura. È evidente che cambiando i dati di input si originano risultati diversi, per cui occorre svolgere tante elaborazioni quante sono le tipologie di assi considerati.

Per semplificare la soluzione del problema si cerca di progettare la pavimentazione come se fosse soggetta al passaggio di un unico tipo di asse standard equivalente, indicato con la sigla ESAL – Equivalent Single Axle Load, omogeneizzando tutto il traffico rispetto ad esso attraverso criteri di normalizzazione. In Figura 7-2, è rappresentata la configurazione dell’asse Standard a ruote gemellate dal peso complessivo di 80 kN, attualmente utilizzato dalla normativa di calcolo italiana.

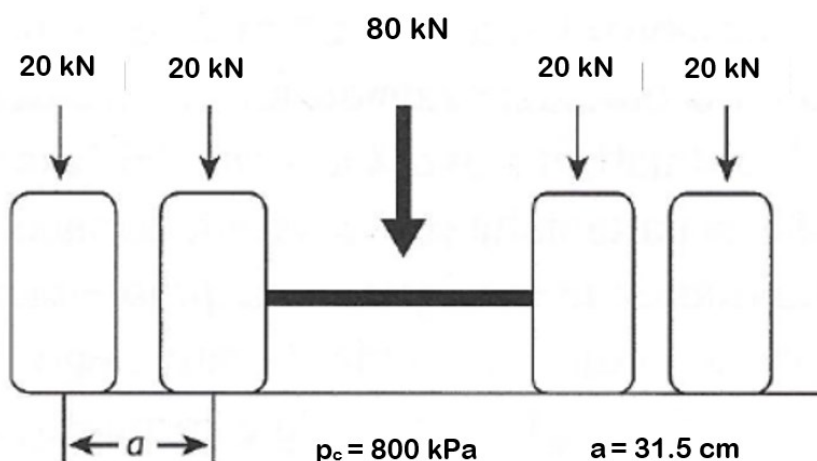


Figura 7—2. Equivalent Standard Axle Load - ESAL

I criteri di omogeneizzazione del carico usano dei coefficienti di equivalenza che trasformano il numero di passaggi di carico di ciascun asse in un numero corrispondente di passaggi dell'asse di riferimento, dove questo produce sulla pavimentazione gli stessi effetti in termini di danno.

Il *danno relativo* prodotto da un qualsiasi veicolo, differente dal veicolo standard, può essere determinato attraverso la seguente formula, comunemente riconosciuta come “legge della quarta potenza”:

$$\frac{D_x}{D_0} = k \cdot \left(\frac{P_x}{P_0}\right)^n$$

Dove:

- D_x e D_0 rappresentano il danno prodotto rispettivamente dal carico P_x e dal carico di riferimento P_0 ;
- k un coefficiente che tiene conto di alcune caratteristiche strutturali ed ambientali;
- n assume un valore approssimabile pari a 4 – da cui deriva il nome di legge della quarta potenza.

In relazione a quest'ultima formula si comprende il motivo per il quale nel dimensionamento si considerano soltanto i veicoli commerciali, visto che i mezzi leggeri (a confronto) forniscono un contributo trascurabile. Osservando la formula, notiamo che se il rapporto P_x/P_0 risulta minore di 1 il rispettivo danno D_x risulterà molto basso, dal momento in cui elevando alla quarta potenza il rapporto dei pesi otteniamo un numero minore di uno.

Per la determinazione dei coefficienti di equivalenza (Load Equivalency Factor) si fa riferimento ai fattori di conversione proposti “dall'AASHTO Guide”, che propone diversi fattori di conversione in funzione di due parametri quali:

- Structural Number (SN) che è un indicatore della resistenza strutturale della pavimentazione;
- PSI finale (Pt), che è il grado di efficienza della sovrastruttura alla fine della vita utile espresso in funzione dell'indice di servizio PSI (Present Serviceability Index).

Il “Catalogo delle Pavimentazioni Stradali”, suggerisce diversi valori di PSI in funzione delle differenti tipologie di strada, come riportato in Tabella 1-2.

Tabella 1—2. Valori di PSI finale indicati nel Catalogo delle Pavimentazioni Stradali

Tipo di strada	PSI finale (Pt)
1) Autostrade extraurbane	3
2) Autostrade urbane	3
3) Strade extraurbane principali	2.5
4) Strade extraurbane secondarie	2.5
5) Strade urbane di scorrimento	2.5
6) Strade urbane di quartiere	2.5
7) Strade extraurbane locali	2
8) Strade urbane locali	2.5

Il *coefficiente di equivalenza* che trasforma un qualsiasi asse in asse di riferimento standard viene definito come segue:

$$c_{e,x} = \frac{n_0}{n_x} = \left(\frac{P_x}{P_0} \right)^4$$

dove n_0 e n_x sono rispettivamente il numero di passaggi dell'asse di riferimento e dell'asse x-generico. Inoltre osservando la formula, notiamo che il coefficiente di equivalenza può essere determinato anche attraverso la formula del danno vista prima attraverso il rapporto dei pesi degli assi. Considerare i pesi degli assi per la determinazione dei coefficienti di equivalenza, invece del numero di passaggi, può essere utile quando siamo in presenza di alcuni paesi che adottano, come asse standard equivalente un differente peso e asse di riferimento, rispetto al solito asse di 80 kN.

Noti i coefficienti di equivalenza dei singoli assi, si passa al calcolo del coefficiente di equivalenza globale (o *Truck Factor*) dato dalla media pesata degli stessi, dove i pesi vengono desunti dagli spettri di traffico. Esso risulta pari a:

$$C_e = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^t p_i \cdot c_{e,i,j}$$

Dove:

- m rappresenta il numero di categorie di veicoli che compongono lo spettro di traffico (vedi tabella 2-2);
- p_i la percentuale corrispondente a ciascuna categoria;
- t il numero di assi dell' i -esimo veicolo;
- $c_{e,i,j}$, il coefficiente di equivalenza di ciascun asse.

Tabella 2—2. Spettri di traffico estratti dal "Catalogo delle Pavimentazioni Stradali" - Numero di assi e distribuzione dei carichi per asse

Tipo di strada	Tipo di veicolo															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1) Autostrade extraurbane	12.2	-----	24.4	14.6	2.4	12.2	2.4	4.9	2.4	4.9	2.4	4.9	0.10	-----	-----	12.2
2) Autostrade urbane	18.2	18.2	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	1.6	18.2	27.3	-----
3) Extraurb. principali	-----	13.1	39.5	10.5	7.9	2.6	2.6	2.5	2.6	2.5	2.6	2.6	0.5	-----	-----	10.5
4) Extraurb. secondarie	-----	-----	58.8	29.4	-----	5.9	-----	2.8	-----	-----	-----	-----	0.2	-----	-----	2.9
5) Extraurb. second. turist	24.5	-----	40.8	16.3	-----	4.15	-----	2.0	-----	-----	-----	-----	0.05	-----	-----	12.2
6) Urbane di scorrimento	18.2	18.2	16.5	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	1.6	18.2	27.3	-----
7) Urbane di quartiere	80.0	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	20.0	-----	-----
8) Corsie preferenziali	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	47.0	53.0	-----
Tipo di veicolo				N° di assi			Distribuzione dei carichi per asse (KN)									
1) Autocarri leggeri				2			↓10		↓20							
2) Autocarri leggeri				2			↓15		↓30							
3) Autocarri medi e pesanti				2			↓40		↓80							
4) Autocarri medi e pesanti				2			↓50		↓110							
5) Autocarri pesanti				3			↓40		↓80		↓80					
6) Autocarri pesanti				3			↓60		↓100		↓100					
7) Autotreni ed autoarticolati				4			↓40		↓90		↓80		↓80			
8) Autotreni ed autoarticolati				4			↓60		↓100		↓100		↓100			
9) Autotreni ed autoarticolati				5			↓40		↓80		↓80		↓80		↓80	
10) Autotreni ed autoarticolati				5			↓60		↓90		↓90		↓100		↓100	
11) Autotreni ed autoarticolati				5			↓40		↓100				↓80		↓80	
12) Autotreni ed autoarticolati				5			↓60		↓110				↓90		↓90	
13) Mezzi d'opera				5			↓50		↓120				↓130		↓130	
14) Autobus				2			↓40		↓80							
15) Autobus				2			↓60		↓100							
16) Autobus				2			↓50		↓80							

La stima del *traffico di progetto*, richiede la conoscenza dei seguenti ulteriori parametri:

- Traffico giornaliero medio TGM – espresso in veicoli/giorno, riferito al numero totale di veicoli che transita nei due versi sull'intera sezione in esame esso viene determinato attraverso studi di traffico o determinato su indagini di osservazioni dirette;
- Percentuale dei veicoli commerciali (v_p);
- Coefficiente di ripartizione (F) che tiene conto della suddivisione del traffico nelle diverse corsie della sezione stradale;
- Vita Utile (L) espressa in anni, che rappresenta il periodo convenzionale di servizio della pavimentazione;
- Tasso di incremento annuo del traffico pesante (r) determinato su base statistica.

La stima del traffico di progetto, ovvero il numero totale di ripetizioni dell'asse standard risulta:

$$ESAL = 365 \cdot TGM \cdot v_p \cdot F \cdot C_e \cdot \frac{(1+r)^L - 1}{r}$$

Notiamo che esso è ottenuto dal prodotto del coefficiente di equivalenza globale (Truck factor) con il numero di passaggi di veicoli pesanti previsti sulla corsia più caricata lungo l'intera vita di progetto e verrà espresso in termini di assi equivalenti/mese.

2.2.3 FATTORI CLIMATICI

Le opere stradali, durante la loro vita, sono esposte ad azioni ambientali che incidono in maniera significativa sulle prestazioni. Il degrado della superficie stradale è prodotto dalla combinazione di diversi fattori ambientali. Uno dei principali responsabili, oltre all'applicazione dei carichi transitanti, sono i cambiamenti climatici stagionali combinanti con la presenza di acqua proveniente dagli eventi meteorologici o in alcuni casi dalla risalita di falde. L'acqua penetrando all'interno degli strati e combinata con il gelo induce ad effetti altamente dannosi. Un altro aspetto di primaria importanza sono le escursioni termiche giornaliere che variano continuamente durante la giornata, dando luogo a gradienti termici che condizionano fortemente la risposta strutturale.

In letteratura sono disponibili diverse formule che partendo dalle temperature medie dell'aria del sito di interesse, permettono di determinare i valori delle temperature all'interno della stratigrafia della pavimentazione, dove in funzione di esse è possibile determinare i moduli elastici dei conglomerati.

Una tra le formule più utilizzate è quella di "Yoder e Witczak" dove attraverso la temperatura media mensile dell'area, si ricavano i valori di temperatura del conglomerato bituminoso alle varie profondità z . La formula risulta:

$$T_{PAVi}(z) = (1.467 + 0.043 \cdot z) + (1.362 - 0.005 \cdot z) \cdot T_a$$

Dove:

- $T_{PAVi}(z)$ è la temperatura alla profondità z (espresso in cm), dello strato i -esimo appartenente alla sovrastruttura;
- T_a è la temperatura media dell'aria (in °C) – riferita al periodo in esame (stagione, mese, ecc.).

Tenuto conto che le proprietà meccaniche dei conglomerati bituminosi si modificano sensibilmente al variare della temperatura, tale operazione deve essere ripetuta per ciascun periodo dell'anno (stagione, mese, ecc.) a cui si associa una stessa temperatura media dell'aria e si ricavano i parametri meccanici degli strati della pavimentazione.

2.2.4 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la progettazione di una sovrastruttura stradale, specialmente con il metodo razionale, risulta necessario conoscere le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nei vari strati. D'altra parte è anche necessario individuare il comportamento a fatica dei materiali affinché si possa ricavare, dalla sequenza degli stati di sollecitazioni e di deformazione indotti nella sovrastruttura, la legge di accumulo del danno da fatica, e quindi la vita utile.

Per garantire la stabilità dell'intera opera e far sì che essa sia durevole nel tempo, bisogna progettare l'intera sovrastruttura garantendo dei valori minimi prestazionali ai valori meccanici dei materiali di ogni singolo strato. Nei paragrafi che seguono, si cercherà di illustrare alcune delle formulazioni presenti in letteratura che saranno utilizzate per la simulazione del caso studio proposto da SPEA, in particolare si metteranno a confronto le procedure di calcolo utilizzate sia da SPEA che dalla SAMPD.

2.2.4.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI SOTTOFONDI

Le caratteristiche di portanza del terreno di sottofondo molto spesso vengono espresse in termini di modulo elastico e di coefficiente di Poisson. Con riferimento al modulo elastico "E" questo può essere determinato:

- a) Da relazioni empiriche presenti in letteratura in grado di fornire il valore del modulo elastico E_{din} noti i parametri (Modulo di deformazione M_d , CBR) o in alternativa vengono misurati tramite prove di portanza direttamente in sito o in alcuni casi dalla ricostruzione in laboratorio di campioni rappresentativi;
- b) sulla base dei risultati di analisi geotecniche, provenienti da campagne di rilevamento eseguite direttamente in sito.

In mancanza di valori effettivamente misurati in sito, si può fare riferimento alle prescrizioni contenute all'interno dei Capitolati Tecnici d'Appalto riferiti alle normative nazionali.

Per la determinazione del modulo di progetto da utilizzare all'interno dei calcoli, si può fare riferimento alle formule proposte dal "Ferrari/Giannini" attraverso la determinazione del modulo di deformazione M_d o dell'indice CBR :

$$E_{din} (MPa) = 1.9 \div 2.1 M_d$$

$$E_{din} (MPa) = 100 \cdot CBR$$

In particolare quest'ultima espressione è analoga a quella proposta dall'AASHTO Guide e sviluppata da "Heukelom e Klomp" (1962):

$$M_r (psi) \cong 1500 \cdot CBR$$

dove M_r è il modulo resiliente, cioè il modulo elastico determinato in base alla deformazione risultante per effetto di carichi ripetuti.

I sottofondi in realtà hanno un comportamento elasto-viscoso ed i cedimenti che subiscono sotto l'azione di carichi mobili viaggianti a una certa velocità sono inferiori a quelli che si avrebbero se gli stessi carichi agissero staticamente. Ecco perché le formule riportate fanno riferimento ad un valore dinamico che assume valori maggiori rispetto ad un modulo statico ⁴.

Le procedure di calcolo SAMPD, per i sottofondi, assumono dei valori di modulo prestabiliti, in funzione alla classificazione delle terre presenti in sito o al tipo di materiale che si utilizzerà per lo strato. In Figura 8-2 sono rappresentati i valori di modulo elastico dei sottofondi generalmente utilizzati per le pavimentazioni flessibili.

Table 36. Elastic Moduli (MPa) of Subgrade Materials for the 1996 SAMDM

Selected Layers and Subgrade Material Classes	Elastic Moduli (MPa)
G7	120
G8	90
G9	70
G10	45

Figura 8—2. Valori di Modulo elastico dei sottofondi - Secondo il manuale SAMPD.

Per il coefficiente di *Poisson* ν si assumeranno valori differenti a seconda del modello di calcolo adottato in particolare: $\nu=0.4$ per la procedura di calcolo SPEA; mentre $\nu=0.35$ per la procedura di calcolo SAMPD.

⁴ Dalla legge dell'elasticità lineare dove $\epsilon = \sigma/E$ a parità di tensione per avere una deformazione minore dobbiamo avere un modulo elastico maggiore, questo spiega il motivo della scelta del modulo elastico dinamico con valori maggiori rispetto a quello statico.

2.2.4.2 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL MISTO GRANULARE NON LEGATO (MGNL)

Nei materiali granulari siamo in presenza di materiali non resistenti a trazione e la resistenza al taglio è affidata esclusivamente alla forza di attrito, dove quest'ultima sarà direttamente proporzionale alla sollecitazione agente in direzione normale alla superficie di scorrimento. Questo tipo di materiale, presentandosi privo di coesione non può avere un comportamento perfettamente elastico, ma per semplificare i calcoli e in coerenza alle ipotesi iniziali si assegnerà un valore di modulo elastico ideale ricavato attraverso prove sperimentali. Ipotizzando un materiale elastico, omogeneo e isotropo poggiante su un semispazio (sottofondo), applicando su questo materiale delle prove di portanza, il modulo elastico equivalente viene ricavato attraverso i valori dei cedimenti subiti dalla fondazione. Perciò alla luce di quanto appena detto, i valori dei moduli elastici per gli strati granulari poggianti su sottofondi, avranno valori da determinarsi di volta in volta in funzione delle caratteristiche del sottofondo.

Le caratteristiche meccaniche del misto granulare possono essere stimate facendo riferimento alla espressione utilizzata nella procedura di dimensionamento della "Shell Oil Company" e proposta da "Dormon e Metcalf" (1965) che, in virtù del comportamento non lineare dei materiali non legati, fa discendere il valore del modulo elastico del misto granulare dal suo spessore e dalle caratteristiche del terreno di sottofondo su cui è appoggiato:

$$E_2 = 0.206 \cdot h^{0.45} \cdot E_1$$

dove:

- E_2 = modulo elastico del misto granulare;
- E_1 = modulo elastico del sottofondo;
- h = spessore in mm dello strato di misto granulare.

la formula ha maggiore validità quando siamo nel caso: $2 \leq \frac{E_2}{E_1} \leq 4$, e per spessori del misto granulare compresi tra i 200 ed i 700 mm.

Dato che siamo in presenza di materiale non resistente a trazione, bisogna prestare particolare attenzione durante la determinazione della risposta tenso-deformativa dell'intera sovrastruttura che all'interno di questo strato (così come in tutti gli strati granulari non legati come i sottofondi) non risultino sollecitazioni che producono sforzi

di trazione, in caso contrario le ipotesi poste alla base del calcolo potrebbero risultare non soddisfatte.

Anche per i materiali in misto granulare non legato le procedure di calcolo SAMPD, assumono dei valori di modulo prestabiliti in funzione al tipo di materiale utilizzato. Per uno stesso materiale utilizzano differenti valori di modulo elastico in base alla posizione dello strato all'interno del pacchetto, ovvero se questo viene posizionato sopra o sotto lo strato di fondazione in misto cementato. In Figura 9-2 sono rappresentati i valori di modulo elastico dei misti granulari generalmente utilizzati, dove la penultima colonna indica i valori di modulo elastico da adottare se il misto granulare si trova al di sopra di uno strato di fondazione in misto cementato, mentre l'ultima colonna indica i valori del modulo di progetto se lo strato si trova al di sopra di un sottofondo.

Material Code	Material Description	Elastic Modulus	
		Support Condition	
		Over Cemented	Over Granular
G1	High quality crushed stone	250 – 1000 (450) ¹	150 – 600 (300)
G2	Crushed stone	200 – 800 (400)	100 – 400 (250)
G3	Crushed stone	200 – 800 (350)	100 – 350 (250)
G4	Natural gravel (base quality)	100 – 600 (300)	75 – 350 (225)
G5	Natural gravel	50 – 400 (250)	40 – 300 (200)
G6	Natural gravel (subbase quality)	50 – 200 (225)	30 – 200 (150)
EG4	Equivalent granular, G5/G6 parent material	–	200 – 400 (300)
EG5	Equivalent granular, G7/G8 parent material	–	100 – 300 (200)
EG6	Equivalent granular, G9/G10 parent material	–	30 – 200 (140)

Note

1. Values shown in brackets were used for the development of the catalogues in TRH4 (1996).

Figura 9—2. Valori di Modulo elastico dei misti granulari - Secondo il manuale SAMPD.

Per il coefficiente di *Poisson* – ν , anche qui si assumono valori differenti a seconda dell'approccio di calcolo che si segue, nello specifico: $\nu=0.4$ per la procedura di calcolo SPEA; mentre $\nu=0.35$ per la procedura di calcolo SAMPD, la scelta di un modulo di Poisson rispetto ad un altro, dato che i valori sono molto simili, non produrrà risultati di calcolo molto differenti.

2.2.4.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MISTI CEMENTATI

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche del misto cementato, bisogna tener conto che questo tipo di materiale, tende a fessurarsi sia per effetto dei fenomeni di ritiro che per le sollecitazioni indotte dai carichi stradali. Dalle fonti disponibili in letteratura, a causa dell'insufficienza di studi sperimentali sul comportamento del materiale, ci sono ancora dei dibattiti sui valori di modulo elastico da attribuire a questo materiale. I diversi enti provano a stimare i valori di modulo da assegnare ai misti

cementati, seguendo approcci e procedure di calcolo completamente diverse le une dalle altre riscontrando valori di modulo molto variabili.

In linea generale possiamo dire che la determinazione delle caratteristiche meccaniche degli strati di fondazione in misto cementato, possono determinarsi di volta in volta attraverso opportuni studi di laboratorio, al fine di progettare una miscela di materiale idonea a soddisfare i requisiti richiesti dal progettista in termini di resistenze meccaniche.

Focalizzando la nostra attenzione sulle procedure di calcolo di nostro interesse, quali SAMPD e SPEA, ci limiteremo a fornire le indicazioni da loro suggerite per la determinazione del modulo elastico di progetto da utilizzare all'interno dei calcoli.

Le procedure di calcolo SAMPD, dove per il misto cementato utilizzano un approccio di calcolo bifase, risulteranno quindi necessari due valori distinti di modulo elastico da assegnare in ogni fase. Secondo le norme TRH presenti all'interno del manuale di calcolo SAMPD, i valori dei moduli elastici da attribuire in ogni fase del misto cementato sono determinati in funzione della classe di appartenenza del materiale.

Come descritto al paragrafo precedente l'attribuzione di una classe di appartenenza è stabilita in funzione dei valori di resistenza a rottura registrati in laboratorio sottoponendo a rottura dei campioni rappresentativi del materiale che andrà ad utilizzarsi. In Figura 10–2, sono presenti i valori da utilizzare, secondo il manuale SAMPD e tratti dal “Overview of South African Mechanistic Pavement Design Method di THEYSE e DE BEER”.

Original Code	UCS (MPa) for pre-cracked condition	Parent Material Code	Pre-cracked condition		Post-cracked condition			
			Phase 1		Phase 2	Phase 3		
			Stage 1: Intact (GPa)	Stage 2: Shrinkage cracking (MPa)	Stage 3: Traffic associated cracking, transitional phase with micro cracking (MPa)	Stage 4: Broken up in equivalent granular state (Mpa)		
						Dry condition	Wet condition	Equivalent code
C1	6 - 12	Crushed stone G1	6 - 30	2500 - 3000	800 - 1000	400 - 600	50 - 400	EG1
		Crushed stone G3						EG2
C2	3 - 6	Crushed stone G2	3 - 14	2000 - 2500	500 - 800	300 - 500	50 - 300	EG2
		Crushed stone G3						EG3
		Gravel G4						EG4
C3	1.5 - 3	Gravel G4	2 - 10	1000 - 2000	500 - 800	200 - 400	20 - 200	EG4
		Gravel G5						EG5
		Gravel G6						EG6
		Gravel G7						EG7
		Gravel G8						EG8
C4	0.75 - 1.5	Gravel G4	0.5 - 7	500 - 2000	400 - 600	100 - 300	20 - 200	EG4
		Gravel G5						EG5
		Gravel G6						EG6
		Gravel G7						EG7
		Gravel G8						EG8
		Gravel G7						EG9
		Gravel G8						EG10

Figura 10—2. Valori dei moduli elastici in funzione della classe di misto cementato. “Manuale SAMPD”

All'interno del Capitolato tecnico di SPEA, per i misti cementati oltre a definire le materie prime e il tipo di legante da utilizzare, affinché il materiale possa risultare idoneo per la sua applicazione in cantiere sono definiti dei livelli minimi e massimi prestazionali in termini di tensioni di rottura, sia per la resistenza a compressione e sia per la resistenza a trazione.

Indipendentemente dai valori minimi o massimi di rottura presenti nel capitolato per il misto cementato, SPEA in fase di progetto assume un valore del modulo pari a 3000 MPa. Esso è un valore assunto in via precauzionale per considerare la grande variabilità di prestazione che il materiale può manifestare durante la produzione ed all'atto della messa in opera e sia per non trascurare i fenomeni di fessurazione che inevitabilmente lo interessano nel corso della sua vita utile.

Il valore di modulo assunto in fase di progetto, viene verificato a posteriori attraverso prove di controllo svolte in cantiere, dove i valori rilevati saranno confrontati affidando la verifica a dei monogrammi di controllo che oltre i 90 giorni di maturazione stabiliscono un intervallo di accettazione del modulo dinamico rilevato (mediante prova FWD) compreso tra 4000 e 12000 MPa. Osservando la figura 11-2, il valore di modulo deve rientrare all'interno della zona A del monogramma.

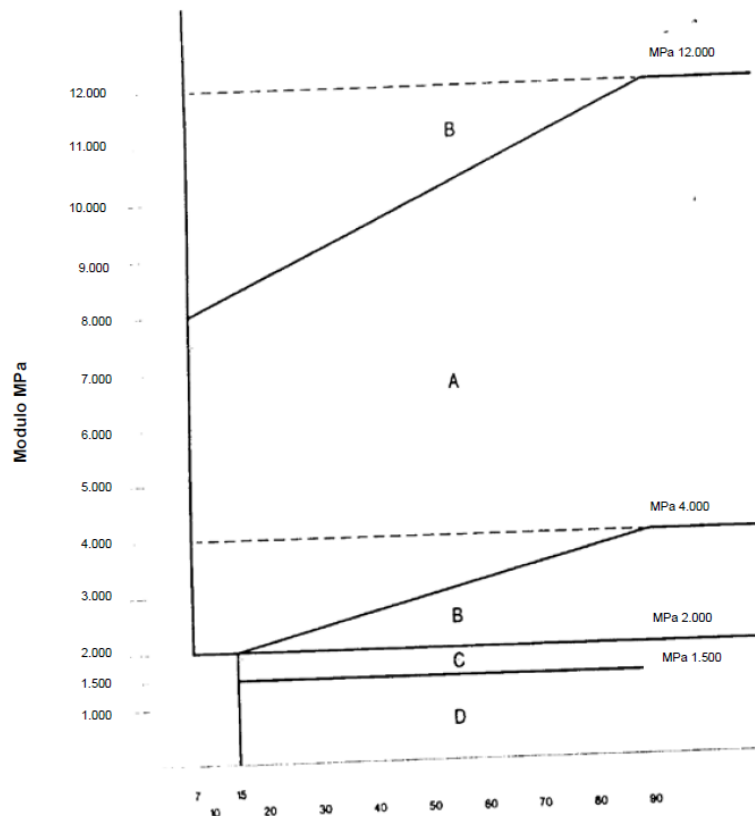


Figura 11—2. Monogramma di controllo per l'accettazione del misto cementato – “Capitolato SPEA”.

2.2.4.4 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI

2.2.4.4.1 MODULI ELASTICI DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI SECONDO L'APPROCCIO SAMPD

Per la determinazione dei moduli elastici dei conglomerati bituminosi, il manuale di calcolo SAMPD fornisce dei valori tabellati. In figura 12-2, sono presenti i valori dei moduli elastici, questi sono desunti in funzione delle temperature medie della zona in cui è ubicata la pavimentazione, dalle condizioni di esposizione del materiale e soprattutto in funzione del tipo e spessore dello strato.

TABLE 3 Elastic Moduli for Asphalt Layers

Material grading	Depth from surface (mm)	Stiffness values (MPa) based on temperature and material condition					
		Good condition or new material		Stiff, dry mixture		Very cracked condition	
		20° C	40° C	20° C	40° C	20° C	40° C
Values suggested by Freeme (11) in 1983							
Gap-graded	0 - 50	4000	1500	5000	1800	1000	500
	50 - 150	6000	3500	7000	4000	1000	500
	150 - 250	7000	5500	8000	6000	1000	500
Continuously graded	0 - 50	6000	2200	7000	4000	750	500
	50 - 150	8000	5500	9000	6000	1000	750
	150 - 250	9000	7500	10000	8000	1000	750
Values suggested by Jordaan (19) in 1993							
Gap-graded	0 - 50	1000	200	2000	300	600	200
	50 - 150	2000	300	3000	400	750	300
	150 - 250	3000	400	4000	500	800	400
Continuously graded	0 - 50	2000	300	3000	300	750	300
	50 - 150	4000	400	5000	600	800	400
	150 - 250	6000	1000	7000	1500	1000	750

Figura 12—2. Valori di Modulo elastico da attribuire agli strati in conglomerato bituminoso – “Manuale SAMPD”.

2.2.4.4.2 MODULI ELASTICI DEI CONGLOMERATI BITUMINOSI SECONDO L'APPROCCIO SPEA

Le caratteristiche meccaniche dei conglomerati bituminosi vengono generalmente espresse in termine di modulo elastico e di coefficiente di Poisson e valutate sulla base delle grandezze volumetriche che caratterizzano il conglomerato (percentuale dei vuoti e il volume percentuale degli aggregati) e dalle proprietà reologiche dei leganti (modulo complesso ridotto).

A causa del comportamento reologico del bitume, fortemente sensibile alle temperature, le caratteristiche meccaniche (modulo dinamico) si determinano in funzione delle temperature significative delle condizioni che si realizzano in sito. Le temperature di riferimento vengono ricavate attraverso la formula vista in precedenza al paragrafo 2.2.3. quindi, scelti i periodi di riferimento a cui attribuire il calcolo (mensile o stagionale), si calcolano i rispettivi valori dei moduli elastici.

Senza dilungarci molto sul comportamento e sulle proprietà reologiche dei bitumi, dove la trattazione esula dagli scopi del presente lavoro di tesi meritando una dissertazione propria; ci limiteremo ad elencare le sole formule utilizzate nel calcolo al fine di determinare i parametri elastici da inserire nelle leggi di degrado.⁵

MODULO DI RIGIDEZZA DEL BITUME

Le caratteristiche reologiche del legante bituminoso sono determinate attraverso il calcolo del modulo di rigidezza S_b . In base al tipo di bitume che si utilizza, quale normale o modificato, si avranno differenti formulazioni per la determinazione del modulo di rigidezza. Nel presente lavoro di tesi si sono considerati Bitumi MODIFICATI, perciò descriveremo la procedura riguardante solo questo tipo di materiale.

In mancanza di sperimentazione diretta sui leganti da utilizzare, per la stima delle proprietà reologiche del legante si può fare riferimento ai vari modelli matematici disponibili in letteratura, i quali propongono formulazioni matematiche per la determinazione dei parametri a cui risalire al calcolo del modulo di rigidezza S_b del bitume. Attraverso uno studio coordinato dal "Belgian Road Research Centre" è

⁵ Le formule e le spiegazioni che seguono, sono tratte da "SPEA Ingegneria Europea – Ufficio Infrastrutture di Trasporto (STD), TEMI PROGETTUALI DI APPROFONDIMENTO, Tema n.6, Dimensionamento Strutturale di Pavimentazioni Flessibili e Semirigide, Giugno 2014."

proposta una modellazione della relazione S_b -T mediante una funzione del tipo esponenziale, dove la formula è la seguente:

$$S_b \text{ (MPa)} = 627,45 \cdot e^{-0,1387 \cdot t_{PAV}(^{\circ}\text{C})}$$

In figura 13-2, è rappresentato in diagramma il modello matematico.

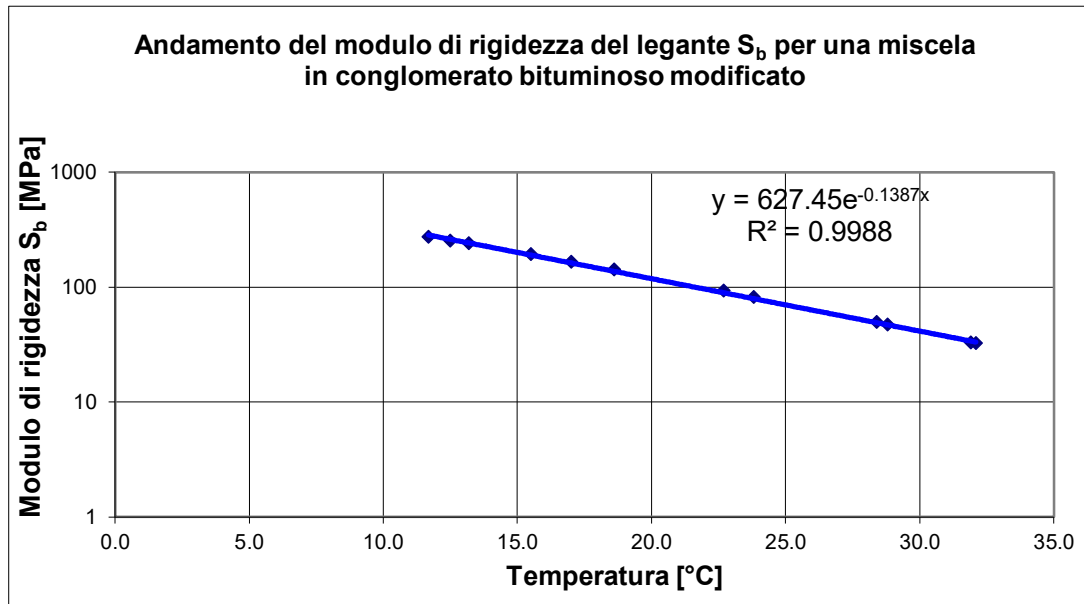


Figura 13—2. Estrapolazione della legge della variazione del modulo di rigidezza S_b con la temperatura

MODULO ELASTICO DEL CONGLOMERATO BITUMINOSO

Calcolato il modulo di rigidezza del solo legante bituminoso, attraverso la formula appena vista (funzione delle temperature), il calcolo procede con la determinazione del modulo elastico dell'intero conglomerato bituminoso.

Le caratteristiche meccaniche dei conglomerati bituminosi sono valutate facendo riferimento agli studi di "Francken" che fanno dipendere il loro modulo dinamico dalle grandezze volumetriche (percentuale dei vuoti e volume percentuale degli aggregati) e dalle proprietà reologiche dei leganti (modulo complesso ridotto).

La relazione proposta da Francken per la determinazione del modulo elastico del conglomerato bituminoso è la seguente:

$$|E^*| = E_{\infty} \cdot |R^*|$$

dove E_{∞} è il modulo vetroso del conglomerato (cioè il valore del modulo elastico per basse temperature e/o elevate frequenze di applicazione del carico) ed è calcolato con la seguente relazione:

$$E_{\infty} = 1.436 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{V_a}{V_b}\right) \cdot \exp(-5.84 \cdot 10^2 \cdot V_v)$$

mentre $|R^*|$ è il modulo ridotto del conglomerato e si determina come segue:

$$\log(|R^*|) = \log(|B^*|) \cdot \left[1 - F\left(\frac{V_a}{V_b}\right) \cdot H(|B^*|)\right]$$

Con

$$F\left(\frac{V_a}{V_b}\right) = 1.35 \cdot \left\{1 - \exp\left[-0.13 \cdot \left(\frac{V_a}{V_b}\right)\right]\right\} \quad e,$$

$$H(|B^*|) = 1 + 0.11 \cdot \log(|B^*|)$$

dove:

- V_a , V_b , V_v corrispondono rispettivamente alle concentrazioni volumiche di aggregati, bitume e vuoti. I valori di V_a , V_b , V_v che derivano dal contenuto di bitume e dalle densità della miscela bitume-aggregati sono determinati per i diversi strati in conglomerato bituminoso di cui si compone la sovrastruttura (usura, usura drenante, binder e base). All'interno del capitolato SPEA, sono presenti degli intervalli di valori delle caratteristiche volumetriche delle miscele costituenti i singoli strati.
- $|B^*|$ è il modulo ridotto del bitume, ricavato attraverso la correlazione con il modulo di rigidità S_b secondo la seguente espressione:

$$|B^*| \cong \frac{S_b}{3000}$$

Per il coefficiente di Poisson ν , si assumono valori differenti a seconda dell'approccio di calcolo che si segue, la scelta è la seguente: $\nu=0.35$ per la procedura di calcolo SPEA; mentre $\nu=0.44$ per la procedura di calcolo SAMPD.

2.3 LEGGI DI DEGRADO E VERIFICHE STRUTTURALI

2.3.1 LE LEGGI DI DEGRADO

Le moderne procedure di progetto delle sovrastrutture stradali flessibili come quella presentata nella guida “Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures” [NHCRP, 2004], utilizzano modelli di predizione del degrado che tengono conto di tutti i fenomeni di deterioramento che vi concorrono al fine di valutare il progetto in base a criteri di prestazione prestabiliti.

In letteratura troviamo svariate proposte di leggi di degrado, provenienti da diversi autori e centri di ricerca, la maggior parte di esse vengono definite in funzione del tipo di materiale utilizzato e soprattutto sono influenzate anche dal tipo di prova sperimentale da cui vengono ricavate. Ogni centro di ricerca determina delle leggi di degrado in modo da soddisfare principalmente le proprie esigenze, funzione sia dei “materiali propri” che generalmente utilizza e sia delle condizioni ambientali e al contorno (dati di traffico) che si presentano in un determinato paese. Risulta ovvio, che non tutte le leggi di degrado presenti in letteratura si prestano ed essere liberamente utilizzate da qualsiasi ente per soddisfare le proprie richieste, perché la scelta del tipo di legge da utilizzare influisce in modo diretto sui risultati ottenibili, anche in maniera differente.

In linea generale, lo studio della fatica (o del degrado) per un qualsiasi tipo di materiale, viene determinato sperimentalmente ed è visto come un processo atto a stabilire un legame tra il cambiamento delle proprietà meccaniche del materiale ed il numero di applicazioni di carico a cui il materiale riesce a resistere prima che si manifesti il raggiungimento di una determinata soglia di rottura.

Sottoponendo a prove sperimentali diversi campioni di un determinato materiale, la resistenza a fatica per N cicli di carico è definita come il valore dell'ampiezza della sollecitazione imposta per cui il criterio di rottura è soddisfatto all' N -esimo ciclo. La curva che esprime l'ampiezza di sollecitazione (tensione o deformazione) applicata in funzione del numero di cicli è, generalmente rappresentata da una retta sul piano bi-logaritmico (vedi Figura 14-2) dove in ascissa abbiamo il numero di cicli N , mentre in ordinata è rappresentata la sollecitazione applicata.

Il suo andamento è descritto da una relazione del tipo:

$$\varepsilon \text{ (oppure } \sigma) = A \cdot N^{-b}$$

Dove:

- ε o σ – rappresentano l'ampiezza iniziale del caricamento (in deformazione o in tensione) mantenuta costante durante tutto il periodo di prova ed imposta secondo una determinata condizione in funzione del tempo (sollecitazione impulsiva o andamento sinusoidale ecc.);
- N – è il numero di applicazioni di carico che si registrano fino al raggiungimento della rottura del materiale o al raggiungimento di una determinata soglia;
- A e b – sono dei coefficienti legati alla composizione ed alle proprietà della miscela e vengono determinati per regressione lineare dei dati ottenuti.

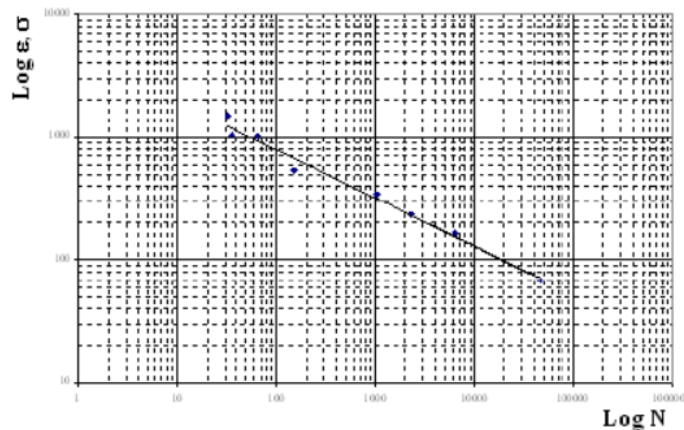


Figura 14—2. Rappresentazione delle curve di degrado nel piano bi-logaritmico N-e

Tale relazione può anche essere espressa nelle forme inverse (come si è abituati a trovarle in letteratura):

$$(1) \quad N = K \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^n \quad \text{o}$$

$$N = k_1 \cdot \varepsilon^{k_2} \cdot E^{k_3} \quad \text{per prove in controllo di deformazione;}$$

$$(2) \quad N = K (1/\sigma)^m \quad \text{per prove in controllo di tensione;}$$

Anche qui nelle formule appena descritte i coefficienti K , n , m e k_i ; di regressione sono legati alle caratteristiche del materiale ed alla metodologia e condizioni di prova.

Nel metodo di calcolo razionale, come abbiamo più volte evidenziato, si considerano le leggi di degrado (esprese nelle forme appena illustrate e di validità generale), per il calcolo di N – numero di cicli ammissibili (o di ripetizione del carico) che porta a rottura il materiale utilizzato all'interno degli strati presenti in un pacchetto di pavimentazione. Quindi in funzione di ogni strato della pavimentazione, cui ha un comportamento strutturale differente rispetto agli altri, si utilizzano specifiche leggi di degrado. In presenza di materiali legati (a bitume o con leganti idraulici) dotati di coesione interna il cui comportamento è governato principalmente dalla deformazione orizzontale di trazione che si manifesta alla base dello strato medesimo, in questo caso si utilizzano criteri di rottura a fatica. Mentre in caso di materiali granulari non legati il cui comportamento è governato dalla tensione (o deformazione) verticale agente sulla superficie dello strato, si utilizzano criteri di rottura per ormaimento.

In seguito si illustreranno le leggi di degrado utilizzate da SPEA (seguendo l'approccio di calcolo dell'Asphalt Institute) e le leggi di degrado proposte dalla SAMPD, dove entrambi i metodi di calcolo, sono stati utilizzati per la progettazione delle pavimentazioni di un caso studio reale sulla scorta di alcuni dati di input forniti da SPEA, a cui seguirà un confronto fra i due metodi (vedi il capitolo 6 per il caso studio).

2.3.1.1 LEGGI DI DEGRADO PER GLI STRATI IN CONGLOMERATO BITUMINOSO

2.3.1.1.1 APPROCCIO SPEA

Per quanto riguarda la fessurazione a fatica dei conglomerati bituminosi, la legge di fatica suggerita dall'Asphalt Institute ed utilizzata nel metodo di calcolo di SPEA assume la seguente forma:

$$N_f = f_1 \cdot \epsilon_t^{-f_2} \cdot E^{-f_3} = 0.02248 \cdot (C \cdot S_{FC}) \cdot \epsilon_t^{-3.291} \cdot E^{-0.854}$$

Dove:

- C – è un fattore che tiene in considerazione le qualità volumetriche della miscela in conglomerato bituminoso rispetto alla mix standard utilizzata dall'Asphalt Institute; e dato dalla formula:

$$C = 10^{4.84 \left(\frac{V_b}{V_a - V_b} - 0.69 \right)}$$

- S_{FC} – fattore di traslazione per tener conto degli effetti di autoriparazione del conglomerato bituminoso derivanti dalle proprietà viscosi del legante e dal maggior tempo di riposo tra l'applicazione di un carico ed il successivo che vi è nel caso reale rispetto alle più severe prove di laboratorio; secondo l'Asphalt Institute tali effetti sono responsabili di una vita utile effettiva superiore di 18,4 volte rispetto a quella misurata dalle corrispondenti prove di laboratorio;
- i parametri $f_1 = 0.02248 \cdot (C \cdot S_{FC})$, $f_2 = -3.291$ e $f_3 = -0.854$, vengono detti "coefficienti di regressione" opportunamente calibrati in laboratorio assumendo valori costanti, solamente il coefficiente f_1 , assume valori variabili in funzione delle proprietà volumetriche della miscela;
- ε_t – è la massima deformazione a trazione orizzontale che si manifesta alla base dello strato legato;
- E – è il modulo dinamico dello strato esaminato.

Un'altra formula utilizzata da SPEA per la fatica dei conglomerati bituminosi e quella proposta da Finn ed è la seguente:

$$N_f = 10^{-3.083} \cdot \varepsilon_t^{-3.291} \cdot E^{-0.854}$$

Assume la stessa forma della legge vista prima, la sola differenza sta nel primo termine f_1 che assume un valore diverso, ma in linea generale i risultati finali provenienti dall'applicazione delle due formulazioni appena viste possono essere confrontabili.

2.3.1.1.2 APPROCCIO SAMPD

Il metodo SAMPD per la verifica a fatica degli strati in conglomerato bituminoso, assume la seguente formula:

$$N_f = 10^{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\log \varepsilon_t}{\beta}\right)}$$

Dove:

- ε_t – è la massima deformazione a trazione orizzontale che si manifesta alla base dello strato legato come indicato in Figura 15-2;

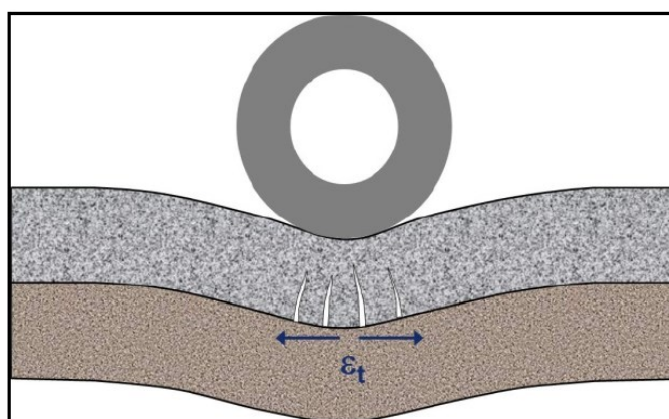


Figura 15—2. Posizione critica a cui è riferita la massima deformazione orizzontale alla base degli strati in conglomerato bituminoso.

- α e β – sono delle costanti tabellate (Vedi Tabella 3–2) scelte in funzione di alcuni fattori quali: spessore dello strato, tipo di strato (strato di usura o strati più profondi) e del quantitativo volumetrico dei vuoti della miscela, ovvero se a maglie aperte (pavimentazioni drenanti) o a maglie chiuse, oltre ad essere funzione del modulo elastico del materiale e soprattutto del livello di affidabilità funzione del livello di categoria stradale.

Tabella 3—2. Coefficienti da inserire nella formula di fatica dei conglomerati bituminosi. Approccio SAMPD

Thin Surfacing (< 50 mm)											
Reliability Level (Category)	Continuously Graded				Gap-graded						
	α		β		α			β			
95% (A)	17.40		3.40		15.79			3.705			
90% (B)	17.46		3.41		15.85			3.719			
80% (C)	17.54		3.42		16.93			3.736			
50% (D)	17.71		3.46		16.09			3.774			
Thick Asphalt Bases (> 75 mm)											
Reliability Level (Category)	Asphalt Stiffness (MPa)										
	1000		2000		3000		5000		8000		
	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	
95% (A)	16.44	3.378	16.09	3.357	15.78	3.334	15.52	3.317	15.086	3.227	
90% (B)	16.81	3.453	16.43	3.428	16.11	3.403	15.73	3.362	15.296	3.272	
80% (C)	17.25	3.543	16.71	3.487	16.26	3.435	15.83	3.383	15.390	3.291	
50% (D)	17.87	3.671	17.17	3.583	16.68	3.524	16.10	3.441	15.650	3.346	
Shift Factor for Crack Propagation											
If thickness of layer < 25 mm					SF = 1						(19)
If thickness of layer $\geq$ 25 mm					SF = 0.0489 • t – 0.2225						
Where t = Layer thickness in mm											

2.3.1.2 LEGGI DI DEGRADO PER GLI STRATI IN MISTO GRANULARE NON LEGATO

2.3.1.2.1 APPROCCIO SPEA

La natura ciclica dei carichi che transita sulla superficie stradale è tale da produrre, sulla sommità dello strato di fondazione o del terreno di sottofondo, delle tensioni verticali σ_v che possono creare abbassamenti sul piano viabile per effetto di accumulo di deformazioni plastiche ε_z lungo l'asse verticale. Il verificarsi di detto fenomeno (ormaiamento) è tanto più probabile quanto più elevato è il livello tenso-deformativo proveniente dalla sovrastruttura.

Come per le leggi di fatica viste in precedenza per gli strati legati, anche per gli strati non legati esistono criteri di verifica che sposano l'approccio di calcolo razionale. Per quanto riguarda la verifica della deformazione permanente del piano viabile (ormaiamento) la legge di degrado utilizzata è la seguente:

$$N_f = f_4 \cdot \varepsilon_c^{-f_5} = 1.365 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_c^{-4.477}$$

Dove:

- ε_c – massima deformazione di compressione che si realizza sulla sommità degli strati non legati;
- $f_4 = 1.365 \cdot 10^{-9}$, $f_5 = -4.477$; sono i coefficienti di regressione.

Altro criterio proposto per il sottofondo stradale, presente all'interno della metodologia di calcolo adottata da SPEA, riprende il modello sviluppato dal Transport Research Laboratory –TRL che assume la seguente formulazione:

$$\log N_f = -7.21 - 3.95 \cdot \log \varepsilon_z$$

Dove:

- ε_z – assume la stessa funzione vista prima ovvero, massima deformazione di compressione che si realizza sulla sommità degli strati non legati.

2.3.1.2.2 APPROCCIO SAMPD

Per la verifica della deformazione permanente del piano viabile (ormaiamento) la legge di degrado utilizzata da SAMPD per i sottofondi è la seguente:

$$N_f = 10^{(a - 10 \log \varepsilon_v)}$$

Dove:

- ε_v – è la massima deformazione di compressione che si realizza sulla sommità degli strati non legati (sottofondi) vedi figura 16-2;

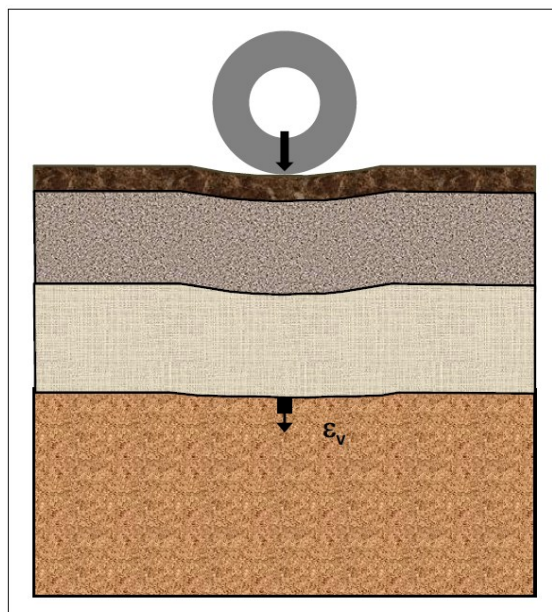


Figura 16—2. Posizione critica a cui é riferita la massima deformazione verticale in sommità del sottofondo.

- a – è un parametro da scegliere in funzione dell'affidabilità e quindi del livello di categoria di strada, oltre al grado di verifica che si vuole stabile; ad esempio se vogliamo raggiungere deformazioni permanenti di profondità massima di 10 o 20 mm. Sono delle costanti tabellate (Vedi Tabella 4-2) scelte in funzione del tipo di strada e di affidabilità.

Tabella 4—2. Valori del coefficiente “a” da inserire nella formula di verifica per il calcolo a deformazione permanente.

Reliability Level	Constants	
	A	
	10 mm Terminal Rut Depth	20 mm Terminal Rut Depth
95% (Category A)	33.30	36.30
90% (Category B)	33.38	36.38
80% (Category C)	33.47	36.47
50% (Category D)	33.70	36.70

2.3.1.3 LEGGI DI DEGRADO PER GLI STRATI IN MISTO CEMENTATO

Per la verifica strutturale degli strati in misto cementato, in letteratura non sono presenti molte formule che trattano in maniera completa e consolidata il comportamento di questo tipo di materiale, a volte seguono approcci anche completamente differenti. Alcuni autori cercano di fornire formulazioni basate sul solo calcolo a fatica, quindi considerando solo le massime deformazioni a trazione che si manifestano alla base dello strato, esaminando un comportamento unico e costante del materiale fino alle condizioni di rottura e, di rado troviamo formule di fatica dedicate limitandosi a fornire solo indicazioni sui parametri elastici di progetto o sulla verifica delle tensioni o deformazioni massime che possono manifestarsi all'interno dello strato quando si analizza la risposta della pavimentazione con la teoria del multistrato elastico.

Altri autori invece considerano il materiale, a comportamento variabile nel tempo, simulando un comportamento del materiale riconducibile ad uno *schema bi-fase*, in cui si susseguono:

- una *fase 1*, periodo iniziale di vita, durante la quale il materiale è supposto dotato di coesione interna e il cui comportamento è governato dalla deformazione orizzontale di trazione alla base dello strato medesimo, secondo un criterio di rottura a fatica;
- una *fase 2*, susseguente alla rottura per fatica, durante la quale il materiale viene assimilato ad un misto granulare tradizionale e il cui comportamento è governato dalla tensione/deformazione verticale agente sulla superficie dello strato, secondo un criterio di rottura per ormaiamento.

Gli enti che attualmente sposano il comportamento bifasico dei misti cementati (così come tutti i materiali granulari legati a bitume o da leganti idraulici) sono SAMPD – South African Mechanistic Pavement Design e AUSTRROADS in Australia.

2.3.1.3.1 APPROCCIO SAMPD

Come appena annunciato il misto cementato viene considerato a comportamento bifasico perciò:

FASE 1, il materiale subisce rottura per fatica e le formule utilizzate sono:

$$N_f = SF \cdot 10^{c \left(1 - \frac{\varepsilon}{d \cdot \varepsilon_b}\right)}$$

Dove:

- ε – è la massima deformazione a trazione che si realizza alla base dello strato considerato legato;
- ε_b – è la deformazione limite a rottura per trazione del materiale, calcolata sperimentalmente o in mancanza di dati, viene fornita in funzione alla classificazione del materiale; (vedi capitolo 3 e 4 sulle prove sperimentali)
- c e d – sono delle costanti tabellate in funzione del livello di affidabilità e della categoria di strada (vedi tabella 5-2).

Tabella 5—2. Coefficienti da utilizzare nelle formule di degrado del misto cementato. Approccio SAMPD

Reliability Level	Constants					
	Crush Initiation		Advanced Crushing		Effective Fatigue	
	a	b	a	b	c	d
50% (Category D)	8.216	1.21	8.894	1.31	7.06	7.86
80% (Category C)	7.706	1.31	8.384	1.23	6.87	7.66
90% (Category B)	7.506	1.10	8.184	1.20	6.84	7.63
95% (Category A)	7.386	1.09	8.064	1.19	6.72	7.49

FASE 2, il materiale viene assoggettato come un semplice misto granulare non legato, prendendo come parametro di controllo la massima tensione in sommità dello strato:

$$N_f = 10^{a \left(1 - \frac{\sigma_v}{b \cdot UCS}\right)}$$

Dove:

- σ_v – è la massima tensione verticale a compressione che si realizza in sommità dello strato;
- UCS – è la tensione verticale a rottura non confinata, calcolato sperimentalmente (vedi capitoli 3 e 4 sulle prove sperimentali);
- a e b – sono delle costanti tabellate in funzione del livello di affidabilità e della categoria di strada (vedi tabella 5-2).

Da precisare che il modulo elastico del materiale varia da fase 1 a fase 2.

In Figura 17-2 sono schematizzate le posizioni dei punti dove verranno presi i valori caratteristici di tensione e deformazione per lo studio dello strato in misto cementato.

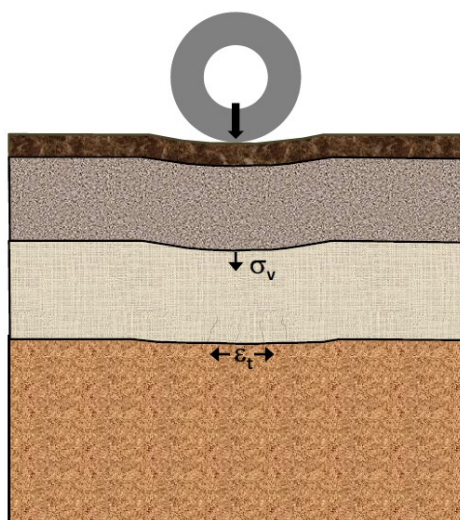


Figura 17—2. Posizione critica dei punti di controllo per lo studio del misto cementato.

Quindi ricapitolando, le leggi di degrado utilizzate nei calcoli che seguiranno nei capitoli successivi, affrontando casi studio reali, sono riassunte nella seguente tabella 6-2.

Tabella 6—2. Leggi di degrado assunte nel caso studio – Confronto SPEA-SAMPD

CONGLOMERATI BITUMINOSI (Rottura a Fatica)	
ASPHALT INSTITUTE - SPEA	SAMPD
$N_f = f_1 \cdot \varepsilon_t^{-f_2} \cdot E^{-f_3}$ $(1) N_f = 0.02248 \cdot (C \cdot S_{FC}) \cdot \varepsilon_t^{-3.291} \cdot E^{-0.854}$ $(2) N_f = 10^{-3.083} \cdot \varepsilon_t^{-3.291} \cdot E^{-0.854}$	$N_f = 10^{a \left(1 - \frac{\log \varepsilon_t}{\beta}\right)}$
MISTI GRANULARI NON LEGATI (ormaiamento)	
ASPHALT INSTITUTE - SPEA	SAMPD
$(1) N_r = f_4 \cdot \varepsilon_c^{-f_5} = 1.365 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_c^{-4.477}$ $(2) \log N_r = -7.21 - 3.95 \cdot \log \varepsilon_z$	$N = 10^{(\alpha F + \beta)} - (\text{misti granulari})$ $N_r = 10^{(a - 10 \log \varepsilon_v)} - (\text{sottofondi})$
MISTO CEMENTATO – solo SAMPD	
FASE 1 – a fatica	FASE 2 - ormaiamento
$N_f = SF \cdot 10^{c \left(1 - \frac{\varepsilon}{a \cdot \varepsilon_b}\right)}$	$N_r = 10^{a \left(1 - \frac{\sigma_v}{b \cdot UCS}\right)}$

2.3.2 VERIFICHE STRUTTURALI IN TERMINI DI DANNO E VITA UTILE

La verifica strutturale di una pavimentazione è lo step finale previsto dall'intero processo progettuale, essa prevede la determinazione del numero totale di ripetizioni di carico ammissibili e la durata della vita utile, intesa come tempo trascorso fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Per entrambi gli approcci di calcolo (SPEA e SAMPD) viene trattata separatamente la fessurazione a fatica dei materiali legati (quali gli strati superficiali in conglomerato bituminoso e quelli legati con legante idraulico) messa in relazione con la massima deformazione di trazione degli strati legati e la formazione di ormaie (deformazione permanente del piano viabile), quest'ultimi relazionati con la massima deformazione di compressione che si realizza sulla sommità degli strati non legati.

Nei criteri di verifica regolamentati dell'Asphalt Institute (a cui fa riferimento SPEA), il raggiungimento delle condizioni ultime corrisponde ad una fessurazione sul 20% della superficie della pavimentazione ed alla formazione di ormaie aventi una profondità di 1.27 cm.

Mentre per quanto riguarda il metodo SAMPD, il raggiungimento delle condizioni ultime è funzione del livello di affidabilità imposto nel progetto. Secondo il manuale di calcolo SAMPD, per le pavimentazioni flessibili, sono previsti 4 livelli di affidabilità quali (Figura 18-2):

Table 24. Percentile Levels Recommended for Data Processing for Flexible Pavements

Road Category	Percentage of Road Allowed to Perform Unsatisfactorily at the End of the Design Period	Recommended Percentile Level for Data Processing
A	5	95
B	10	90
C	20	80
D	50	50

Figura 18—2. Livelli di affidabilità previsti per il progetto di pavimentazioni flessibili - "Manuale SAMPD".

Dove ad esempio per una strada di categoria A, è previsto che il calcolo venga svolto con un'affidabilità del 95%, questo in termini prestazionali significa che è permesso un raggiungimento fino al 5% di superficie fessurata. Mentre per quanto riguarda il raggiungimento ultimo dal punto di vista delle deformazioni permanenti (ormaie), è

permesso un valore limite di profondità compreso tra i 10 e i 20mm. Per il calcolo degli N-cicli ammissibili, le differenti formule di degrado viste in precedenza, variano in funzione di alcuni coefficienti caratteristici funzioni a loro volta del livello di affidabilità scelto.

Per ogni tipologia strutturale e per ogni diversa ipotesi analizzata (scenari di traffico, caratterizzazione dei materiali, ecc...), i risultati verranno espressi sotto forma di:

- *danno elementare* relativo ad ogni mese dell'anno medio inteso come valore massimo tra i due criteri di fatica considerati e con riferimento allo strato più sollecitato;
- *danno cumulativo* relativo all'anno medio, ottenuto come somma algebrica dei danni elementari sopra detti;
- *vita utile*, corrispondente al numero di anni medi (o porzioni di questo) necessari al raggiungimento di un valore unitario del danno.

Facendo riferimento ai criteri limite di progetto, si valuta il danno cumulato corrispondente sia alla fessurazione a fatica sia alla formazione di ormaie utilizzando la legge di "Miner" meglio nota come "legge di accumulo lineare del danno da fatica", espressa secondo la seguente relazione:

$$D = \sum_{i=1}^I \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

Dove:

- n_i è il numero effettivo di ripetizioni di assi transitati – ricavati dal dato di traffico e assunto come dato del problema;
- N_i è il numero di cicli che porta a rottura il materiale, qualora l'ampiezza di deformazione fosse mantenuta costante e pari a ϵ_i , ricavato dalla determinazione delle massime deformazioni provenienti dallo studio del multistrato elastico.

Ricavato il danno cumulato – D, la vita utile (V.U.) della pavimentazione può essere ricavata attraverso la seguente relazione:

$$V.U. = m \cdot D^{-1}$$

Dove m – sono il numero di anni minimi riferiti al periodo di progetto (generalmente pari a 20anni).

Supposto di aver risolto la struttura per un numero di periodi dell'anno pari a k determinando altrettante coppie di valori (Ξ_i , N_i), l'equazione che consentirà di determinare il numero N_x di passaggi dell'asse standard che porta al collasso per fatica la pavimentazione sarà la seguente:

$$\sum_{i=1}^k \frac{N_x/k}{N_i} = 1$$

Una volta individuato il numero totale N_x dei passaggi riferiti all'asse standard che la pavimentazione può sopportare, la determinazione della vita utile espressa in anni è calcolata dividendo tale valore N_x per la popolazione dei veicoli annui in assi standard equivalenti.

Nel caso ad esempio si decida di suddividere l'anno in quattro periodi corrispondenti alle quattro stagioni, la determinazione del numero massimo di passaggi dell'asse standard assume la seguente espressione:

$$N_{tot} = \frac{4N_{tot1} \cdot N_{tot2} \cdot N_{tot3} \cdot N_{tot4}}{N_{tot2} \cdot N_{tot3} \cdot N_{tot4} + N_{tot1} \cdot N_{tot3} \cdot N_{tot4} + N_{tot1} \cdot N_{tot2} \cdot N_{tot4} + N_{tot1} \cdot N_{tot2} \cdot N_{tot3}}$$

2.3.3 VERIFICA DELLA PAVIMENTAZIONE ATTRAVERSO IL METODO BIFASE

Nel caso in cui siamo in presenza di una pavimentazione dove sono presenti strati di fondazione in misto cementato o strati costituiti da materiale stabilizzato a freddo (come ad esempio le emulsioni bituminose o i bitumi schiumati) il calcolo richiede che la pavimentazione venga modellata in maniera differente.

Come abbiamo visto, questi materiali nel periodo iniziale di esercizio, (FASE1) possono essere assimilati a dei materiali legati dotati di resistenza a trazione ed alto valore di modulo elastico. Dopo pochi anni di esercizio quando si trovano in uno stato di fessurazione avanzata, (FASE2) possono essere equiparati a dei materiali granulari non legati e non resistenti a trazione, dove il modulo elastico non corrisponderà più al valore inizialmente assunto ma avrà un valore sicuramente più basso. Benché tale variazione di comportamento avvenga gradualmente nel tempo, per semplicità di approccio impostiamo il calcolo in due fasi. Il calcolo della pavimentazione viene eseguito in maniera analoga a quanto visto fin ora, ma operando distintamente per ogni fase. Alla fine della risoluzione delle due fasi, la vita utile globale dell'intera pavimentazione viene ricavata correlando il numero di cicli finali provenienti da ogni fase.

Operativamente il calcolo può essere impostato in questa maniera:

Si definisce la configurazione strutturale dell'intera pavimentazione dove per ogni strato si attribuiranno gli spessori e le caratteristiche meccaniche dei materiali (moduli elastici e rapporto di poisson). Per i conglomerati bituminosi i moduli elastici saranno funzione del numero dei periodi di riferimento scelti, mentre solo per lo strato interessato dal comportamento bifasico si adotteranno valori differenti di modulo elastico in funzione della fase che stiamo considerando.

FASE 1

Solo per lo strato interessato dal comportamento evolutivo si attribuisce un valore di modulo elastico equiparabile ad un materiale legato.

Attraverso la risoluzione del multistrato elastico, si estraggono i valori tenso-deformativi nei punti di interesse caratteristici per ogni strato.

Applicando le leggi di degrado per ogni strato della pavimentazione, ricaviamo il numero N di cicli ammissibili dove indicheremo N_{i-1} il numero di cicli ammissibili dello strato i -esimo in fase 1.

Dai cicli ammissibili appena ricavati, vediamo quale tra essi è il minore, se tra essi risulta lo strato in misto cementato si procede con il calcolo di fase 2, altrimenti la capacità strutturale corrisponderà allo strato che va in crisi e il calcolo del danno e vita utile può essere ricavato attraverso la legge di Miner.

FASE 2:

Si procede in maniera analoga a quanto visto per la fase 1, con la sola differenza che il calcolo viene svolto attribuendo allo strato in misto cementato un valore di modulo elastico ridotto. Questo implicherà un aumento tensionale in tutti gli altri strati.

Applicando le leggi di degrado per ogni strato della pavimentazione, ricaviamo il numero N di cicli ammissibili dove indicheremo N_{2-i} il numero di cicli ammissibili corrispondenti allo strato i -esimo in fase 2.

A questo punto, calcolata la pavimentazione in entrambe le fasi, dove per ogni fase abbiamo il set di valori di cicli N_1 (per la fase 1) e N_2 (per la fase 2) per il calcolo finale dei cicli si procede in questa maniera:

Per il solo strato caratterizzato dal comportamento bifasico (nel nostro caso il misto cementato), il valore totale dei cicli di carico risulta essere la somma dei cicli accumulati durante le due fasi $N_{mc-1} + N_{mc-2}$.

Mentre per tutti gli altri strati, se durante la prima fase gli altri strati ("i") che costituiscono la sovrastruttura hanno tutti una vita utile (N_{i-1}) superiore a N_{mc-1} , tale eccesso ($N_{i-1} - N_{mc-1}$) va moltiplicato per il rapporto:

$$F = N_{i-2} / N_{i-1}$$

dove N_{i-2} è il numero di cicli dello stesso strato calcolato nelle condizioni di seconda fase. In tal caso il numero totale dei cicli dello strato i -esimo risulterebbe essere:

$$N_{i-tot} = N_{mc-1} + (N_{i-1} - N_{mc-1}) \cdot \frac{N_{i-2}}{N_{i-1}}$$

In caso contrario, se uno strato qualsiasi della pavimentazione va in crisi per un numero di cicli N_i inferiore a N_{mc-1} , è evidente che questo determina la vita utile dell'intera pavimentazione senza l'instaurarsi della seconda fase.

Il calcolo è schematizzato in figura 19 – 2.

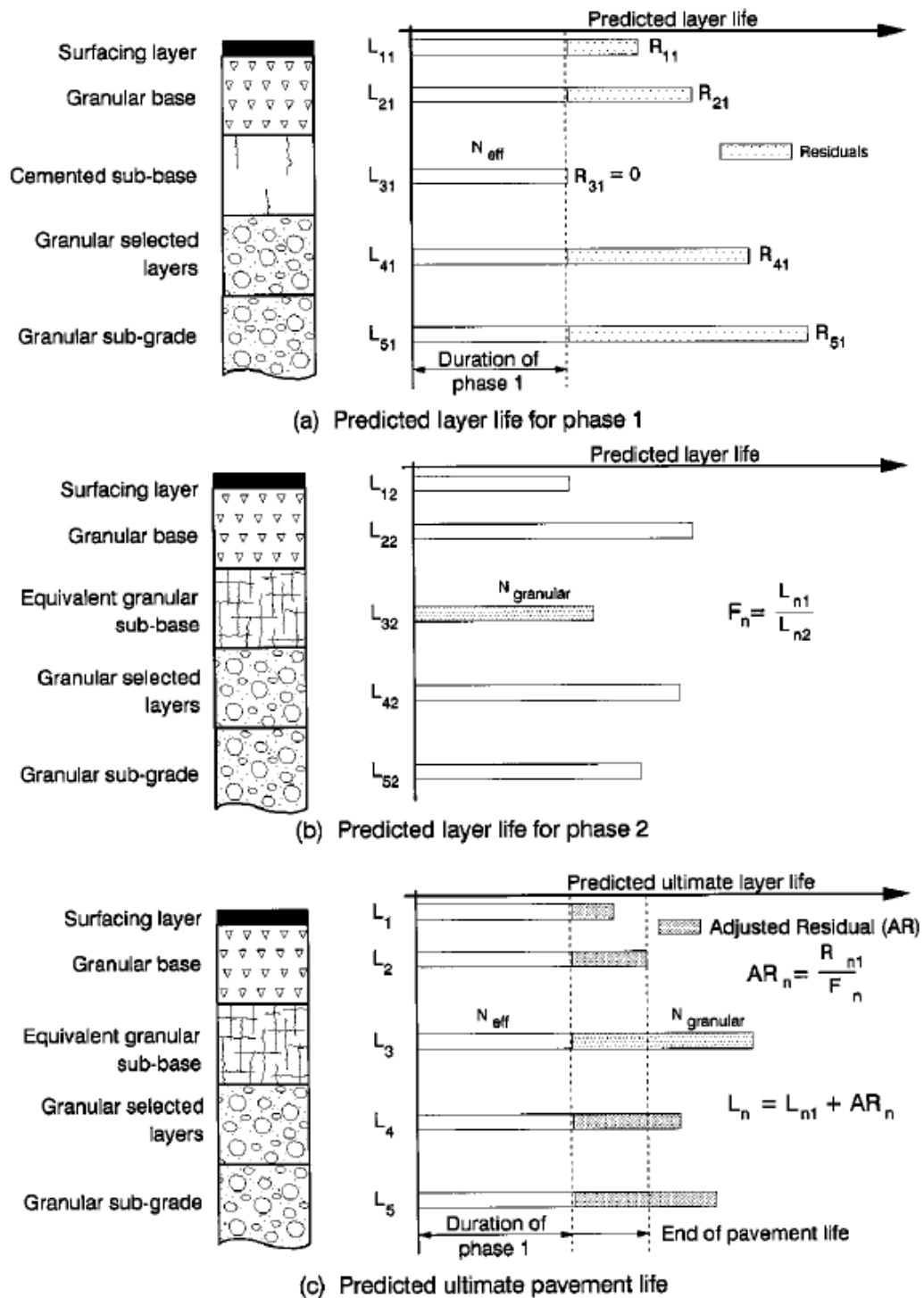


Figura 19—2. Schema per il calcolo finale del numero di cicli in Fase1 e Fase2

PARTE II – PROVE SPERIMENTALI

3. PROGRAMMAZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI

3.1 SCOPO DELLE PROVE E PROGRAMMA SPERIMENTALE

La scelta di inserire all'interno del lavoro di tesi delle prove sperimentali, ha origine da un lavoro di tirocinio svolto da me stesso all'interno della società SPEA. L'esigenza dello studio è quella di orientarsi ad una procedura di calcolo, delle pavimentazioni stradali semirigide, diversa rispetto a quella attualmente utilizzata dalla società.

Il nuovo metodo di calcolo considera per gli strati di fondazione legati (a bitume o con leganti idraulici) un approccio di calcolo che potremmo definire “evolutivo”, in quanto tiene in considerazione un decadimento progressivo del materiale riconducibile ad un metodo bi-fase, di cui ampiamente descritto nei capitoli precedenti. Attualmente, il metodo non è largamente diffuso in tutti i paesi, sono ancora in pochi ad utilizzarlo, questo a causa dalle incertezze e soprattutto l'insufficienza di dati sperimentali riscontrabili con prove in larga scala, risultando ancora tutt'oggi un metodo non consolidato e orientando la scelta del progettista a metodi più comprovati. A causa delle incertezze e la mancanza di dati è nata l'esigenza, da parte della società, di realizzare delle prove sperimentali esplorative che potessero relazionare gli studi alla possibilità di controllare, in maniera più o meno accurata, i vari fattori coinvolti nell'intero processo progettuale, cercando di integrare il nuovo metodo all'interno dell'attuale procedura di calcolo, orientandosi verso un approccio avanzato che tenga conto delle peculiarità che contraddistinguono gli strati di fondazione in misto cementato.

Il programma sperimentale riguarda, nello specifico, la determinazione dei parametri meccanici delle miscele in misto cementato, utili per poter classificare il materiale in accordo alle norme SANS che regolamentano il metodo di calcolo razionale sud africano SAMPD.

Prendendo in esame una singola miscela rappresentativa e di composizione predefinita sulla base delle indicazioni fornite da SPEA, il programma sperimentale proposto ha previsto le seguenti attività:

- caratterizzazione preliminare dei materiali di base, per la produzione delle miscele di misto cementato e, confronto con le prescrizioni di capitolato;
- confezionamento dei campioni di prova verificando la densità ottima, il contenuto di legante e di umidità, secondo i dati forniti da SPEA;
- determinazione della resistenza a trazione indiretta ITS, seguendo e confrontando sia le prescrizioni della normativa Europea e sia la normativa Sudafricana;
- determinazione della UCS - resistenza a compressione assiale non confinata, in condizioni sature, in accordo alle norme Sudafricane.

Va precisato che, date le risorse limitate in termini di tempo e soprattutto in numero di campioni utilizzati per le prove sperimentali, la determinazione dei parametri seppur riconducibili ad un ambito di validità ristretto e assolutamente non generalizzabile, i risultati prodotti sono stati utili per poter permettere simulazioni di calcolo teoriche che saranno descritte nei capitoli più avanti, dando in primo luogo a risultati apprezzabili per futuri studi o per il progetto delle pavimentazioni.

3.2 CARATTERIZZAZIONE PRELIMINARE DEI MATERIALI

Per poter svolgere le prove sperimentali la società ha fornito sia il materiale legante (cemento) e sia l'inerte, quest'ultimo proveniente da alcune centrali di produzione, vicine ai loro cantieri, in maniera tale che si possa riprodurre realmente quello che usualmente utilizzano in sito. Il materiale è stato fornito in forma sciolta all'interno di sacchi in plastica, in modo che il contenuto di umidità naturale si mantenga costante ai valori presenti al momento del prelievo.

La prima operazione è stata quella di classificare il materiale, dal punto di vista granulometrico e verificare che esso sia rispondente alle prescrizioni minime di capitolato tecnico della società stessa per gli strati in misto cementato.

3.2.1 ANALISI GRANULOMETRICHE

La classificazione degli aggregati di una terra sciolta, viene effettuata in base alla distribuzione granulometrica ovvero, l'assortimento dimensionale delle sue particelle elementari. Essa viene ricavata sperimentalmente in laboratorio, mediante analisi granulometrica, su di un campione di materiale che sia rappresentativo per l'intero ammasso da cui è stato estratto e in base alle dimensioni degli elementi essa viene condotta per:

- *setacciatura*, quando i grani hanno dimensioni prevalentemente grosse (diametri di dimensioni maggiori di 0.063 mm);
- *sedimentazione*, se siamo in presenza di terre fini come limi e/o argille (dimensioni minori di 0.063mm); dove l'analisi viene svolta ponendo una porzione di materiale disperso in soluzione acquosa, e le particelle sospese si accumulano sul fondo per effetto della gravità. Durante il processo di sedimentazione, si relaziona la variazione delle dimensioni delle particelle di terra con la variazione della densità della soluzione acqua-terra misurata con cadenza temporale di tipo logaritmico mediante areometro.

I risultati provenienti dell'analisi vengono di solito rappresentati mediante un diagramma di distribuzione di frequenza (valori dei trattenuti parziali ai singoli setacci) oppure mediante un diagramma di frequenza cumulata (valori dei passanti totali) comunemente denominato diagramma o curva granulometrica. Quest'ultimo con riferimento ad un sistema di assi cartesiani nel quale le ascisse, in scala logaritmica, rappresentano le dimensioni dei vari elementi e le ordinate, in scala naturale, le percentuali cumulate (in peso), di materiale di dimensioni inferiori alla corrispondente ascissa.

Prima di eseguire la vagliatura granulometrica, è necessario svolgere delle operazioni preliminari in modo da rendere rappresentativo il campione da sottoporre ad analisi rispetto all'intero lotto, di seguito, vengono descritte le fasi da seguire per eseguire una analisi granulometrica:

- a) *Scelta del quantitativo (in massa) di materiale da prelevare*. La norma (UNI EN 933-1:1999) dà delle indicazioni sul quantitativo in massa di materiale da prelevare e da sottoporre alle prove in funzione della dimensione massima dell'aggregato presente. I valori indicati nella norma sono rappresentati nella seguente Tabella 1-3:

Tabella 1—3. Massa della porzione di prova per aggregati di massa volumica normale.

Dimensione massima dell'aggregato <i>D</i> mm	Massa della porzione di prova (minimo) kg
63	40
32	10
16	2,6
8	0,6
≤ 4	0,2

Dopo una rapida analisi visiva (o attraverso l'ausilio di un setaccio) dell'intero mucchio di materiale, si annotano le dimensioni massime presenti e in funzione di queste si decide il quantitativo minimo da prelevare e da sottoporre ad analisi.

- b) *Quartatura* - Stabilito il quantitativo di materiale, per far sì che esso risulti omogeneo rispetto al mucchio di appartenenza, si preleva attraverso procedure dette di "quartatura" secondo la norma (UNI EN 932-2:2000). La quartatura consiste in una riduzione progressiva di un volume (o massa), fino alle quantità desiderate per la prova o secondo la portata dei macchinari disponibili in laboratorio. Si dispone il materiale in cumoli o in «torte» con altezza di circa $\frac{1}{4}$ del raggio della torta. Si divide in quattro la torta e si prelevano (scartando) i due spicchi opposti, i rimanenti si rimescolano e si forma una nuova torta, ripetendo il procedimento fino ad ottenere la quantità in peso o in volume di materiale utile per la prova, avendo cura di mantenere il materiale omogeneo in tutte le sue proprietà (vedi figura 1–3).

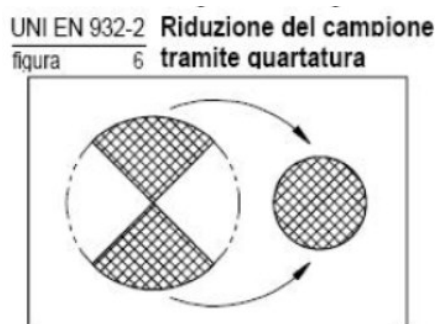


Figura 1—3. Operazione di quartatura; riduzione del campione.

- c) *Essiccazione in forno a 105°C* – Terminate le operazioni di quartatura si pesa il materiale e, verificando che esso si avvicini alle dimensioni stabilite nel precedente punto a), si determina la massa del campione alla stato naturale - m_U (terra umida) successivamente il campione viene messo ad essiccare in stufa a 105°C eliminando, per evaporazione, tutta l'acqua adsorbita nei grani o acqua pellicolare le quali sono responsabili dei legami coesivi che creano dei grumi inducendo ad errori di interpretazione granulometrica. Il tempo di essiccazione in forno dura, per un tempo necessario, fino a quando la variazione in massa del materiale non registra valori costanti. Alla fine dell'operazione di essiccazione si misura la massa finale del campione secco - m_S e per differenza rispetto alla massa umida si determina il quantitativo di acqua naturale che era presente all'interno della terra w_N , dove viene ricavata attraverso la seguente formula:

$$w_N \% = \left(\frac{m_U - m_S}{m_S} \right) \cdot 100$$

- d) Dopo una prima essiccazione in forno, è possibile sottoporre direttamente il campione a setacciatura (se il materiale presenta visivamente alte percentuali di materiale grosso), in questo caso si tratta di "*vagliatura a secco*", ma molto spesso può precedere un'operazione detta di *lavaggio*. Il lavaggio consiste nel lavare letteralmente il materiale in acqua corrente fin quando le acque escono limpide dagli stacci, durante l'operazione il materiale viene sottoposto a vagliatura manuale attraverso l'uso di due soli setacci uno di dimensioni 2mm e l'altro 63 μ m. L'acqua che fluisce, contiene al suo interno particelle di materiale fino (passante al setaccio di apertura 63 μ m), dove questo può essere ulteriormente raccolto in contenitori e sottoposto ad ulteriore analisi per sedimentazione. Con questa procedura si cerca di eliminare tutto il materiale fino difficilmente quantificabile con le normali procedure di vagliatura a secco, in quanto è un materiale che rimane attaccato sulla superficie dei grani più grossi. Dopo l'operazione di lavaggio si ripete l'operazione di essiccazione in stufa e successivamente si misura nuovamente la massa del materiale secco, dove per differenza delle masse secche (registrate prima e dopo il lavaggio) si determina il quantitativo di materiale fino perso durante la procedura di lavaggio.

e) *Vagliatura granulometrica* - Una volta essiccato il materiale in forno, si pesa (determinando la massa secca) e successivamente si esegue la vagliatura granulometrica. Per effettuare l'analisi granulometrica si utilizza in accordo all'attuale norma utilizzata in Italia (UNI CEN ISO/TS 17892-4), che prevede l'impiego di una serie di stacci (non meno di 12) con apertura delle maglie quadrate di dimensioni comprese tra 125 e 0.063 mm, o in campo internazionale viene spesso utilizzata la serie ASTM con stacci di aperture da 0.037 mm a 127 mm. L'analisi viene svolta impilando la serie di setacci posti in cascata con dimensioni decrescenti dall'alto verso il basso, avendo cura di selezionare il primo staccio (quello di dimensione maggiore) in modo che il campione vi risulti totalmente passante, mentre per ultimo si dispone un contenitore con fondo chiuso che trattiene tutto il materiale fino passante all'ultimo setaccio di apertura 63µm (vedi figura 2-3). Il materiale trattenuto dal fondo può essere successivamente analizzato per sedimentazione per un'analisi più accurata. A seguito delle operazioni di vagliatura, generalmente effettuate per via meccanica con vibrovaglio, sul materiale trattenuto a ogni staccio adeguatamente essiccato si determina:

- La massa secca T_i del materiale trattenuto al setaccio i -esimo, avente dimensioni d_i ;
- La massa cumulata P_i di materiale passante attraverso il setaccio con dimensioni d_i ;
- La percentuale di passante p_i attraverso il setaccio avente dimensioni d_i :

$$\%p_i = 100 \cdot \left(\frac{P_i}{P_s} \right) = 100 \cdot \left(1 - \frac{\sum_i T_i}{P_s} \right)$$

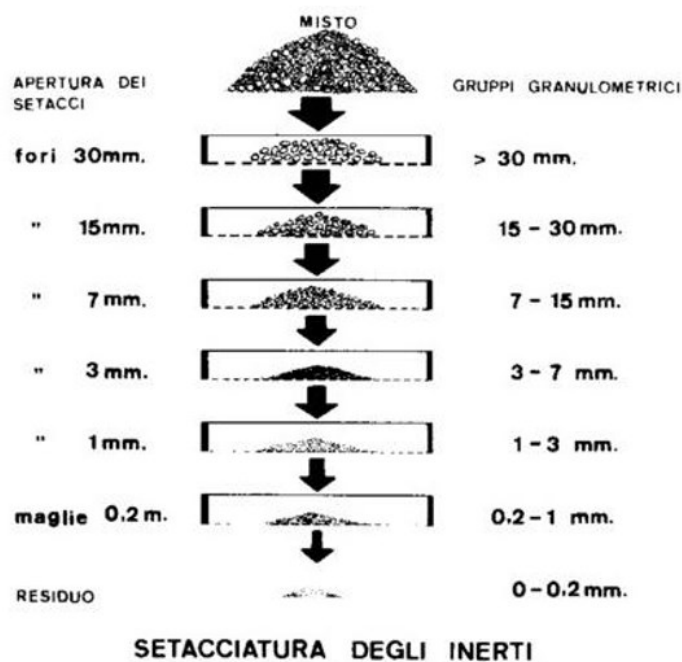


Figura 2—3. Esempio di setacci impilati secondo l'ordine decrescente di apertura delle maglie.

- f) *Curva granulometrica* – è l'operazione finale, dove è rappresentato sugli assi coordinati rispettivamente in ascissa le dimensioni dei diametri D_i (in scala logaritmica) mentre in ordinate le percentuali p_i (ricavato attraverso la formula appena vista) del materiale passante al rispettivo staccio di apertura corrispondente al diametro D_i (vedi figura 3 – 3).

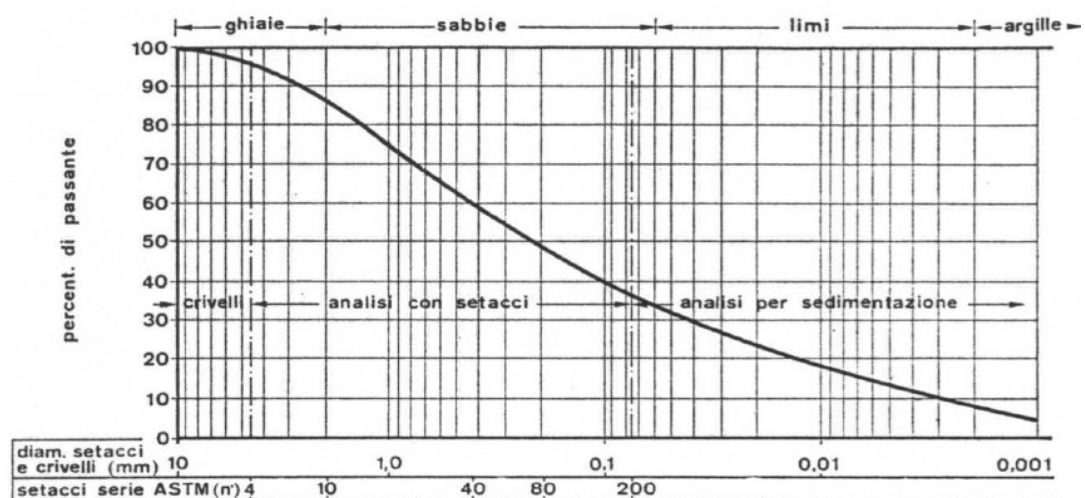


Figura 3—3. Esempio di Curva Granulometrica.

3.3 PREPARAZIONE DEI PROVINI

La seconda fase del programma sperimentale, prevede la realizzazione di provini da sottoporre a successive prove di rottura e, in un secondo momento i dati ricavati saranno impiegati per la classificazione del materiale, mentre i valori dei parametri meccanici saranno utilizzarli all'interno dei calcoli progettuali.

La programmazione e la scelta del numero e tipologia dei provini è funzione dei risultati provenienti dalle analisi granulometriche, oltre che dal quantitativo del materiale disponibile. Nel caso in cui i risultati, provenienti dalle analisi granulometriche, fornissero valori conformi alle prescrizioni minime di capitolato, ovvero il materiale rientra nei limiti del fuso granulometrico (curva granulometrica minima e massima accettabile), si procede alla miscelazione del materiale inerte con il legante e al confezionamento dei provini. In caso contrario, se si riscontrano tratti disuniformi rispetto alla curva granulometrica, sarà necessario correggere il materiale dalle eventuali carenze attraverso calcoli di "ottimizzazione della miscela di inerti". Quindi, in fase preventiva si è cercato di stabilire a priori il numero dei provini da realizzare e, ipotizzando che si manifestasse la seconda condizione (sfavorevole) ovvero che il materiale non sia conforme con le prescrizioni di capitolato. In quest'ultima condizione il numero e il tipo di provini sono stati suddivisi in tre lotti:

- Lotto 1; n.3 – provini cilindrici, realizzati secondo le norme (UNI EN 13286-2/2005) presenti nel capitolato SPEA, con il fine di verificare, sulla base delle indicazioni della ricetta di miscelazione fornito da una precedente prequalifica del materiale (densità massima del secco, contenuto di legante e percentuale ottima di acqua per la compattazione), i valori minimi prestazionali di resistenza previsti dal capitolato speciale d'appalto. I provini verranno realizzati con la miscela di materiale ottimizzata.
- Lotto 2; n.6 – provini cilindrici, realizzati secondo le norme SANS (TMH1_1986 Method A14 per la prova UCS; TMH1_1986 Method A16T per la prova ITS; BS 1924: Part 2:1990) previste nelle procedure di calcolo SAMPD, al fine di determinare i parametri meccanici da inserire successivamente nelle procedure di progetto delle pavimentazioni.

Di cui n.3 provini da sottoporre alle prove ITS e n.3 provini sottoposti alla prova UCS. Di questi 6 provini sono stati realizzati con la miscela tal quale (non ottimizzata) del materiale proveniente dalle centrali di confezionamento. Quindi nel seguito saranno battezzati come "*CAMPIONI NON OTTIMIZZATI*".

- Lotto 3; n.6 – provini cilindrici, realizzati e suddivisi in maniera analoga ai precedenti provini, con la sola differenza di composizione degli inerti. Per la realizzazione di quest’ultimi sei provini si è utilizzata la miscela ottimizzata, aggiungendo le frazioni granulometriche esterne al fuso. Quindi nel seguito saranno battezzati “*CAMPIONI OTTIMIZZATI*”.

La scelta di realizzare provini con miscela ottimizzata e non, dato che il materiale è stato prelevato direttamente in cantiere, ha lo scopo di confrontare i risultati provenienti da un materiale sottoposto ad analisi sperimentali rispetto a quello che viene realmente utilizzato in cantiere, seppur al momento della fornitura e posa del materiale in sito sia stato preventivamente sottoposto ai controlli di qualità durante i processi di preparazione nelle centrali di miscelazione.

Le procedure eseguite in laboratorio per il confezionamento, maturazione e modalità di esecuzione delle prove a rottura dei provini sono descritte negli allegati: VEDI ALLEGATO 1 – estratto dell’art. 30 Fondazioni a legante idraulico, del capitolato ASPI (Autostrade per l’Italia) e ALLEGATO 2 – CML (Central Materials Laboratory – The United Republic of Tanzania Ministry of Works, estratto da Laboratory Testing Manual). I provini saranno realizzati seguendo le istruzioni delle norme citate all’interno degli allegati.

Per i materiali compositi, formati da legante idraulico e inerte granulare, un ottimo mix design prevede lo studio Proctor sulla miscela, la quale permette di determinare, in via sperimentale, il quantitativo di umidità ottima che deve avere la miscela di materiale in funzione del secco (inerti più legante), a cui corrisponderà la massima densità del secco che deve avere l’impasto al momento della compattazione in cantiere agevolando le lavorazioni. Durante le prove sperimentali non sono state svolte le prove Proctor, in quanto i dati di prequalifica del materiale sono stati forniti direttamente da SPEA. Per tutti i provini si sono utilizzati i valori rappresentati in tabella 2–3; e verificati con i risultati finali dei campioni realizzati:

Tabella 2—3. Dati di prequalifica del materiale forniti da SPEA.

%c – contenuto di cemento in massa	%w – contenuto di acqua	γ_d – densità massima del secco [g/cm ³]	Granulometria
3%	6%	2.25	Secondo il Capitolato

Durante le fasi di miscelazione e compattazione dei provini, per ognuno di essi, si sono calcolati le densità del materiale e il contenuto di umidità attraverso le seguenti formule:

- %w – la quantità del contenuto di umidità presente all'interno del materiale (determinata attraverso il prelievo di una porzione d'impasto e misurate le masse prima e dopo essiccazione in forno a 105°C);

$$\%w = \left(\frac{m_{umida} - m_{secca}}{m_{secca}} \right) \cdot 100$$

- γ – la densità apparente (dato dal semplice rapporto geometrico tra la massa del campione umido appena compattato e il volume da esso occupato all'interno della fustella);

$$\gamma = \frac{m_u}{V} [g/cm^3]$$

- γ_d – densità secca del materiale – calcolata la densità apparente e il contenuto di umidità presente nell'impasto al momento del confezionamento, la densità secca del materiale viene calcolata:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} [g/cm^3]$$

La compattazione dei provini è stata eseguita per via meccanica attraverso la macchina compattatrice (vedi figure 4–3 e 5–3), disponendo l'impasto all'interno di una fustella cilindrica e successivamente compattato per un numero di strati ed il relativo numero di colpi per ogni strato prescritti della normativa utilizzata per la preparazione del set di provini.



Figura 4—3. Macchina utilizzata in laboratorio per la compattazione dei provini.



Figura 5—3. Fustelle cilindriche utilizzate per il confezionamento dei provini.

3.4 PROVE DI ROTTURA

3.4.1 DETERMINAZIONE DELLA ITS

La prova ITS – indirect tensile strain, comunemente detta, prova di trazione indiretta o PROVA BRASILIANA, si esegue su provini cilindrici. La prova consiste nel caricare un campione cilindrico, fino a rottura, da una forza di compressione distribuita lungo due generatrici opposte (caricamento diametrale).

La configurazione di carico genera forze di trazione lungo il piano diametrale di direzione ortogonale al piano di caricamento (vedi figura 6–3). Il risultato proveniente dalla prova ITS, è la massima tensione di trazione a rottura che si manifesta sul piano diametrale sottoposto a trazione. Lo scopo principale, consiste nel determinare e simulare le forze e deformazioni che si hanno alla base degli strati dei materiali legati.

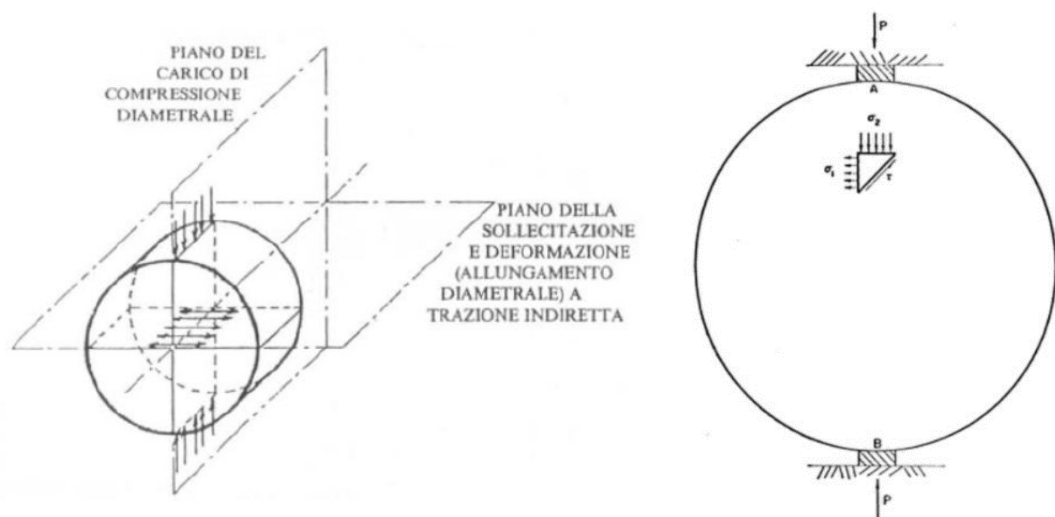


Figura 6—3. Piani di caricamento della prova a trazione indiretta.

La figura seguente (vedi figura 7–3), rappresenta in maniera schematica la macchina di prova. Gli elementi principali sono: le piastre superiori ed inferiori (dove viene collocato il provino), la cella di carico ed i trasduttori di deformazione. Il provino viene posizionato tra le due piastre, molte volte all'interno di una castellatura che permette il corretto fissaggio del provino ed ai suoi lati vengono posizionati dei trasduttori per la misura delle deformazioni laterali. Durante la prova la piastra superiore rimane fissa, mentre la piastra inferiore avanza verso l'alto. La velocità di avanzamento della piastra

inferiore dipende dalla configurazione di prova prevista dalla normativa di riferimento, il quale possono aversi due tipi di prova:

- *in controllo di spostamento* – consiste nel caricare il provino, facendo avanzare le piastre avvicinandole con una velocità di deformazione costante. In questa configurazione le deformazioni cresceranno con pendenza costante, mentre il carico crescerà con un andamento non lineare;
- *in controllo di carico* – è il carico che governa la prova. Durante la prova, le piastre si avvicinano facendo crescere il carico con andamento costante.

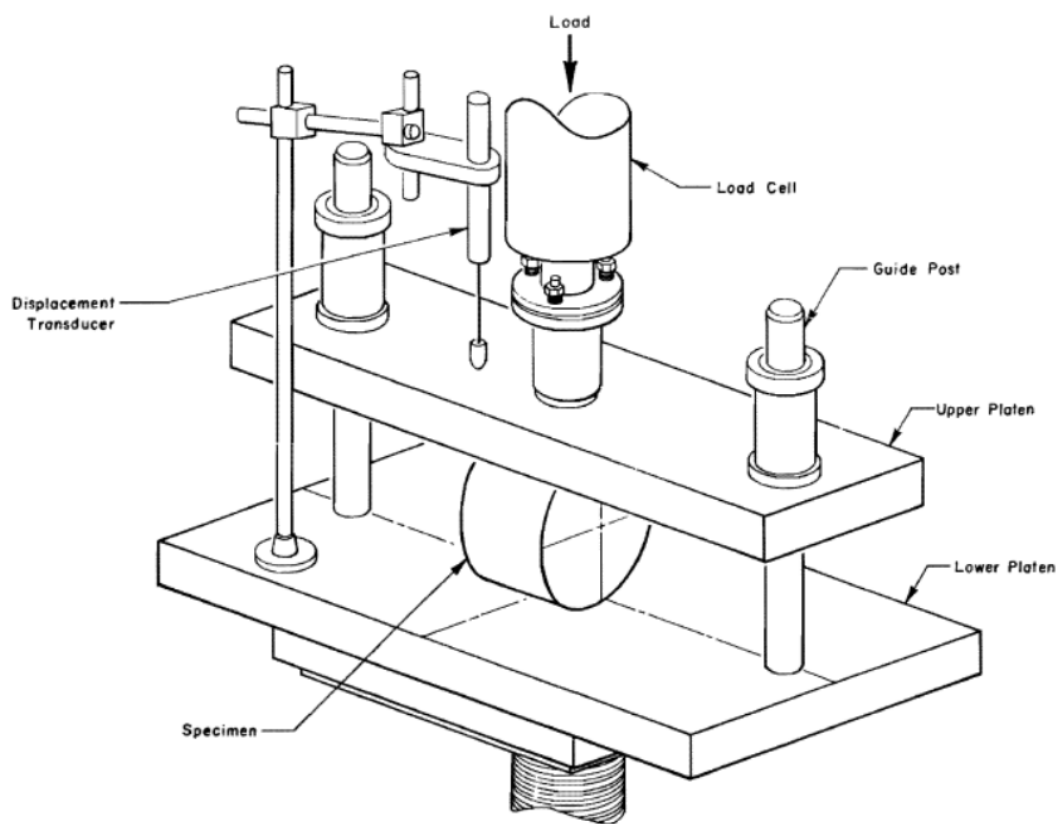


Figura 7—3. Rappresentazione schematica della macchina che esegue la prova ITS.

Esistono diverse teorie che permettono di determinare, in qualsiasi punto, i valori di tensione che si manifestano all'interno del campione, ma la massima tensione di trazione che si manifesta è quella che si ha al centro del provino. Essa viene calcolata:

$$ITS = \sigma_t = \frac{2P_{max}}{\pi dt}$$

Dove:

- σ_t – è la massima tensione di trazione che si manifesta sul piano ortogonale alla direzione del piano di caricamento (comunemente detta ITS);
- P_{max} – è il massimo valore del carico che si registra al momento della rottura;
- d e t sono le dimensioni del provino, rispettivamente le dimensioni del diametro e dello spessore (o altezza).

Imponendo un sistema di coordinate polari, è possibile determinare i valori di tensione in un qualsiasi punto. Le figure seguenti rappresentano l'andamento delle tensioni interne al provino (vedi figure 8-3, 9-3 e 10-3). Per la determinazione delle deformazioni invece, esse possono essere ricavate dai valori delle tensioni attraverso la teoria dell'elasticità conoscendo il valore del modulo elastico e di poisson del materiale. La determinazione del modulo elastico del materiale, può essere ricavato da altre prove o anche dalla stessa prova a trazione indiretta sottoponendo il provino a configurazioni di carichi ciclici e mantenendolo all'interno del campo elastico.

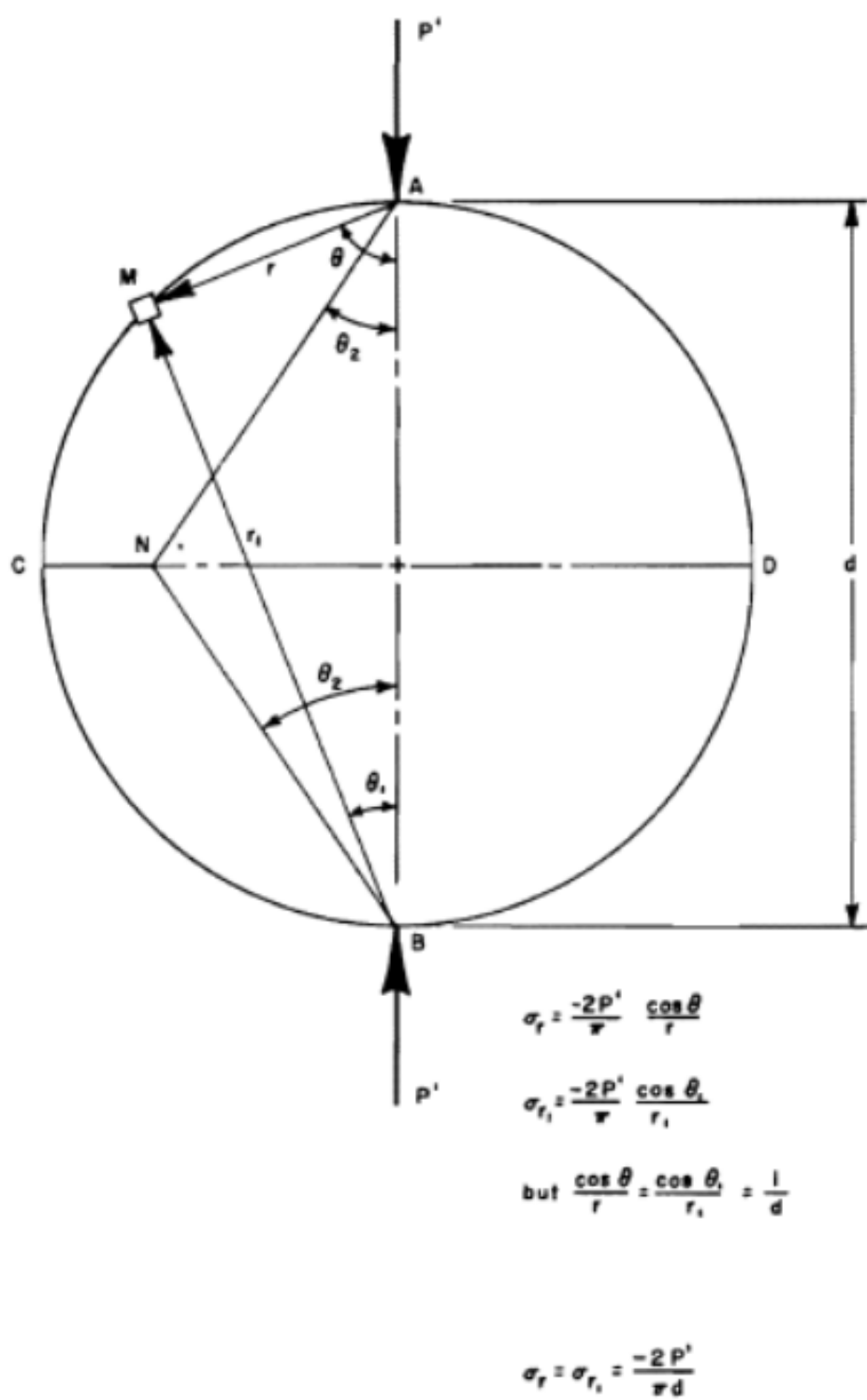


Figura 8—3. Calcolo delle tensioni interne al provino attraverso un sistema di coordinate polari.

Figura 9—3. Distribuzione delle tensioni lungo l'asse X

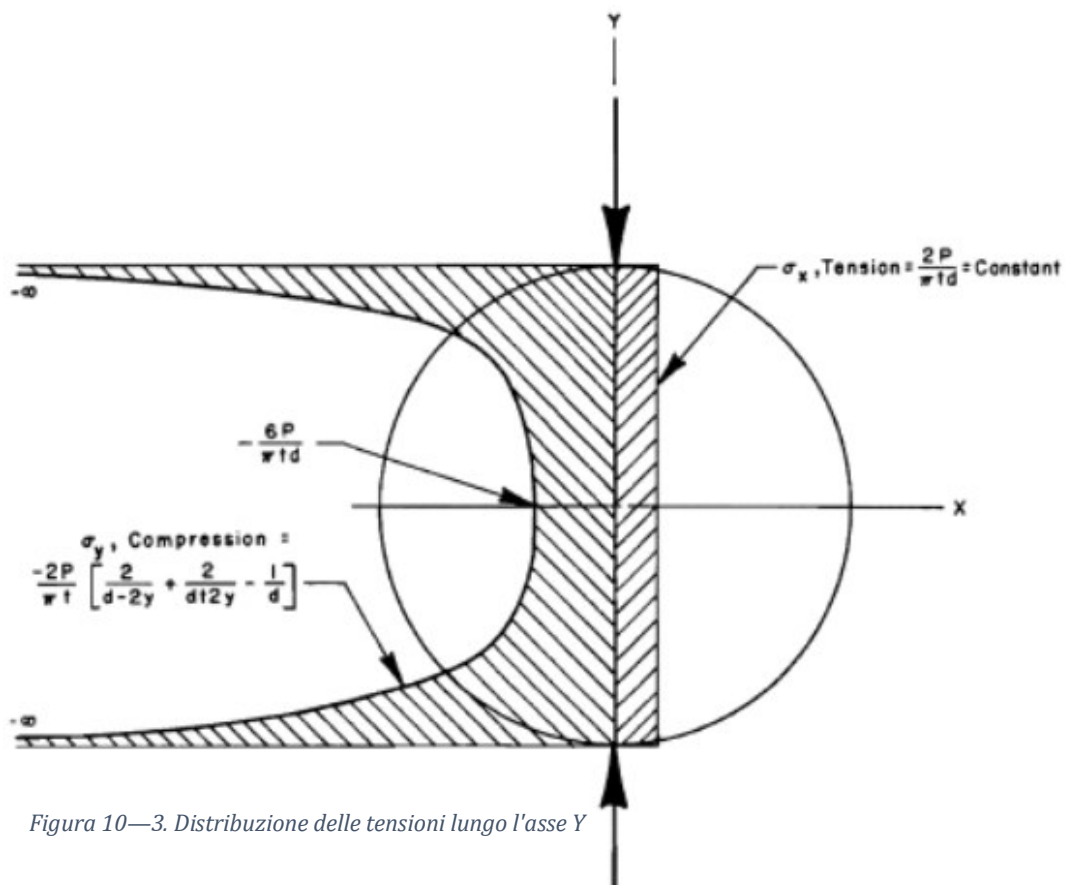
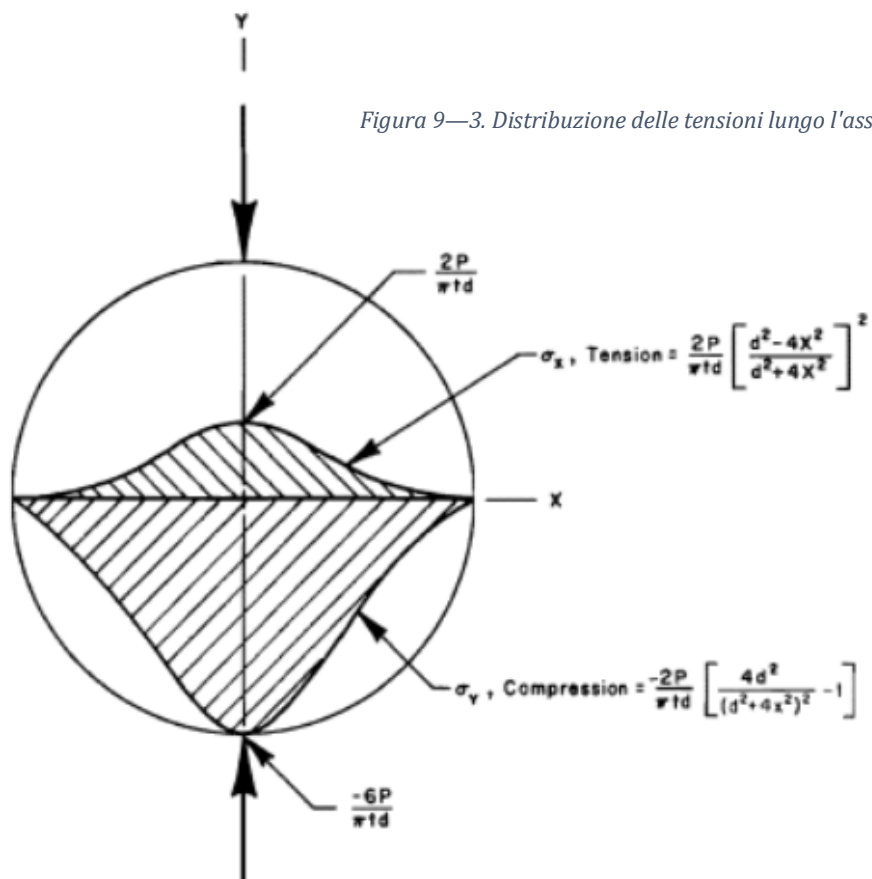


Figura 10—3. Distribuzione delle tensioni lungo l'asse Y

3.4.2 MODI DI ROTTURA DEI CAMPIONI SOTTOPOSTI A ITS

Prima di svolgere la prova a trazione indiretta, bisogna controllare alcuni requisiti che, se non rispettati, possono compromettere la prova. I requisiti da analizzare sono: oltre al corretto funzionamento della macchina (requisito ovvio e fondamentale), la perfetta planarità delle piastre di caricamento, cercando di controllare che le superfici stesse del campione siano il più possibile lineari (avendo cura per il campione già al momento del suo confezionamento). La non corretta planarità delle superfici di carico, durante la prova può indurre ad errori di distribuzione delle tensioni lungo le generatrici del provino, portando a premature rotture localizzate per schiacciamento, dando valori di carico e tensione di rottura non veritieri, compromettendo le tensioni di taglio. Molto spesso per evitare problemi di questo tipo, si interpone tra il provino e le piastre di carico un materiale leggermente deformabile, ma allo stesso tempo in grado di trasferire le tensioni. Generalmente si utilizzano delle fascette in legno, dove le dimensioni sono fornite dalla norma ed in funzione delle dimensioni del provino. Lo scopo principale della prova è che il campione si rompa per tensioni di trazione per tutta la superficie diametrale sottoposta a caricamento.

In letteratura sono presenti alcuni studi che analizzano i diversi modi di rottura di campioni cilindrici soggetti a prova di trazione indiretta. “*Rudnick et al*” – hanno scoperto che le sollecitazioni massime di taglio si verificano sotto la superficie di caricamento, e il valore delle tensioni dipendono dall’entità dei carichi e del modo di distribuirsi attraverso le superfici di contatto. Da alcuni sviluppi teorici, hanno anche notato che lungo il piano verticale di caricamento e lungo i piani orizzontali non ci sono tensioni di taglio. Le massime sollecitazioni a taglio agiscono lungo piani inclinati di 45° rispetto il piano verticale di caricamento, perciò durante le prove possono verificarsi dei piani di rottura inclinati mostrando fessure che intersecano il piano diametrale di caricamento.

La generazione del tipo e forma di fessure che si generano al momento della rottura, dipendono dalla modalità di distribuzione e trasferimento dei carichi dalle piastre di caricamento al provino. Nella seguente figura sono illustrati alcuni tipi di rottura che possono manifestarsi.

- Figura 11a – è rappresentato il tipo di rottura ideale, interessando solo il piano verticale soggetto a caricamento;

- Figura 11b – abbiamo un tipo di rottura localizzata in corrispondenza dei punti di caricamento, con fessurazioni diffuse, essa si manifesta quando il campione è a diretto contatto con le piastre di caricamento, senza l'interposizione delle fascette di carico, oppure quest'ultime hanno una larghezza ridotta rispetto alle dimensioni del campione;
- Figura 11c – si ha una fessurazione doppia (a coda di rondine), si manifesta invece quando utilizziamo una piastra di caricamento molto grande, dando luogo a tensioni di taglio;
- Figura 11d – si ha una fessurazione doppia (come il caso c) solo da un lato, in corrispondenza del piano mobile della macchina, si verifica quando la piastra di caricamento ha un'elevata rigidità o le fasce sono molto strette.
- Figura 11e – questo tipo di fessurazione tripla è stata osservata per la prima volta da Mitchell durante le prove di rottura di provini in calcestruzzo. Questo tipo di rottura è una rottura principalmente da taglio, osservando che la frattura si genera prima lungo il piano principale di caricamento e successivamente si formano le due fessurazioni laterali. In questo caso, il carico di rottura registra valori più alti rispetto agli altri casi. Nel nostro caso, il materiale oggetto di sperimentazione non può essere paragonato ad un calcestruzzo, in termini di resistenze, perciò difficilmente avremo questo tipo di rottura.

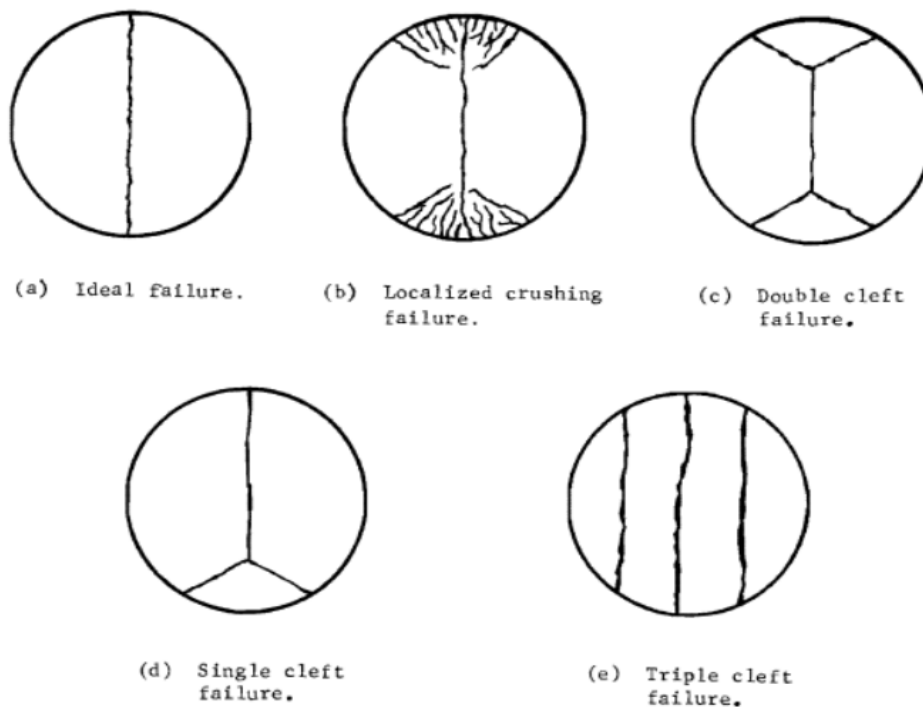


Figura 11—3. Diversi tipi di Rottura che possono manifestarsi durante la prova ITS.

A titolo illustrativo, nelle immagini seguenti, è rappresentata la macchina di prova utilizzata durante le prove sperimentali.



La macchina è collegata ad un computer che permette di impostare la modalità di prova e i parametri di controllo, restituendo a video i valori di tensione e deformazione che si registrano durante tutto il periodo di prova.



Figura 12—3. Posizionamento del campione all'interno della castellatura, con interposizione delle fascette in legno (sopra).

Posizionamento del campione all'interno della macchina di prova. (a sinistra).

3.4.3 DETERMINAZIONE DELLA UCS

La prova UCS – Unconfined Compressive Strain, resistenza a compressione non confinata, consiste nel sottoporre il provino a caricamento assiale lungo le superfici piane del campione cilindrico fino a rottura. La configurazione di prova è detta non confinata in quanto non sono presenti confinamenti laterali, permettendo al materiale di subire deformazioni laterali libere durante il processo di carico. La prova simula il comportamento del materiale alle normali configurazioni di carico, ovvero il carico statico del peso proprio dovuto dagli strati superiori e il passaggio dei veicoli, permettendo di determinare le tensioni e le deformazioni che si hanno in sommità dello strato. La configurazione di prova, non rappresenta fedelmente il comportamento reale a causa dell'ipotesi e della modalità di esecuzione della prova. In realtà, il materiale presenta confinamenti laterali dovuti al contributo del materiale stesso, immaginando un'estensione del piano orizzontale dello strato rispetto alle dimensioni del campione o dalla presenza di altre condizioni al contorno (si immagini il confinamento dovuto ad una parete di calcestruzzo) perciò durante la prova le deformazioni laterali libere permetteranno di registrare valori di resistenza più bassi rispetto a quelli che si avranno in realtà, determinando condizioni favorevoli per il calcolo di progetto. Durante la prova, il campione viene caricato lungo le due superfici piane attraverso le piastre dell'apparecchiatura, sottoponendo a compressione il provino. Le piastre di caricamento vengono fatte avanzare secondo le due modalità viste in precedenza per la prova ITS, ovvero in modalità di controllo di carico o deformazione costante. La tensione di rottura viene determinata attraverso la seguente formula:

$$UCS = \sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{4 \cdot P_{max}}{\pi \cdot d^2}$$

Dove:

- σ_c – è la massima tensione di compressione che si manifesta sulle facce piane del provino cilindrico (comunemente detta UCS);
- P_{max} – è il massimo valore del carico registrato al momento della rottura del provino;
- A – è la superficie della faccia del provino;
- d – è il diametro del provino.

3.4.4 CORRELAZIONE TRA UCS E ITS e STIMA DEI PARAMETRI ELASTICI.

In letteratura sono presenti diversi studi da parte di molti autori che cercano di determinare una correlazione tra le due prove, provando a determinare uno dei due parametri in funzione dell'altro in modo da svolgere un solo tipo di prova. Molti studi confermano, con buona approssimazione una relazione lineare tra UCS e ITS, stimando mediamente che la ITS assuma valori medi tra 1/8 e 1/10 della UCS. Le formule proposte vengono riassunte nella seguente Tabella 3-3:

Tabella 3—3. Correlazione tra UCS e ITS per materiali granulari.

AUTORE	CORRELAZIONE	R ²	NOTA
Kahraman et al. (2012)	$UCS_{[MPa]} = 9.25 * ITS^{0.947}$	0.9	Differenti tipi di terre
Farah (2011)	$UCS_{[psi]} = 5.11 * ITS - 133.86$	0.68	Rocce calcaree
Altindag and Guney (2010)	$UCS_{[MPa]} = 12.38 * ITS^{1.075}$	0.89	Differenti tipi di terre
Thompson (1986)	$ITS = 0.1 * UCS$	/	Terre stabilizzate

La stima del modulo elastico “E” viene ricavata direttamente dai parametri di tensione e deformazione trovati dalle prove o in alternativa viene stimata graficamente dai diagrammi tensione – deformazione, ottenuti dalle prove in controllo di carico o di deformazione. Attraverso i grafici provenienti dai test di compressione, dove lungo l’asse x è rappresentata la deformazione assiale del provino mentre sull’asse y i rispettivi valori di tensione a compressione (vedi Figura 13-3), il massimo valore della curva rappresenta la UCS – tensione di rottura. Il modulo elastico può essere stimato dalla curva, prendendo il valore corrispondente a 0.5UCS, con la determinazione del modulo elastico tangente o secante.

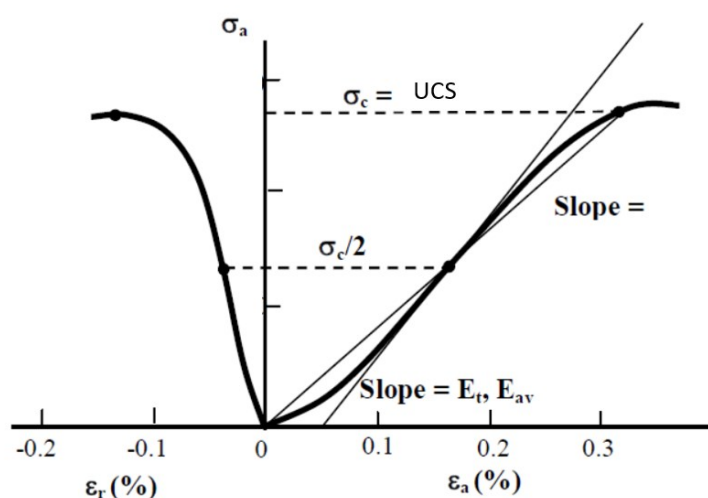


Figura 13—3. Schematizzazione della curva tensioni-deformazioni e stima del modulo elastico.

4. RISULTATI SPERIMENTALI ED INTERPRETAZIONE DEI DATI

4.1 ANALISI GRANULOMETRICA

In laboratorio si sono svolte delle analisi granulometriche, seguendo la procedura descritta (nel paragrafo 3.2.1 del capitolo precedente), su alcuni campioni presi dal materiale fornito. Il materiale granulare è stato prelevato da un centro di confezionamento direttamente in centrale in prossimità di uno dei cantieri SPEA, ed è stato consegnato in sacchi di plastica, dove prima di svolgere le operazioni di setacciatura, circa metà del materiale è stato steso per terra e messo ad essiccare all'aria per alcuni giorni.

Una prima analisi è stata svolta, con il solo scopo di verificare che il materiale sia coerente alle prescrizioni di capitolato SPEA ⁶, VEDI ALLEGATO 1 – estratto dell' art. 30 Fondazioni a legante idraulico, sulle norme e prescrizioni delle miscele in misto cementato. Secondo il capitolato speciale d'appalto - Autostrade per l'Italia, Edizione Gennaio 2012, i materiali granulari utilizzati nelle miscele in misto cementato confezionato in centrale devono avere i seguenti requisiti di fuso granulometrico (estratto di capitolato) Tabella 1-4:

Tabella 1—4. Fuso granulometrico delle miscele in misto cementato confezionato in centrale per nuove pavimentazioni, secondo il capitolato speciale d'appalto.

Serie UNI EN 933-1	Passante totale in peso %
Setaccio 31,5	100
Setaccio 20	70-87
Setaccio 16	62-77
Setaccio 10	46-61
Setaccio 6,3	35-48
Setaccio 4	28-40
Setaccio 2	18-30
Setaccio 0,5	9-19
Setaccio 0,25	7-16
Setaccio 0,063	5-10

⁶ Nello specifico, in base a quanto stabilito all' art.30 del capitolato speciale d'appalto della società Autostrade per l'Italia Ed. Gennaio 2012 – cui fanno riferimento le miscele in misto cementato da utilizzare negli strati di fondazione delle pavimentazioni. Il capitolato fornisce indicazioni sulla granulometria che deve avere il materiale inerte (attraverso i fusi granulometrici di accettazione), sulle procedure di mix design e i requisiti finali che deve avere la miscela in termini di prestazioni meccaniche, oltre alle modalità di lavorazione e posa e le procedure di controllo da svolgere in cantiere per l'accettazione del materiale.

Per svolgere l'analisi, si è presa una quantità di materiale dove svolto un rapido esame visivo sull'omogeneità del materiale, si è fatta una rapida stima delle dimensioni massime dell'aggregato e, in funzione di queste, si è scelto il quantitativo di materiale da sottoporre ad analisi granulometrica, in accordo alla norma (UNI EN 933-1:1999) e al punto a) descritto nel capitolo precedente (vedi paragrafo 3.2.1). Quasi la totalità del materiale risultava passante al setaccio di apertura 31.5 mm, quindi per la prova si è deciso di prelevare circa $11 \pm 1.0 \text{ kg}$, tramite le operazioni di quartatura seguendo le operazioni di essiccazione e lavaggio.

La prima analisi granulometrica ha prodotto i risultati riassunti in Tabella 2-4:

Tabella 2—4. Risultati della prima analisi granulometrica. Distribuzione granulometrica del misto granulare e fuso di accettazione.

Diametro mm	FUSO DI Capitolato ASPI		Curva Unica Verifica Preliminare	$\Delta\%$
	Inferiore %	Superiore %	%Pass.	
40	100	100	100	-
31.5	100	100	99.019	-0.981
20	70	87	93.337	6.337
16	62	77	89.331	12.331
10	46	61	69.795	8.795
6.3	35	48	50.352	2.352
4	28	40	33.472	ok
2	18	30	20.516	ok
0.5	9	19	9.531	ok
0.25	7	16	6.714	-0.286
0.063	5	10	3.459	-1.541
Filler	0	0	0	-

Il relativo diagramma granulometrico risulta:

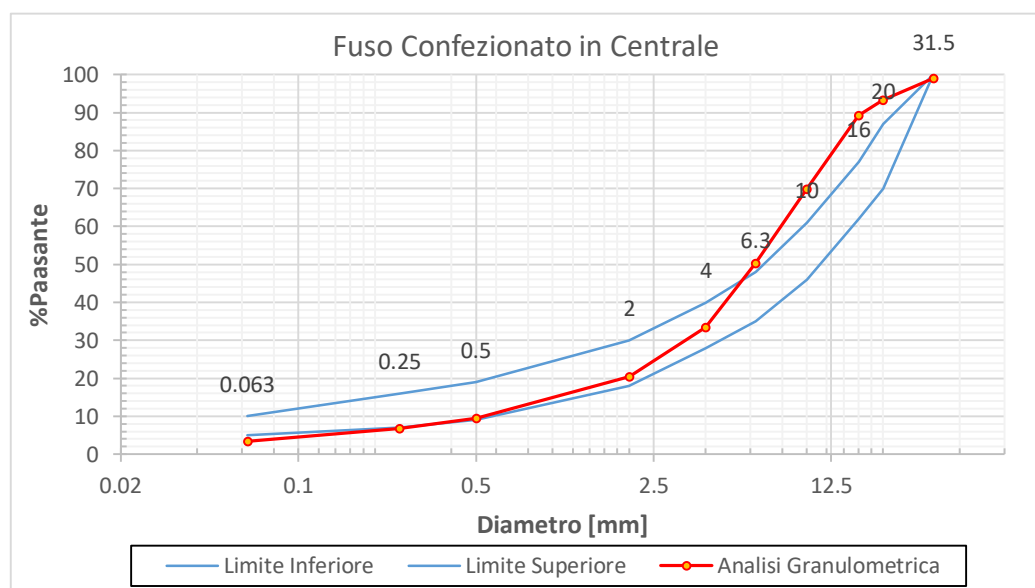


Figura 1—4. Curva granulometrica della prima analisi e fuso di accettazione.

Osservando il diagramma, appare evidente (curva rossa) che il materiale non rientra all'interno del fuso granulometrico, risultando carente sia di filler che per diametri a partire dalle dimensioni $d < 0.50\text{mm}$, mentre per diametri $d > 6.3\text{mm}$ risulta completamente fuori fuso, mostrando alte percentuali di materiale passante, ovvero mancanza di materiale.

Successivamente si sono svolte ulteriori analisi granulometriche su altri 2 campioni ma in questo caso, data la scarsa percentuale di materiale fino registrata già dalla prima analisi, si è potuto omettere la procedura di lavaggio.

I risultati dell'analisi eseguita sugli ulteriori 2 campioni risulta, Tabella 3-4:

Tabella 3—4. Risultati della seconda e terza analisi granulometrica.

Diametro mm	FUSO DI Capitolato ASPI		C.1 Curva Unica Verifica Preliminare	Campione 2 (Materiale Essiccato in Aria)	Campione 3 (Materiale Prelevato da Sacchi)
	Inferiore %	Superiore %	%Pass.	%Pass.	%Pass.
31.5	100	100	99.02	100.00	97.28
20	70	87	93.34	96.80	93.98
16	62	77	89.33	92.66	89.95
10	46	61	69.79	77.95	72.84
6.3	35	48	50.35	61.93	51.20
4	28	40	33.47	45.30	32.21
2	18	30	20.52	28.25	16.58
0.5	9	19	9.53	10.70	5.58
0.25	7	16	6.71	6.41	3.54
0.063	5	10	3.46	2.21	1.24
Filler	0	0	0	0	0

E i relativi diagrammi granulometrici sono:

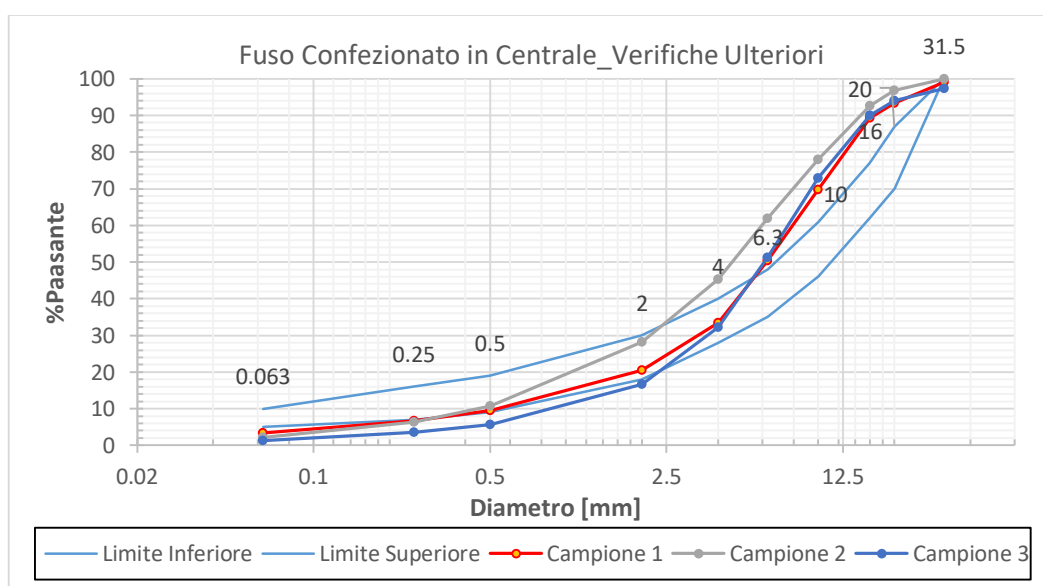


Figura 2—4. Distribuzione granulometrica del misto granulare e limiti di accettazione.

Anche in questo caso, le curve granulometriche sia del Campione 2 che del Campione 3, confermano quanto osservato dalla prima analisi granulometrica, in particolare il Campione 2 risulta carente già per frazioni $d > 2\text{mm}$.

Dalle prime analisi granulometriche, risulta evidente che la totalità del materiale da sottoporre alle successive prove, risulta non rispondente alle prescrizioni di normativa, in quanto le curve non ricadono interamente all'interno del fuso.

4.1.1 CORREZIONE DELLA DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA

A questo punto per poter procedere con le prove di laboratorio, le quali prevedono la preparazione dei campioni e sottoporli alle successive prove di rottura, si è cercato con opportuni calcoli di ottimizzazione di correggere il materiale.

Per poter modificare la distribuzione granulometrica del materiale, così da farla rientrare nei limiti di accettazione, sono state considerate le seguenti possibili soluzioni:

- suddivisione del misto granulare in differenti frazioni monogranulari e ricostruzione della curva;
- integrazione con materiale di apporto nelle frazioni mancanti.

Dalle elaborazioni analitiche condotte sui risultati ottenuti dalle analisi granulometriche (Tabelle 2 e 3), si è subito constatato che la prima soluzione non era perseguibile, in quanto i quantitativi di materiale a disposizione risultavano non sufficienti. Quindi si è optato per la seconda soluzione, procedendo alla correzione della distribuzione granulometrica mediante integrazione con materiale di differente origine ma composizione granulometrica nota, con l'obiettivo di minimizzare l'inerte di aggiunta mantenendo l'omogeneità petrografica del materiale originario.

Analizzando la curve granulometriche dei primi tre campioni e con l'ausilio di un foglio di calcolo, è stata determinata la **CURVA DI PROGETTO**, ricavata attraverso combinazioni tra l'assortimento granulometrico del materiale originario e l'aggiunta delle frazioni carenti, in modo che il nuovo misto granulare rientrasse all'interno del fuso di accettazione. Nello specifico le frazioni granulometriche selezionate sono state esattamente quelle che dalle prime tre analisi risultavano insufficienti quali: il filler $d < 0.063\text{mm}$, e le frazioni appartenenti alle classi 16/20 mm e 20/31.5 mm. I dosaggi di materiale aggiunto, sono riassunti nella seguente Tabella 4-4:

Tabella 4—4. Ricetta per la ottimizzazione della distribuzione granulometrica.

Materiale	Dosaggio [%]
Misto granulare	67.0
Classe 20/31.5	18.0
Classe 16/20	8.0
Classe Filler	7.0

I calcoli svolti sono i seguenti, Tabella 5—4:

Tabella 5—4. Ottimizzazione del materiale, determinazione della Curva di Progetto.

Diametro	Analisi di Verifica Svolte in Precedenza				Dimensioni da Ottimizzare			Progetto	Curva di Centro Fuso - Riferimento	Δ (Progetto e Riferimento)
	C. Unico %Pass.	C.2 %Pass.	C.3 %Pass.	MEDIA delle Analisi	20/31.5	16/20	Filler			
31.5	99.0	100.0	97.3	100.0	100.0	100.0	100.0	100.00	100.00	0.00
20	93.3	96.8	94.0	94.7	0	100.0	100.0	78.45	78.50	0.05
16	89.3	92.7	90.0	90.6	0	0.0	100.0	67.73	69.50	1.77
10	69.8	77.9	72.8	73.5	0	0.0	100.0	56.26	53.50	-2.76
6.3	50.4	61.9	51.2	54.5	0.0	0.0	100.0	43.51	41.50	-2.01
4	33.5	45.3	32.2	37.0	0	0.0	100.0	31.79	34.00	2.21
2	20.5	28.2	16.6	21.8	0	0.0	100.0	21.59	24.00	2.41
0.5	9.5	10.7	5.6	8.6	0	0.0	100.0	12.77	14.00	1.23
0.25	6.7	6.4	3.5	5.6	0	0.0	100.0	10.72	11.50	0.78
0.063	3.5	2.2	1.2	2.3	0	0.0	81.0	7.21	7.50	0.29
				% materiale tal quale	% da aggiung. d=20/31.5	% da aggiung. d=16/20	% da aggiung. Filler			
				67%	18%	8%	7%			
							100%	0.03		

La curva granulometrica di progetto risulta:

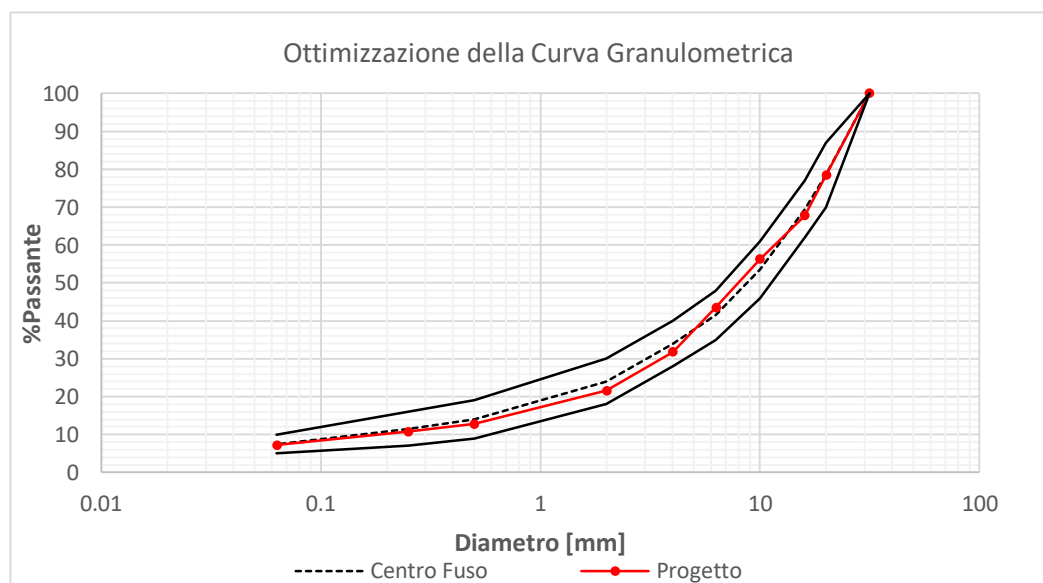


Figura 3—4. Rappresentazione della Curva di Progetto e limiti di accettazione.

Si è infine proceduto alla verifica del materiale ottimizzato, sottoponendo ad analisi ulteriori campioni di misto granulare prodotto, impiegando la ricetta di Tabella 4-4. I risultati ottenuti, riportati in Tabella 6-4 e Figura 4-4, dimostrano l'efficacia della correzione effettuata.

Tabella 6—4. Verifiche di Ottimizzazione.

	FUSO DI Capitolato ASPI		Curva di Centro Fusso	Curva di Progetto	C.1 Granulometria Ottimizzata	C.2 Granulometria Ottimizzata
Diametro mm	Inferiore %	Superiore %	%Pass.	%Pass.	%Pass.	%Pass.
31.5	100	100	100.00	100.00	100.00	100.00
20	70	87	78.50	78.45	84.97	84.72
16	62	77	69.50	67.73	71.53	72.55
10	46	61	53.50	56.26	52.21	56.11
6.3	35	48	41.50	43.51	39.57	42.13
4	28	40	34.00	31.79	28.89	30.25
2	18	30	24.00	21.59	19.60	19.89
0.5	9	19	14.00	12.77	11.95	12.08
0.25	7	16	11.50	10.72	10.53	10.40
0.063	5	10	7.50	7.21	7.14	7.11

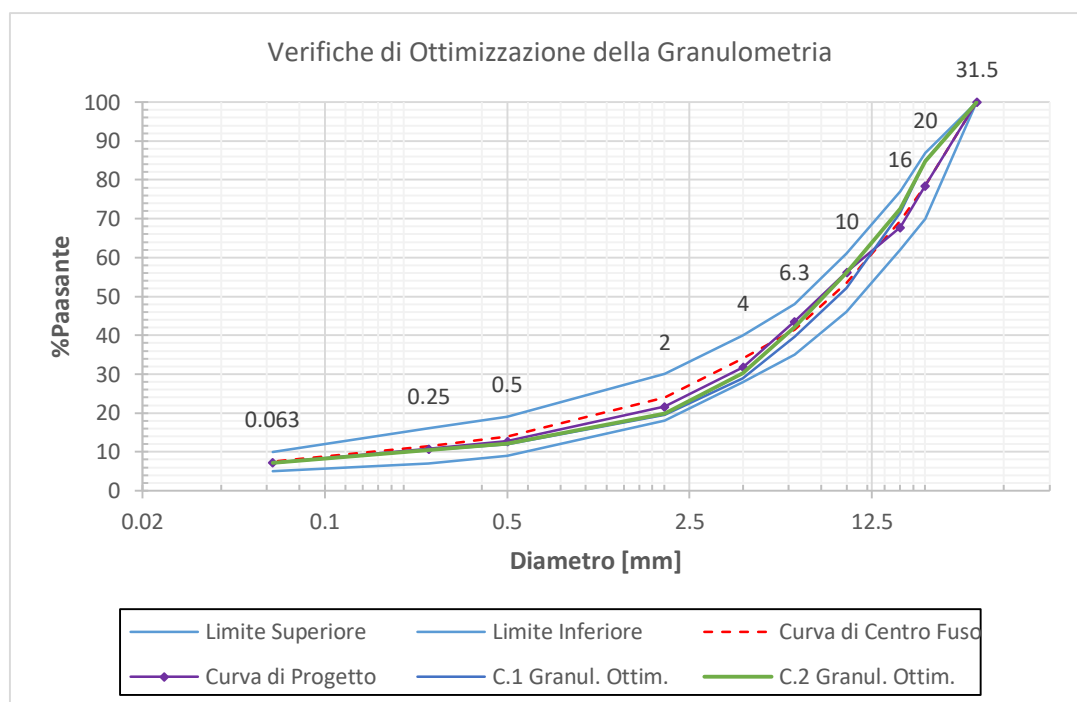


Figura 4—4. Rappresentazione delle curve granulometriche dei campioni C.1 e C.2 della miscela ottimizzata.

Dall'analisi delle ultime curve granulometriche appartenenti rispettivamente al campione C.1-Granulometria Ottimizzata e al campione C.2-Granulometria Ottimizzata, l'aggiunta delle frazioni granulometriche, permettono che la nuova miscela di materiale rientra all'interno del fuso. A questo punto si procede con il passo successivo delle prove sperimentali che prevede il confezionamento dei provi.

ESEMPIO DELLA PROVA DI SETACCIATURA	
	
$d \geq 500 \mu\text{m}$	$d \geq 2 \text{ mm}$
	
$d \geq 4 \text{ mm}$	$d \geq 6.3 \text{ mm}$
	
$d \geq 10 \text{ mm}$	$d \geq 16 \text{ mm}$
	
$d \geq 20 \text{ mm}$	$d \geq 31.5 \text{ mm}$



Figura 5—4. Macchina Vibrovagliatrice, utilizzata durante la setacciatura meccanica dei campioni.

4.2 REALIZZAZIONE DEI PROVINI CILINDRICI

Come annunciato nel capitolo precedente, avendo ricevuto dai tecnici di SPEA, i dati relativi al mix design della miscela oggetto di studio, è risultato non più necessario eseguire lo studio Proctor, permettendo di agevolare le operazioni di laboratorio, passando direttamente alla fase di realizzazione dei provini e verificare i valori meccanici e volumetrici ottenuti con quelli forniti. Le informazioni di composizione fornite, necessarie e sufficienti per il confezionamento della miscela, sono riportate in Tabella 7-4.

Tabella 7—4. Dati di prequalifica del materiale forniti da SPEA.

%c – contenuto di cemento in massa	%w – contenuto di acqua	γ_d – densità massima del secco [g/cm ³]	Granulometria
3%	6%	2.25	Secondo il Capitolato

4.2.1 REALIZZAZIONE DEI PROVINI SECONDO LE PRESCRIZIONI DI CAPITOLATO SPEA

Per la realizzazione dei provini cilindrici prodotti e condizionati in conformità alle prescrizioni indicate nel Capitolato SPEA, si è scelto di realizzare un numero di campioni pari a 3, così come indicato nel capitolo precedente come Lotto 1. La realizzazione del primo lotto di provini, ha il solo scopo di verificare la densità secca e la resistenza a trazione indiretta in conformità alle prescrizioni indicate nel Capitolato, e per questo i provini sono stati realizzati con la miscela di materiale ottimizzato. La miscelazione dei materiali componenti (aggregati, acqua e cemento) è stata effettuata manualmente, adottando le ricette di Tabella 4-4 per l'ottimizzazione della granulometria e di Tabella 7-4 per i dosaggi di acqua e cemento, producendo di volta in volta un quantitativo di misto cementato leggermente superiore rispetto a quello strettamente necessario alla realizzazione di un singolo campione. Si segnala che il cemento è sempre stato premiscelato a secco con gli aggregati, prima dell'aggiunta di acqua.

In Tabella 8–4 sono riportati a titolo di esempio i quantitativi impiegati per la realizzazione di un singolo campione.

Tabella 8—4. Dosaggi impiegati per la realizzazione delle miscele del Lotto1.

MG [g]	20/31.5 [g]	16/20 [g]	Filler [g]	Aggregato [g]	Cemento [g]	Acqua [g]	Miscela [g]
7019.4	1885.8	838.1	733.4	10476.7	314.3	647.5	11438.5

“MG” indica il misto granulare fornito mentre “Aggregato” la somma di “MG” e delle tre frazioni di integrazione

Seguendo le indicazioni fornite dal Capitolato a cui fa riferimento la norma (UNI EN 13286-2/2005), per il confezionamento dei provini sono stati impiegati stampi CBR di diametro 152.4 mm e altezza 177.8 mm con un volume totale di 3242 cm³, muniti di collare di prolunga per consentire la rasatura dell’eccedenza del campione (CNR n. 69). La miscela immessa nello stampo è stata vagliata sul setaccio UNI con apertura 20 mm allontanando gli elementi trattenuti con la sola pasta di cemento ad essi aderente.

Il costipamento è stato effettuato in 5 strati, applicando 85 colpi per strato opportunamente distribuiti mediante un costipatore automatico Proctor con pestello da 4.535 kg ed altezza di caduta pari a 457 mm. I provini così costipati sono stati condizionati per 24 ore in camera climatica con umidità superiore al 90 % e temperatura di circa 20 °C, prima di procedere alla rimozione dello stampo e del successivo condizionamento per altri 6 giorni nelle medesime condizioni di umidità e temperatura (vedi Figure a pagina successiva).

La verifica delle caratteristiche volumetriche è stata effettuata confrontando il valore di densità secca ottimale $\gamma_{s,ott}$, indicata in Tabella 7–4 con la densità secca dei provini cilindrici γ_s calcolata impiegando una relazione simile a quella descritta nel paragrafo 3.3, e di seguito riportata:

$$\gamma_s = \frac{m_2 - m_1}{V(1 + \frac{w}{100})} [g/cm^3]$$

Dove:

- m_1 – massa dello stampo, in g;
- m_2 – massa totale del campione umido più lo stampo, in g;
- w – contenuto di acqua assunto pari a 5.5%;
- V – volume della fustella assunto pari a 3243.3 cm³.

Non potendo determinare direttamente il contenuto d'acqua dei campioni cilindrici al termine della compattazione senza distruggerli, si è considerato un contenuto d'acqua pari a quello di miscelazione ridotto di mezzo punto percentuale. Tale ipotesi considera la riduzione del quantitativo d'acqua che avviene durante le fasi di miscelazione e compattazione in seguito alle reazioni esotermiche che si sviluppano nel processo di idratazione del cemento.

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 9–4. Rispetto alla densità secca ottimale, si osserva una deviazione costante di 0.02 g/cm³ che, pur non conoscendo i dettagli dello studio Proctor che ha portato alla formulazione della ricetta impiegata, è ritenuta non eccessiva e quindi accettabile.

Tabella 9—4. Densità secca dei provini cilindrici appartenenti al Lotto1.

ID	m₁ [g]	m₂ [g]	γ_s [g/cm³]
C.1 - SPEA	11045.4	18671.2	2.23
C.1 - SPEA	11065.7	18689.9	2.23
C.1 - SPEA	11079.0	18715.9	2.23

FASI DI CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI - SPEA	
	Miscelazione a secco del materiale aggiungendo le frazioni granulometriche mancanti per raggiungere la curva di progetto, aggiunta di cemento (3% rispetto alla massa finale del materiale inerte secco), ed infine aggiunta di acqua nella misura del 6% rispetto alla massa secca della miscela.
	Vagliatura della miscela umida al setaccio di apertura 20 mm. Durante la maturazione dell'impasto, i contenitori sono stati avvolti in un panno umido cercando di mantenere costante l'umidità e la temperatura di impasto in attesa della compattazione.
	Compattazione del Materiale all'interno degli stampi C.B.R. (con macchina compattatrice) eseguita entro 30min dalla miscelazione del materiale secco con acqua. Compattazione eseguita in 5 strati e 85 colpi per ogni strato.
	Porzione di materiale utilizzata per la determinazione del quantitativo di acqua finale presente nella miscela.
	Pulitura e rasatura del campione dal materiale in eccesso.
	Scassero del campione dopo 24h e maturazione dei provini per altri 6gg, all'interno di una camera a temperatura costante e ad umidità controllata (min 90%).

4.2.2 REALIZZAZIONE DEI PROVINI SECONDO LE DISPOSIZIONI SAMPD

In questa fase si sono realizzati provini cilindrici secondo le norme SANS (TMH1_1986 Method A14 e norma BS 1924: Part 2:1990) previste nelle procedure SAMPD.

Si sono realizzati in totale 12 provini, identificati nel capitolo 3.3, come lotti 2 e 3, di cui:

- n.6 – realizzati con la miscela tal quale (non ottimizzata) del materiale proveniente dalle centrali di confezionamento, successivamente denominati “*CAMPIONI NON OTTIMIZZATI*”;
- n.6 – realizzati con la miscela ottimizzata con l’aggiunta delle frazioni granulometriche mancanti cercando di raggiungere il centro fuso; in seguito denominati “*CAMPIONI OTTIMIZZATI*”.

Le modalità di miscelazione è di confezionamento dei provini previsto dalla norma sudafricana è molto simile alla norma europea, essa prevede la realizzazione di provini cilindrici confezionati entro stampi C.B.R. impiegati senza disco spaziatore di dimensioni $h=152.4$ mm e diametro $d=152.4$ mm. Per esigenze di laboratorio, il quale utilizza la strumentazione conforme alle norme UNI e AASHTO, differisce leggermente da quanto indicato dalle TMH1, perciò si sono utilizzati stampi di dimensioni $h=125$ mm e $d=150$ mm. Tali differenze sono state ritenute trascurabili ai fini della determinazione delle caratteristiche meccaniche.

Prima di miscelare il campione con il legante ed acqua, il materiale inerte secco, è stato sottoposto a vagliatura eliminando tutto il passante al setaccio di apertura 20mm. La stima delle quantità in massa di legante e di acqua sono state determinate dal peso residuo del materiale dopo l’operazione di vagliatura appena descritta. A titolo di esempio, si riporta in tabella 10–4 i quantitativi impiegati per la realizzazione di un singolo campione.

Tabella 10—4. Dosaggi impiegati per la realizzazione delle miscele del Lotto 2 e 3.

MG [g]	20/31.5 [g]	16/20 [g]	Filler [g]	Aggregato [g]	Passante al 20 mm ⁽¹⁾ [g]	Cemento [g]	Acqua [g]	Miscela [g]
4487.8	1205.7	535.9	468.9	6698.1	5492.5	164.8	339.4	5996.7

(1) quantitativo di aggregato risultante dalla vagliatura successivamente miscelato con cemento e acqua

Per simulare il trasporto del materiale dal centro di confezionamento fino in cantiere, la norma prevede, prima di costipare il materiale all'interno degli stampi, un tempo di maturazione pari a 4h, avendo cura di mescolare l'impasto ogni 30min, in modo tale da evitare qualsiasi fenomeno di presa e indurimento del legante.

Il costipamento è stato effettuato in 5 strati, applicando 62 colpi per strato opportunamente distribuiti mediante un costipatore automatico Proctor con pestello di diametro pari a 51mm e peso pari a 4.535 kg e con altezza di caduta pari a 457 mm.

I provini così costipati sono stati immediatamente scasserati e condizionati secondo quanto prescritto dalle norme Sudafricane. In particolare i campioni sono stati sigillati in sacchi di plastica ed immersi in acqua per 7 giorni, dove durante il periodo di maturazione i sacchi vengono completamente immersi in acqua e condizionati a temperatura costante di circa 20 ± 3 °C, per tutto il periodo di stagionatura. I campioni impiegati per la determinazione della resistenza a compressione, al termine dei 7 giorni, sono stati immersi in acqua per ulteriori 4 ore alla temperatura di 25 °C prima di eseguire la prova a rottura (vedi immagini pagine successive).

La densità secca dei provini cilindrici è stata determinata come descritto al paragrafo precedente 4.2.1. Essendo cambiata la dimensione dei provini cilindrici, in questo caso il volume geometrico considerato risulta pari a 2120.6 cm³.

Tabella 11—4. Densità secca dei provini, risultati provenienti dal confezionamento secondo le norme SANS.

Id	Nome	Volume Fustella [cm ³]	Peso Campione [g]	Densità Apparente [g/cm ³]	Densità Secco [g/cm ³]
4	C.1 ITS Ott	2120.58	5043.60	2.38	2.25
5	C.2 ITS Ott	2120.58	4952.70	2.34	2.21
6	C.3 ITS Ott	2120.58	4953.70	2.34	2.20
7	C.3b ITS Ott	2120.58	5045.00	2.38	2.26
8	C.1 ITS No Ott	2120.58	4953.20	2.34	2.21
9	C.2 ITS No Ott	2120.58	4952.70	2.35	2.23
10	C.3 ITS No Ott	2120.58	5021.10	2.37	2.24
11	C.1 UCS Ott	2120.58	5144.70	2.43	2.30
12	C.2 UCS Ott	2120.58	5034.70	2.37	2.25
13	C.3 UCS Ott	2120.58	5083.00	2.37	2.27
14	C.1 UCS No Ott	2120.58	4978.50	2.35	2.23
15	C.2 UCS No Ott	2120.58	4959.10	2.34	2.22
16	C.3 UCS No Ott	2120.58	4932.10	2.33	2.20

Dai risultati riportati in Tabella 11-4, la densità secca risulta piuttosto variabile con un valore medio pari a 2.26 g/cm^3 per i campioni realizzati con la miscela in misto granulare ottimizzata, mentre per la miscela tal quale si è ottenuto un valore medio della densità secca pari a 2.22 g/cm^3 , mediamente più bassa rispetto a quella determinata sulla miscela ottima corretta granulometricamente. Ciò è giustificato dalla minore quantità di filler presente nella miscela tal quale priva di correzione. I risultati possono essere confermati anche per via teorica in quanto la miscela ottimizzata contenendo un quantitativo di filler maggiore (circa il 7% in massa), rispetto alla miscela tal quale, implica un aumento della densità secca andando a riempire gli interspazi tra i granuli più grossi e l'intero ammasso di materiale risulterà più compatto.

Anche in questo caso, osservando i dati in tabella, notiamo che le densità massime del secco, sono molto simili a quelli forniti da SPEA dando mediamente, valori sia di umidità che di densità massima del secco prossimi a quelli previsti.

Le figure presenti nelle pagine seguenti, illustrano il procedimento adottato durante il confezionamento dei provini.

FASI DI CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI - SAMPD	
	Vagliatura a secco, al setaccio di apertura 20mm, del solo materiale inerte.
	Maturazione del materiale per quattro 4h avendo cura di mescolare l'impasto ogni 30min per evitare le reazioni di presa e indurimento del cemento. Durante le operazioni si sono misurate le variazioni di peso dell'impasto, controllando umidità e variazioni di temperatura prodotte dalle reazioni esotermiche del cemento.
	Compattazione del Materiale all'interno degli stampi C.B.R. (con macchina compattatrice) eseguita dopo 4h di maturazione. Compattazione eseguita in 5 strati e 62 colpi per ogni strato.
	Pulitura e rasatura del campione dal materiale in eccesso. Dove il materiale in eccesso è stato utilizzato per la determinazione del contenuto di umidità.
	Scassero immediato del campione dallo stampo e preparazione alla maturazione. I campioni sono stati messi all'interno di sacchi in plastica.
	Maturazione dei provini per 7gg, all'interno di una camera a temperatura costante e ad umidità controllata min 90%. Sacchi completamente immersi in acqua.

4.3 PROVE DI ROTTURA

4.3.1 RISULTATI DELLE PROVE ITS – norma (UNI EN 13286-42/2006) prevista nel capitolato SPEA

La norma (UNI EN 13286-42/2006) presente nel capitolato SPEA, è la prova che determina la ITS – resistenza a trazione indiretta di provini cilindrici di miscele legate con leganti idraulici, preparati in laboratorio o attraverso il prelievo di carote in sito.

Dopo le operazioni di confezionamento e di maturazione a 7gg all'interno della camera a temperatura e umidità controllata, prima di mettere in atto la prova, il provino viene pesato e misurato. Le dimensioni vengono ricavate dalla media di tre misurazioni prese lungo le generatrici e i diametri disposti ad un'angolazione di 120°. I valori misurati, vengono confrontati con quelli registrati al momento della fabbricazione, verificando che non si sono avute forti variazioni, in peso e dimensioni, dovute agli effetti di ritiro ed indurimento durante il periodo di maturazione. La norma considera ancora validi provini che presentano perdite in massa non maggiori del 2%, in caso contrario, il campione o il relativo valore di resistenza può essere scartato, considerandolo non rappresentativo.

La norma (UNI EN 13286-42), prevede che la prova venga eseguita in modalità di controllo di carico, applicando un carico continuo ed uniforme senza sbalzi, ottenendo un aumento uniforme della sollecitazione non maggiore di 0.2 MPa/sec.

Per limitazioni della macchina presente in laboratorio, non è stato possibile condurre prove in controllo di carico. Le prove sono state condotte in controllo di spostamento, sottoponendo il provino cilindrico disposto orizzontalmente ad una velocità di deformazione pari a 1mm/min (campioni 1 e 2), a cui corrisponde un incremento di carico pari a circa 0.06 MPa/s (inferiore al limite di 0.2 MPa/s definito dalla norma), mentre, solo per il campione 3 si è cercato di condurre la prova in controllo di carico, modificando manualmente la velocità di avanzamento delle due piastre di carico durante tutto il periodo di prova, cercando di far crescere il carico con andamento costante.

La determinazione della resistenza a trazione indiretta è calcolata, nota la forza di rottura e le dimensioni del provino, applicando la relazione descritta nel capitolo 3.4.1, cui risulta essere la seguente:

$$ITS = \frac{2P_{max}}{\pi dt} [MPa]$$



Figura 6—4. Determinazione della resistenza a trazione indiretta.

Dai risultati delle prove effettuate, riportati in Tabella 12—4, si ricava un valore medio di resistenza a trazione indiretta pari a circa 0.32 MPa, superiore al valore minimo di 0.25 MPa indicato dal Capitolato. Inoltre, le 3 determinazioni risultano tutte accettabili non discostandosi più del 15 % dal valore medio. Sulla base dei dati ottenuti, si può pertanto ritenere che la miscela analizzata rispetta le prescrizioni minime imposte dal Capitolato.

Tabella 12—4. Risultati delle prove ITS – condotte secondo la norma UNI EN 13286-46:2006.

Id	Nome	Forza Max - P [kN]	ITS [Mpa]	d _{max} [mm]	Modalità di Prova Reale	Modalità di prova Previsto dalla Norma
1	C.1 ITS SPEA	12.361	0.30	1.092	Prova in controllo di spostamento [1mm/min]	Controllo di carico max 0.2 Mpa/sec
2	C.3 ITS SPEA	15.185	0.36	1.068	Prova in controllo di spostamento [1mm/min]	Controllo di carico max 0.2 Mpa/sec
3	C.3 ITS SPEA	12.816	0.31	1.065	Prova in Controllo di Carico [200 N/sec]	Controllo di carico max 0.2 Mpa/sec

Nelle figure 7-4 e 8-4 sono rappresentati i grafici “Forza di carico/spostamenti” e “ITS/deformazioni”.

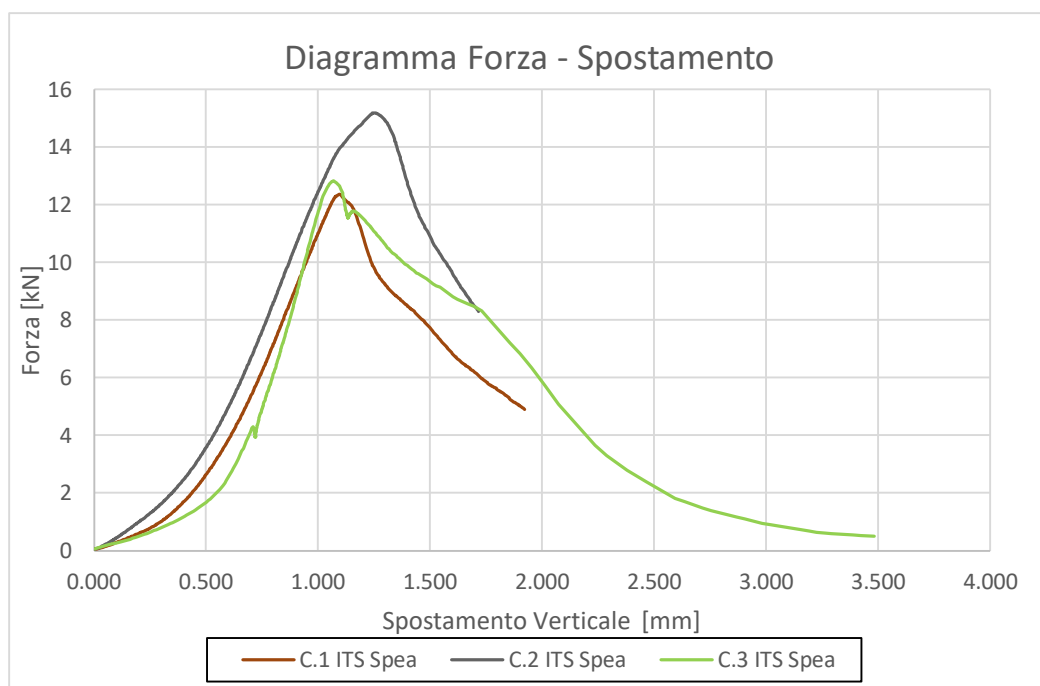


Figura 7—4. Andamento dei diagrammi Forza-Spostamento del primo lotto di provini.

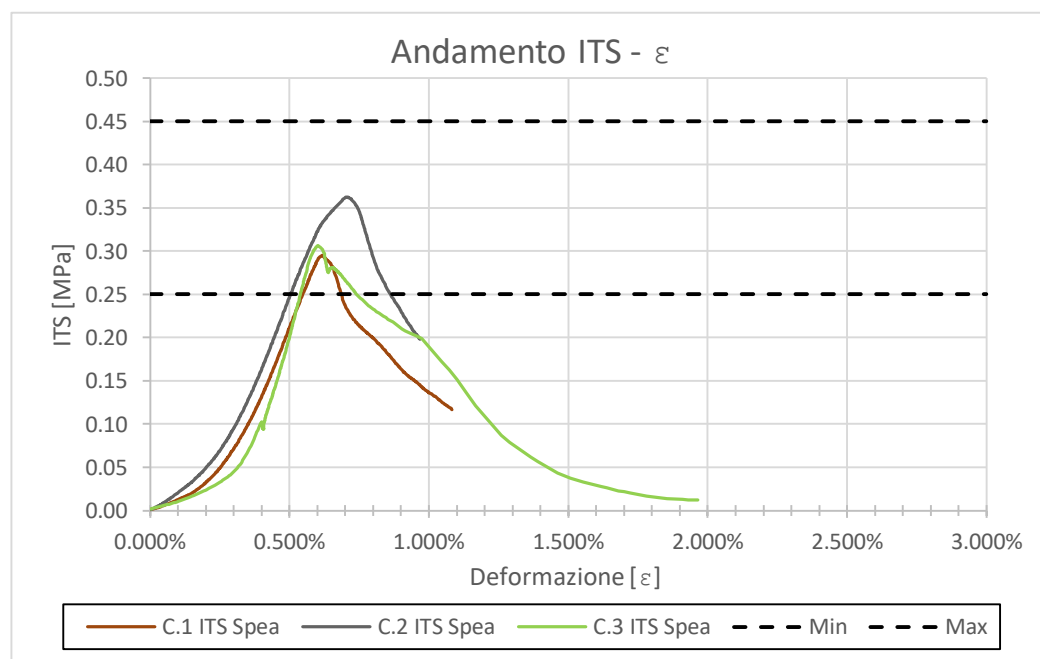


Figura 2—4. Andamento dei diagrammi ITS-deformazione del primo lotto di provini.

ROTTURA DEI PROVINI ITS_procedure di capitolato SPEA

CAMPIONE C.1_ITS_SPEA



CAMPIONE C.2_ITS_SPEA



CAMPIONE C.3_ITS_SPEA



4.3.2 RISULTATI DELLE PROVE ITS – norme SANS (TMH1 – 1986 Method A16T)

La norma (TMH1 – 1986 Method A16T) presente nelle procedure di progetto della SAMPD, è la prova che determina la ITS di miscele legate con leganti idraulici, preparati in laboratorio.

La norma prevede che la prova venga svolta in modalità di controllo di carico, applicando un carico continuo ed uniforme di 40 kN/min. Per limitazioni della macchina di laboratorio, dove non è stato possibile condurre le prove in controllo di carico, le prove sono state svolte in controllo di velocità sottoponendo il provino cilindrico, disposto orizzontalmente, ad una velocità di avanzamento di 2 mm/min, corrispondente ad un incremento di carico pari a circa 15 kN/min.

Dai risultati delle prove effettuate e riportati in Tabella 13-4, scartando alcuni valori di ITS che si discostano eccessivamente dagli altri (in particolare campione C.1 e C.3 ITS Ott.), si sono ricavati i valori medi per ciascun lotto di provini. Il valore di ITS minimo previsto dalla norma europea prevede valori non inferiori a 0.25 MPa. Dai risultati il valore mediato delle 3 prove ITS scartando i risultati delle prove n.4 e 6 risultano: per i provini delle miscele ottimizzate un $ITS_{medio} = 0.27 \text{ MPa}$, mentre per le miscele non ottimizzate (campioni n. 8 – 9 – 10) il risultato medio della ITS ha mostrato valori maggiori pari a $ITS_{medio} = 0.33 \text{ MPa}$.

Tabella 13—4. Risultati delle prove ITS – condotte secondo la norma TMH1 -1996 - Method A16T.

Id	Nome	Forza Max [kN]	ITS [Mpa]	d max [mm]	Modalità di Prova Reale	Modalità di prova Previsto dalla Norma
4	C.1 ITS Ott	2.965	0.10	-	Prova in Controllo di Carico [667 N/sec]	Controllo di carico 40 kN/min
5	C.2 ITS Ott	7.342	0.26	1.385	Prova in controllo di deformazione [2mm/min]	Controllo di carico 40 kN/min
6	C.3 ITS Ott	1.291	0.05	0.935	Prova in controllo di deformazione [2mm/min]	Controllo di carico 40 kN/min
7	C.3b ITS Ott	7.981	0.28	1.408	Prova in controllo di deformazione [2mm/min]	Controllo di carico 40 kN/min
8	C.1 ITS No Ott	9.888	0.35	2.081	Prova in controllo di deformazione [2mm/min]	Controllo di carico 40 kN/min
9	C.1 ITS No Ott	9.943	0.35	1.677	Prova in controllo di deformazione [2mm/min]]	Controllo di carico 40 kN/min
10	C.1 ITS No Ott	8.037	0.28	1.956	Prova in controllo di deformazione [2mm/min]	Controllo di carico 40 kN/min

Nelle Figure 9–4 e 10–4 sono rappresentati i grafici “Forza di carico/spostamenti” e “ITS/deformazioni”.

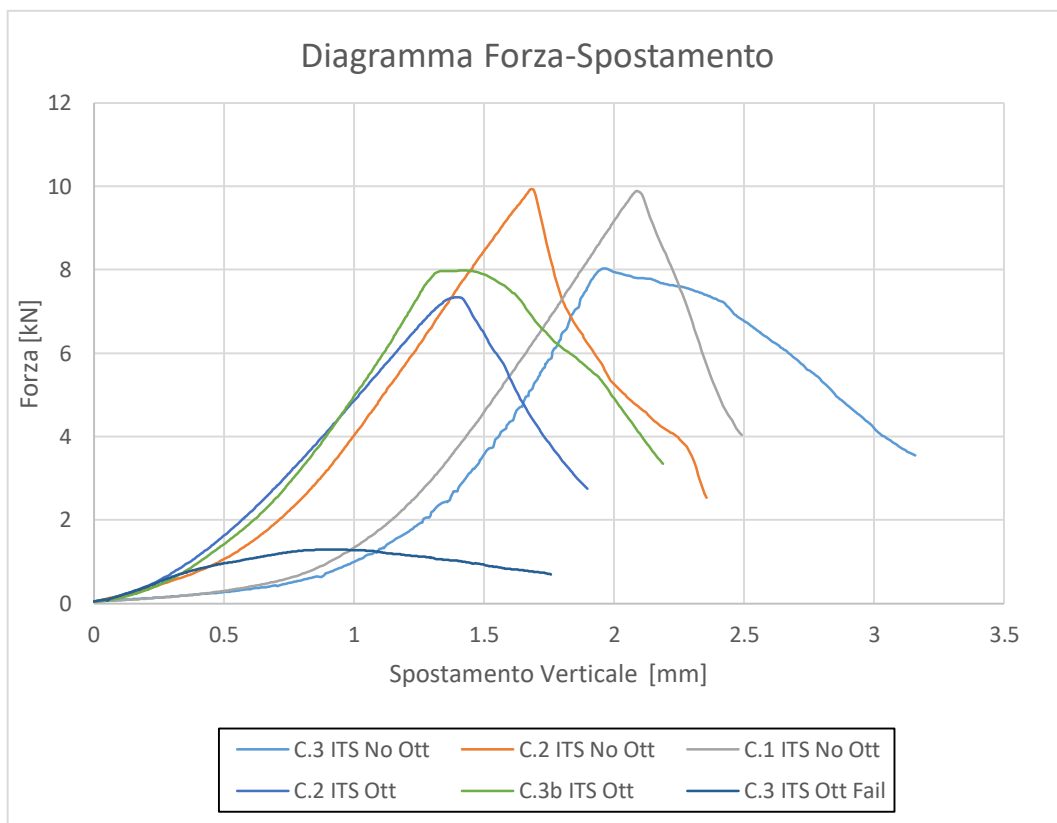


Figura 9—4. Andamento del diagramma Forza-Spostamento dei provini realizzati secondo le norme SANS.

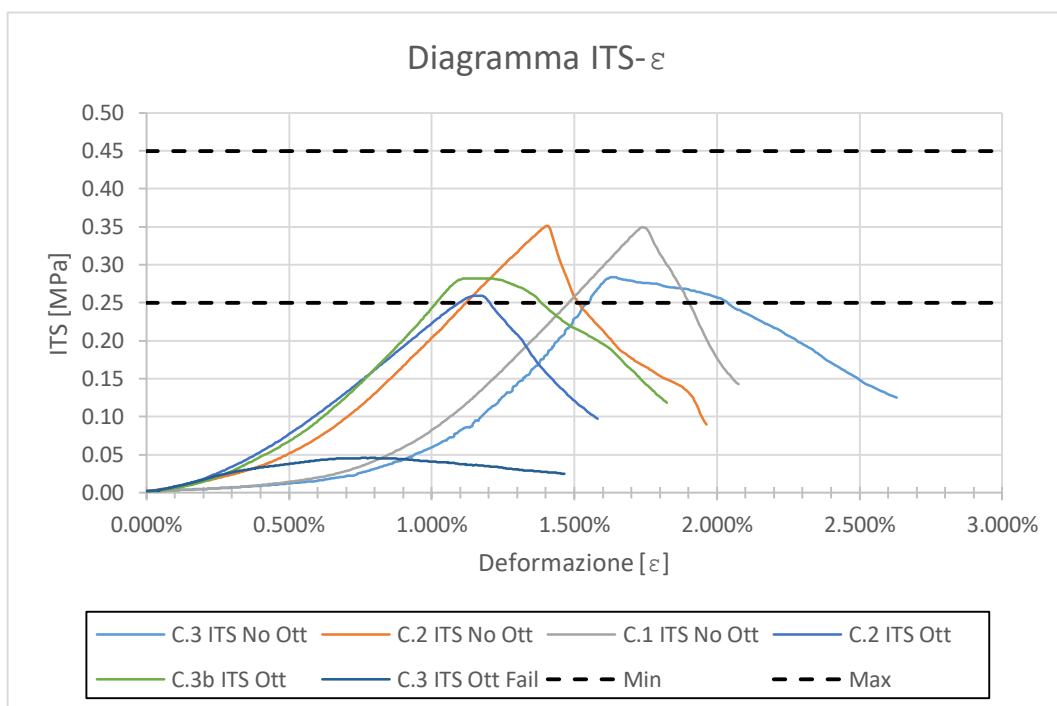


Figura 10—4. Andamento del diagramma ITS-Deformazioni dei provini realizzati secondo le norme SANS.

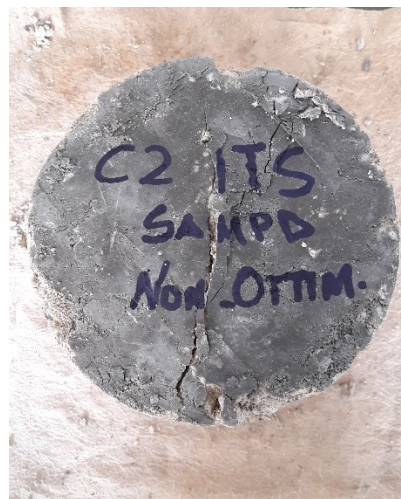
ROTTURA DEI PROVINI ITS, procedure di capitolato SAMPD CAMPIONE C.1 ITS Ott_SAMPD	
	
CAMPIONE C.2 ITS Ott_SAMPD	
	
CAMPIONE C.3b ITS Ott_SAMPD	
	

ROTTURA DEI PROVINI ITS_procedure di capitolato SPEA

CAMPIONE C.1_ ITS NON Ott_SAMPD



CAMPIONE C.2_ ITS NON Ott_SAMPD



CAMPIONE C.3_ ITS NON Ott_SAMPD



4.3.3 RISULTATI DELLE PROVE UCS – norme SANS (TMH1 – 1986 Method A14)

La norma (TMH1 – 1986 Method A14) presente nelle procedure di progetto della SAMPD, è la prova che determina la UCS su provini cilindrici di miscele legate con leganti idraulici, preparati in laboratorio. La prova prevede il confezionamento dei provini, subito dopo la compattazione, all'interno di sacchi in plastica e la maturazione per 7gg all'interno di una camera a temperatura e umidità controllata, immergendo completamente i sacchi in acqua. La procedura richiede che la prova sia svolta in condizioni sature, perciò i campioni prima di essere sottoposti a rottura, devono essere completamente immersi in acqua per 4 ore (vedi Figura 11-4).



Figura 11—4. Condizionamento dei provini cilindrici (sinistra) in sacchi chiusi immersi in acqua per 7 giorni e successivamente (destra) immersi in acqua per 4 ore.

La determinazione della resistenza a compressione (UCS) è calcolata, nota la forza di rottura e le dimensioni del provino, applicando l'equazione descritta al capitolo 3.4.3 e di seguito riportata:

$$UCS = \frac{P}{A} = \frac{4 \cdot P_{max}}{\pi \cdot d^2}$$

La norma prevede che la prova venga eseguita in modalità di controllo di carico, applicando un carico continuo ed uniforme senza sbalzi pari a 140 KN/m², ottenendo un aumento di pressione uniforme di 140 KPa/s, che relazionato alle dimensioni del provino (d=152.4 mm) risulta un avanzamento di carico massimo pari a 2.55 KN/sec.

Nel nostro caso, la forza massima è stata misurata impiegando una pressa in controllo di carico da 200 kN e sottoponendo il provino cilindrico, disposto verticalmente, ad una velocità di incremento di carico pari a 140 kPa/s, così come richiesto dalle norme TMH1. I risultati ottenuti dalla prova, sono riportati in Tabella 14–4, per entrambe le miscele di misto granulare utilizzate.

Tabella 14—4. Risultati delle prove UCS per entrambe le miscele di misto granulare (ottimizzata e non).

Id	Nome	Forza Max [kN]	UCS [Mpa]	d _{max} [mm]	Avanzamento Carico [kN/sec]	Modalità di Prova
11	C.1 UCS Ott	49.30	2.78	5.16	2.47	Prova a Controllo di Carico 140 kPa/sec
12	C.2 UCS Ott	57.30	3.24	4.35	2.46	Prova a Controllo di Carico 140 kPa/sec
13	C.3 UCS Ott	63.60	3.62	4.09	2.48	Prova a Controllo di Carico 140 kPa/sec
14	C.1 UCS No Ott	64.70	3.65	4.31	2.48	Prova a Controllo di Carico 140 kPa/sec
15	C.2 UCS No Ott	54.80	3.11	4.64	2.47	Prova a Controllo di Carico 140 kPa/sec
16	C.3 UCS No Ott	64.00	3.62	4.54	2.48	Prova a Controllo di Carico 140 kPa/sec

Non avendo a disposizione un capitolato prestazionale sudafricano con cui confrontare i valori minimi che devono avere i campioni sottoposti ad UCS, il capitolato SPEA, prevede un range di valori di resistenza a compressione non confinata che devono avere provini cilindrici dopo 7 gg di maturazione. I valori di UCS previsti sono $UCS_{min}=2.5$ MPa e $UCS_{max}=4.5$ MPa. Dai risultati il valore mediato sulla base di tre campioni per ogni tipo di miscela (ottimizzata e non) sono i seguenti:

- **$UCS_{medio}= 3.21$ MPa**, miscela ottimizzata, campioni n. 11 – 12 e 13;
- **$UCS_{medio}= 3.46$ MPa**, miscela non ottimizzata, campioni n. 14 – 15 e 16.

Per entrambe le miscele, le determinazioni risultano tutte accettabili non discostandosi più del 15 % dal rispettivo valore medio.

Nelle Figure 12–4 e 13–4, sono rappresentati i grafici “Forza di carico-spostamenti” e “UCS-deformazioni”.

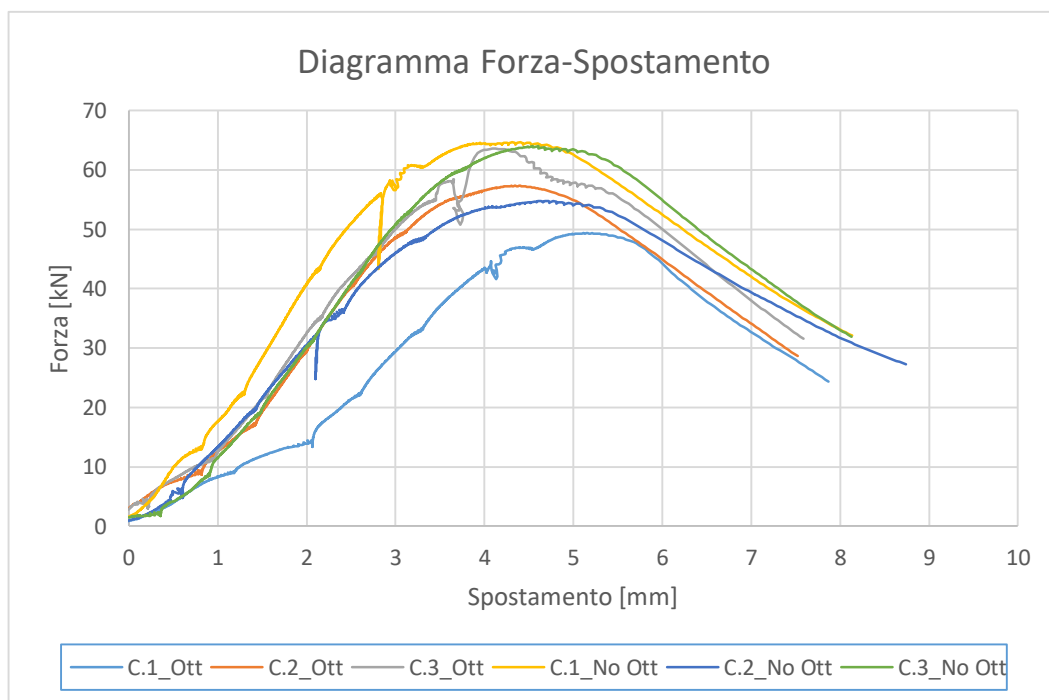


Figura 12—4. Andamento del diagramma “Forza-Spostamento”.

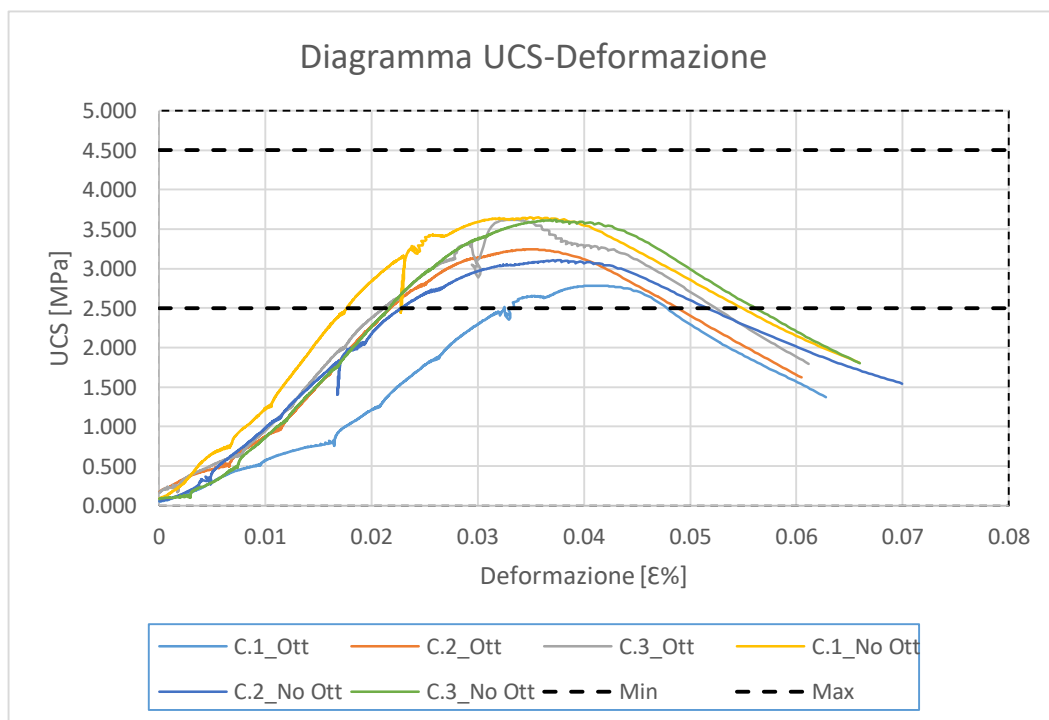
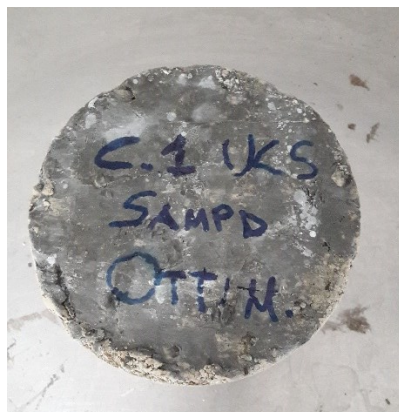


Figura 13—4. Diagramma “UCS-deformazioni”.

ROTTURA DEI PROVINI UCS_procedure di capitolato SAMPD

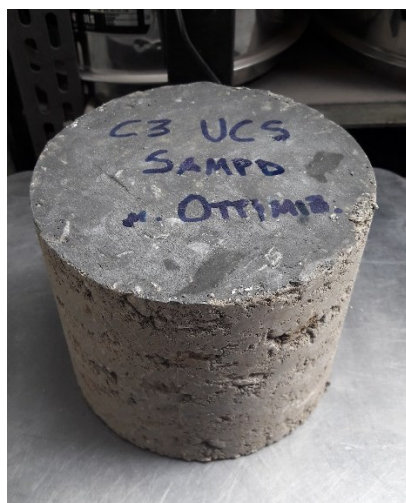
CAMPIONE C.1_UCS Ott_SAMPD

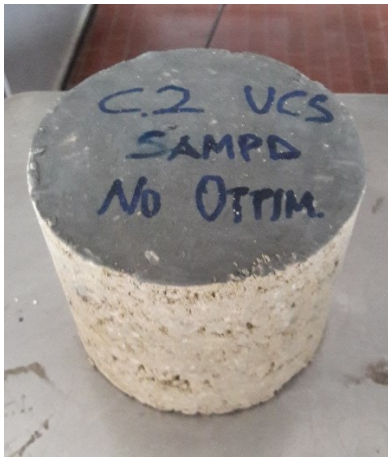
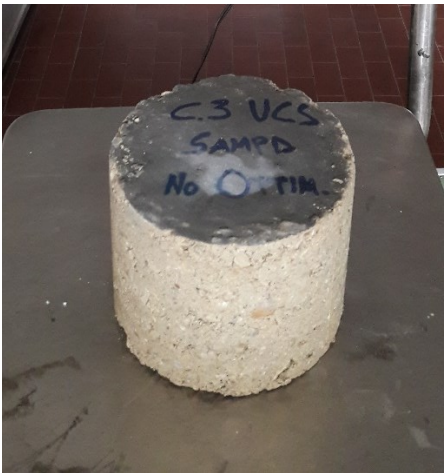


CAMPIONE C.2_UCS Ott_SAMPD



CAMPIONE C.3_UCS Ott_SAMPD



ROTTURA DEI PROVINI ITS_procedure di capitolato SAMPD	
CAMPIONE C.1_UCS Non Ott_SAMPD	
	
CAMPIONE C.2_UCS Non Ott_SAMPD	
	
CAMPIONE C.3_UCS Non Ott_SAMPD	
	

4.4 INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

4.4.1 CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI

Durante le prove di laboratorio non avendo svolto studi di mix design sulla miscela, ovvero determinazione del quantitativo di legante e contenuto di umidità ottima, l'analisi si è limitata solamente a realizzare i provini e verificare le indicazioni meccaniche e volumetriche fornite da SPEA presenti all'interno del loro Capitolato Tecnico.

In Tabella 15-4 sono riassunte le principali caratteristiche che contraddistinguono i due metodi impiegati, ossia il metodo indicato nel Capitolato "Autostrade" facente riferimento alle norme europee e il metodo sudafricano basato sulle norme TMH1. Risulta così immediato osservare le principali differenze che sussistono tra i due metodi per quanto concerne la preparazione delle miscele in misto cementato, la compattazione e maturazione dei provini cilindrici nonché le modalità di rottura.

Tabella 15—4. Confronto tra il metodo indicato nel Capitolato e il metodo SudAfricano.

METODO	"Autostrade"	"Sudafricano"
Norme	CNR n.69 UNI EN 13286-2 UNI EN 13286-42	TMH1-1986 Method A14 TMH1-1986 Method A16T
Dimensioni Fustelle (d x h)	(152.4 x 177.8) mm	(152.4 x 127.0) mm
Peso Pestello	4.535 Kg	4.5 Kg
Numero di strati	5	5
Numero di colpi	85	62
Miscelazione e compattazione	Miscelazione del materiale con cemento e acqua ed eliminazione del materiale trattenuto al setaccio di apertura 20 mm. Compattazione entro 30 minuti dalla miscelazione.	Eliminazione del materiale secco trattenuto al 20 mm e successiva miscelazione del materiale residuo con cemento e acqua. Attesa di 4 ore a fine miscelazione, con rimescolazione ogni 30 minuti prima della compattazione.
Maturazione	In ambiente controllato con 90% di umidità e temperatura di circa 25 °C. Scassero dopo 24 ore dalla compattazione e maturazione di altri 6 giorni.	Scassero immediato e maturazione in sacchi di plastica immersi in acqua per 7 giorni alla temperatura di 25 °C.
Resistenza a trazione indiretta	Rottura del provino in controllo di carico, incremento massimo pari a 0.2 MPa/min	Rottura del provino in controllo di carico, incremento pari a 40 kN/min

Inoltre, osservando i risultati prodotti dalle prove, possiamo dire che quasi la totalità dei provini realizzati al momento del loro confezionamento e quindi in termini di densità del secco raggiunta dal materiale durante le procedure di compattazione, ha prodotto risultati molto vicini rispetto a quelli dichiarati da SPEA. Quasi tutti i provini hanno registrato valori di densità prossima a $\gamma_s=2.25 \text{ g/cm}^3$ e solo in due casi si sono verificati degli scarti elevati.

Altro aspetto da osservare, sono le differenze di densità che si sono manifestate tra le miscele di materiale realizzati con l'aggiunta di materiale correttivo, quindi le miscele ottimizzate, rispetto a quelle non ottimizzate. Nella successiva Tabella 16-4 sono riassunti i principali risultati ottenuti per la miscela ottimizzata caratterizzata secondo il Capitolato "Autostrade" (AUTOSTRADE-OTT), per la miscela ottimizzata (TMH1-OTT) e la miscela non ottimizzata (TMH1-TQ) caratterizzate secondo il metodo sudafricano. La colonna E_{comp} rappresenta l'energia di compattazione ⁷ per unità di volume applicata per il confezionamento dei provini.

Tabella 16—4. Sintesi e confronto dei risultati delle densità secche.

ID	γ_s [g/cm ³]	E_{comp} [N/cm ²]
AUTOSTRADE - OTT	2.23	266
TMH1 - OTT	2.26	297
TMH1 - TQ	2.22	297

Come di facile intuizione, le miscele di materiale ottimizzato, presentano valori di densità del secco più alte rispetto alle miscele non ottimizzate, grazie all'assortimento granulometrico e soprattutto all'aggiunta di filler disponendosi tra i vari granuli più grossi. Dai dati riportati si osserva che, con riferimento alla miscela ottimizzata, il metodo sudafricano conduce a valori di densità secca dei provini cilindrici più elevati rispetto a quelli realizzati secondo le norme "Autostrade". Ciò è giustificato dalla maggiore energia di compattazione impiegata per il confezionamento dei campioni.

⁷ L'energia di compattazione può essere intesa come un indice che misura l'efficacia e l'entità della forza impiegata durante le operazioni di compattazione di una terra. A maggiori valori di energia, corrisponde una migliore compattazione, impiegando minori contenuti di acqua ottimale e più alti valori di densità secca. L'energia di compattazione viene determinata in laboratorio attraverso la prova Proctor ed è funzione di: Peso del maglio, numero di colpi del maglio, altezza h di caduta e spessore di ogni strato impiegato ed è indirettamente proporzionale al volume della fustella.

$$E = \frac{P(\text{Pesomaglio}) \cdot n(\text{colpi}) \cdot h \cdot n(\text{strati})}{V (\text{volume fustella})}$$

4.4.2 INTERPRETAZIONE DELLE PROVE UCS E ITS

I risultati delle prove di rottura condotte in laboratorio sia per la determinazione della resistenza a trazione indiretta – ITS e sia le prove della resistenza a compressione non confinata – UCS, nella totalità dei casi, hanno mostrato valori di tensione all'interno del range prescritto dalla norma (UNI EN 13286-42/2006) presente nel capitolato SPEA, ricordiamo:

- $ITS \geq 0.25$ (MPa), per provini cilindrici dopo 7gg di maturazione;
- $2.5 \leq UCS \leq 4.5$ (MPa), per provini cilindrici dopo 7gg di maturazione.

La quasi totalità dei campioni ha dato valori accettabili, così come possiamo osservare dai risultati in Tabella 17–4, scartando solo i campioni n.4 e 6 dove si sono prodotti valori molto bassi dovuti ad errori iniziali di impostazione della macchina, riguardo all'interpretazione della velocità di deformazione con cui dovevano essere eseguite le prove e dell'impostazione del precarico iniziale, si è preferito escludere i risultati dal calcolo. La norma prevede che i provini devono essere portati a rottura attraverso prove in controllo di carico, ma le apparecchiature disponibili in laboratorio (in particolare per la determinazione della ITS), non permettono di condurre la prova in controllo di carico in maniera automatica, perciò si è scelto di eseguirle in controllo di deformazione. Solamente per i provini n.3 e 4 si è cercato di condurre la prova in controllo di carico impostando manualmente durante tutto il periodo il valore del carico.

Tabella 17—4. Risultati finali delle prove ITS e UCS

RISULTATI PROVE ITS			
Id	Nome	Forza Max [kN]	ITS [Mpa]
1	C.1 ITS Spea	12.361	0.30
2	C.3 ITS Spea	15.185	0.36
3	C.3 ITS Spea	12.816	0.31
4	C.1 ITS Ott	2.965	0.10
5	C.2 ITS Ott	7.342	0.26
6	C.3 ITS Ott	1.291	0.05
7	C.3b ITS Ott	7.981	0.28
8	C.1 ITS No Ott	9.888	0.35
9	C.1 ITS No Ott	9.943	0.35
10	C.1 ITS No Ott	8.037	0.28

RISULTATI PROVE UCS			
Id	Nome	Forza Max [kN]	UCS [Mpa]
11	C.1 UCS Ott	49.30	2.78
12	C.2 UCS Ott	57.30	3.24
13	C.3 UCS Ott	63.60	3.62
14	C.1 UCS No Ott	64.70	3.65
15	C.2 UCS No Ott	64.00	3.62
16	C.3 UCS No Ott	54.80	3.11

Inoltre osservando i valori delle prove ITS solo per le miscele ottenute dal materiale ottimizzato, si osserva che i valori appartenenti ai campioni costruiti secondo le norme TMH1, sono mediamente minori rispetto a quelli costruiti secondo le norme di Capitolato, probabilmente per effetto del differente processo di maturazione ma soprattutto della diversa altezza dei campioni stessi.

Come detto in precedenza le miscele Ottimizzate hanno registrato, valori di densità del secco più alti rispetto alle miscele tal quale, quindi come possiamo immaginare, un materiale più denso, (ovvero più compattato e quindi anche più rigido) dovrebbe presentare valori finali di resistenza a rottura più alti. Di contro, osservando solo i valori dei campioni costruiti secondo le norme TMH1, i campioni prodotti con la miscela non ottimizzata presentano valori di resistenza a trazione indiretta e resistenza a compressione maggiori rispetto alla miscela ottimizzata; tale evidenza sperimentale può essere legata alla diversa struttura litica che si realizza all'interno dei campioni in conseguenza di una distribuzione granulometrica meno uniforme.

Nei grafici seguenti si è cercato di interpretare i risultati ottenuti, individuando l'esistenza di una proporzionalità diretta tra i valori di densità secca registrata per un determinato provino ed i rispettivi valori di resistenza a trazione e compressione ottenuti. Nelle Figure 14-4 e 15-4 è rappresentato in grafico rispettivamente i valori della densità secca e della ITS. Nel primo grafico sono rappresentati per intero i valori degli 11 campioni sottoposti a ITS, mentre nel secondo grafico sono rappresentati solamente i valori registrati per i provini sottoposti ad una stessa modalità di rottura, ovvero impostando la prova con una velocità di avanzamento pari a 2mm/min.

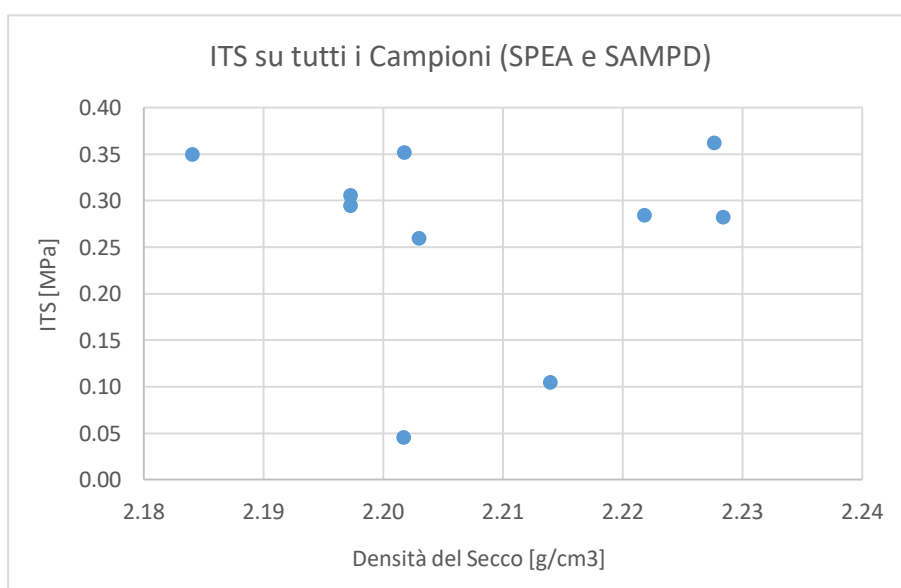


Figura 14—4. Andamento grafico delle ITS con la densità del secco.

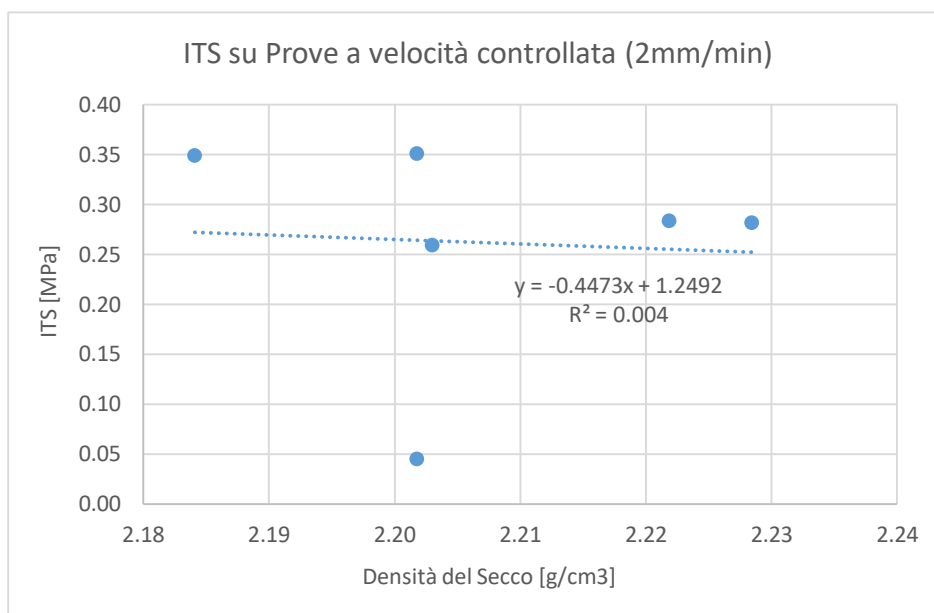


Figura 15—4. Andamento grafico delle prove ITS eseguite ad una velocità di 2mm/min.

In Figura 16—4, sono invece rappresentati graficamente i valori della densità secca con i rispettivi valori di resistenza a compressione ottenuti per uno stesso provino.

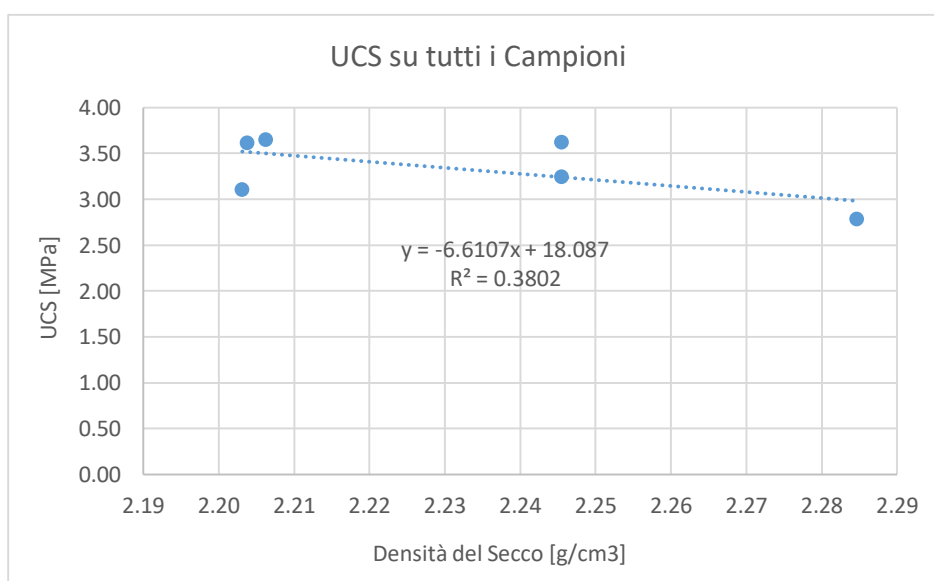


Figura 16—4. Andamento grafico delle UCS con la densità del secco.

Ricordiamo che tutti i campioni sono stati realizzati con un quantitativo di legante e acqua uguale per tutti. Come possiamo osservare da entrambi i grafici, i dati sperimentali hanno fornito valori contrari a quelli attesi. La relazione densità-resistenza mostra un andamento decrescente.

Nei grafici seguenti invece, con approccio simile ai precedenti, si è cercato di esprimere solamente i valori appartenenti ad ogni tipo di miscela ottimizzata, cercando di individuare una relazione tra la densità e le relative resistenze e confrontare i risultati.

Per le miscele OTTIMIZZATE i risultati sono espressi nei grafici di Fig. 17-4 e 18-4.

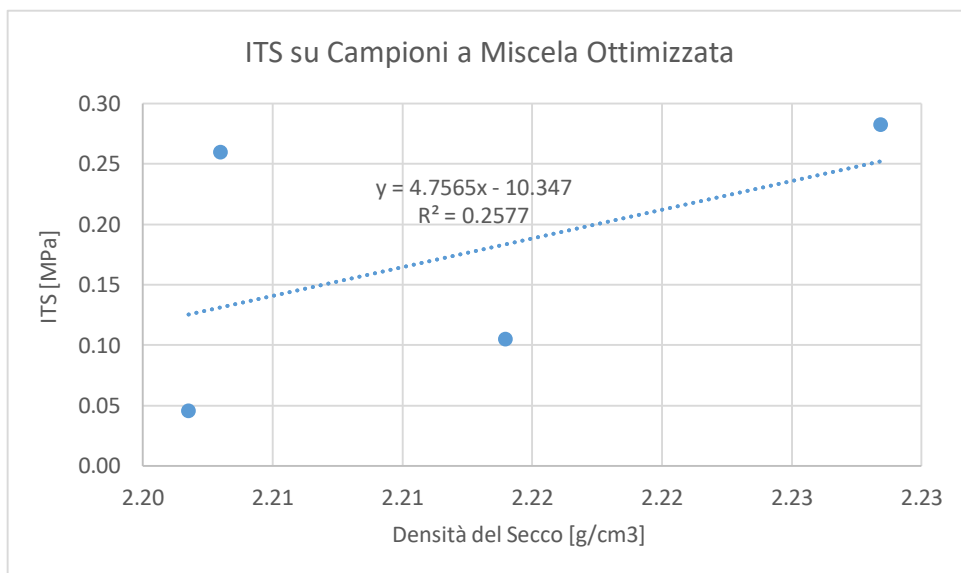


Figura 3—4. Andamento grafico delle ITS con la densità del secco su campioni di miscela Ottimizzata.

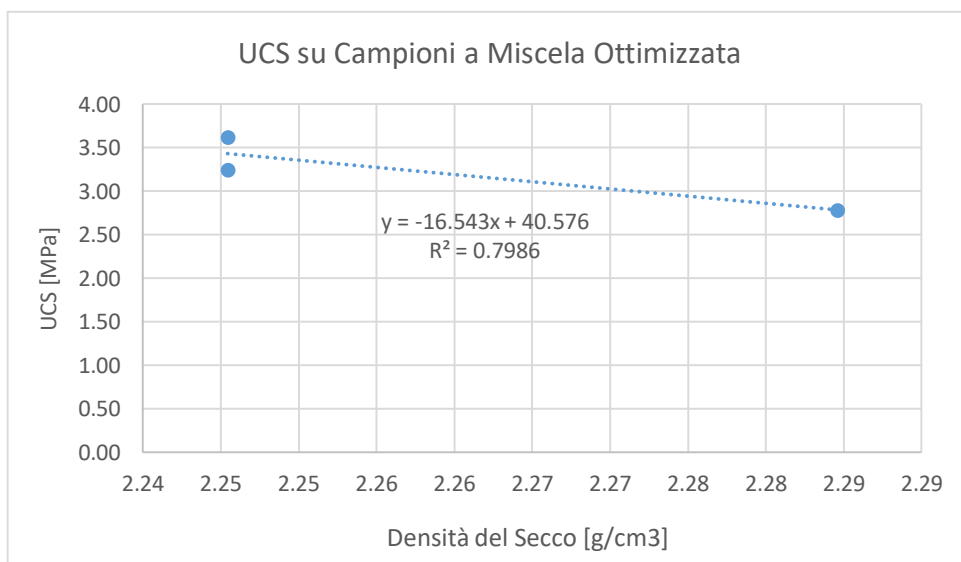


Figura 18—4. Andamento grafico delle UCS con la densità del secco su campioni di miscela Ottimizzata

Per le miscele NON OTTIMIZZATE i risultati sono espressi nei grafici di Figura 19–4 e 20–4.

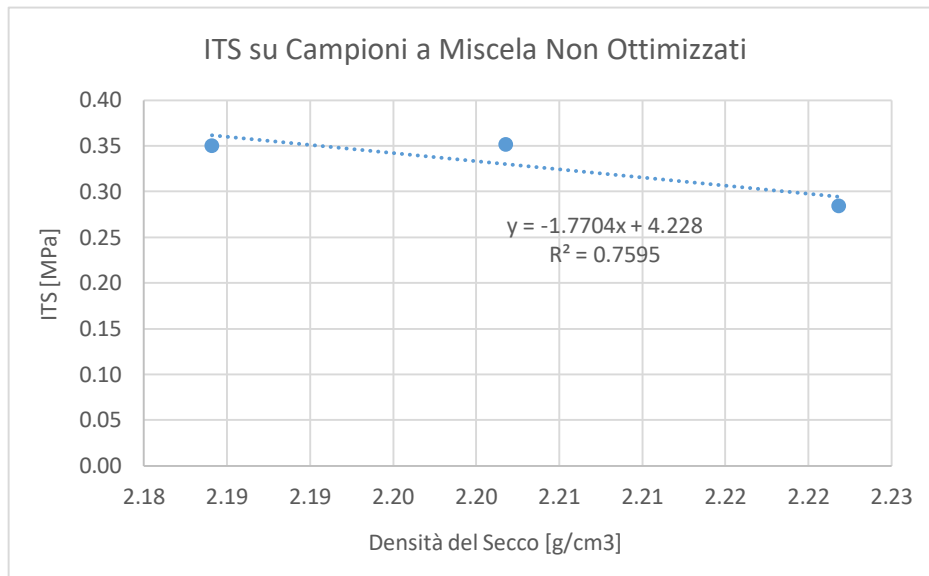


Figura 19—4. Andamento grafico delle ITS con la densità del secco su campioni di miscela Non Ottimizzata.

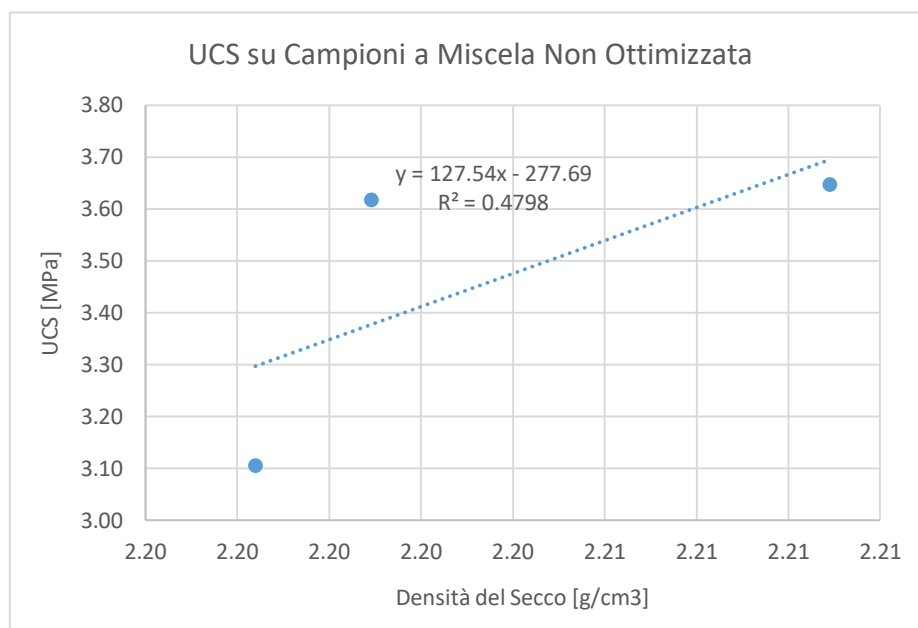


Figura 20—4. Andamento grafico delle UCS con la densità del secco su campioni di miscela Non Ottimizzata

Dagli ultimi grafici, che riguardano nel dettaglio ogni singola miscela, osserviamo che non sempre vi è una proporzionalità diretta tra i parametri, anche per uno stesso tipo di miscela, a differenza dell'interpretazione a livello generale come nei grafici di Figura 15 – 4 e 16 – 4.

Un'interpretazione accurata e obiettiva a tali risultati, richiede conoscenze toriche ben approfondite su alcune materie specifiche riguardo l'ingegneria dei materiali come, meccanica della frattura o plasticità. Perciò i risultati sperimentali dall'analisi svolta, potrebbero essere interessanti spunti di partenza per futuri studi scientifici.

Un altro aspetto da osservare, sono i diagrammi sforzi-deformazione i quali durante tutto il tempo di prova, non hanno mostrato un andamento lineare sin dalle prime fasi di caricamento, l'individuazione della fase elastica risulta perciò non immediata. Questo è dovuto ad una serie di motivi funzione del tipo di prova:

- nelle prove ITS, nei primi tratti, notiamo che la curva ha un andamento fortemente non lineare. Questo deriva dalla prima fase di caricamento e assestamento dei provini, c'è da dire che nei primi istanti di applicazione del carico, le forze vengono assorbite dalle fascette in legno, dove queste per effetto del carico tenderanno a deformarsi (risultando il materiale meno rigido a compressione rispetto al provino e alle piastre di caricamento in acciaio), solo in una seconda fase, quando le fascette in legno per effetto della forza di compressione si saranno deformate aderendo completamente con le piastre di caricamento e il campione, il carico sarà totalmente trasferito sul provino e solo in quel momento i diagrammi inizieranno a presentare un andamento lineare fino a valori prossimi al punto di rottura, per poi mostrare un rapido decadimento della forza.
- nelle prove UCS, il campione viene sottoposto a caricamento assiale direttamente a contatto con le piastre di carico della macchina. Osservando le curve "tensioni – deformazioni", anche in questo caso il materiale non mostra un andamento perfettamente lineare, mostrando in alcuni tratti dei bruschi decadimenti in termini di carico, causati dalle rotture localizzate. Data la natura granulare del materiale, le principali forze di resistenza sono dovute alla combinazione tra le forze che si scambiano i grani nei punti di contatto e le forze di scorrimento relativo tra le superfici dei grani. Durante la prova, la forza di compressione che agisce uniformemente sul provino, provoca continui scorrimenti relativi tra i grani, dove questi cercano di "adattarsi" costantemente ai movimenti provocati dalla pressione. Osservando l'andamento forza-tempo, il fenomeno dei picchi (o istanti in cui si ha un decadimento della forza) può essere inteso ai momenti in cui ci sono movimenti o rotture localizzate tra i grani e nella fase immediatamente successiva quando avviene l'assestamento localizzato, si registra una ripresa

di resistenza data dal momentaneo addensamento. Il comportamento potrebbe essere assoggettato alla fase di snervamento di un tondino di acciaio.

Esistono altri tipi di prove per determinare la UCS di un materiale, che cercano di limitare i problemi appena visti e di contenere anche i costi della prova. La prova in esame è la PLT – Point Load Test usata generalmente in ambito geotecnico per l'analisi delle terre. La configurazione di prova (simile alla prova ITS), viene eseguita caricando il provino in due soli punti diametralmente opposti attraverso l'applicazione di un carico puntuale. In figura è rappresentata la macchina di prova (Vedi Figura 21-4).

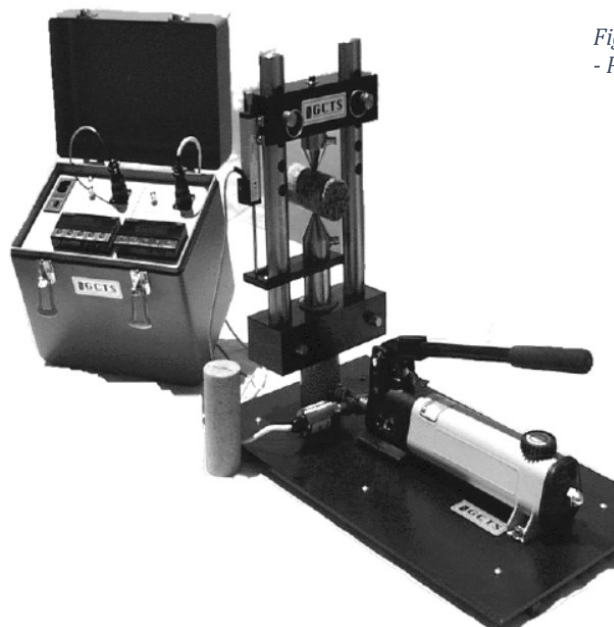


Figura 21—4. Schema della prova PLT - Point Load Test.

La prova permette di determinare l'indice della forza di carico determinato attraverso la seguente formula:

$$Is_{50} = P/De^2$$

Dove:

- Is_{50} – è l'indice della forza di carico in [psi];
- P – è la massima forza di caricamento che si registra alla rottura [lbf];
- De – è il diametro equivalente del provino (generalmente 50mm) [in];

Attraverso la determinazione dell'indice di forza è possibile calcolare la UCS:

$$UCS [psi] = K \cdot Is_{50}$$

Dove K è un parametro funzione del tipo di terreno.

4.4.3 CORRELAZIONE TRA UCS E ITS

Come descritto in precedenza al capitolo 3 (paragrafo 3.4.4), dove si è parlato della correlazione tra UCS e ITS. Sulla scorta dei dati disponibili e dei risultati prodotti dalle prove di laboratorio, si è cercato di ricavare una correlazione tra i valori di UCS e di ITS.

Anche se la correlazione non è diretta in quanto le prove per la determinazione dei parametri si sono svolte in maniera indipendente dove, per ogni esecuzione delle prove, i provini sono stati sottoposti a rottura impedendo la ripetibilità delle prove su uno stesso campione.

I grafici di Figura 22-4, 23-4 e 24-4 hanno il solo scopo di illustrare indicativamente il legame tra i due valori di resistenza, rispettivamente: in Figura 22-4 sono rappresentati la totalità dei campioni analizzati, in Figura 23-4 sono rappresentati i campioni appartenenti alle miscele tal quale, ed infine in Figura 24-4 sono rappresentati i campioni appartenenti alle miscele di granulometria ottimizzata.

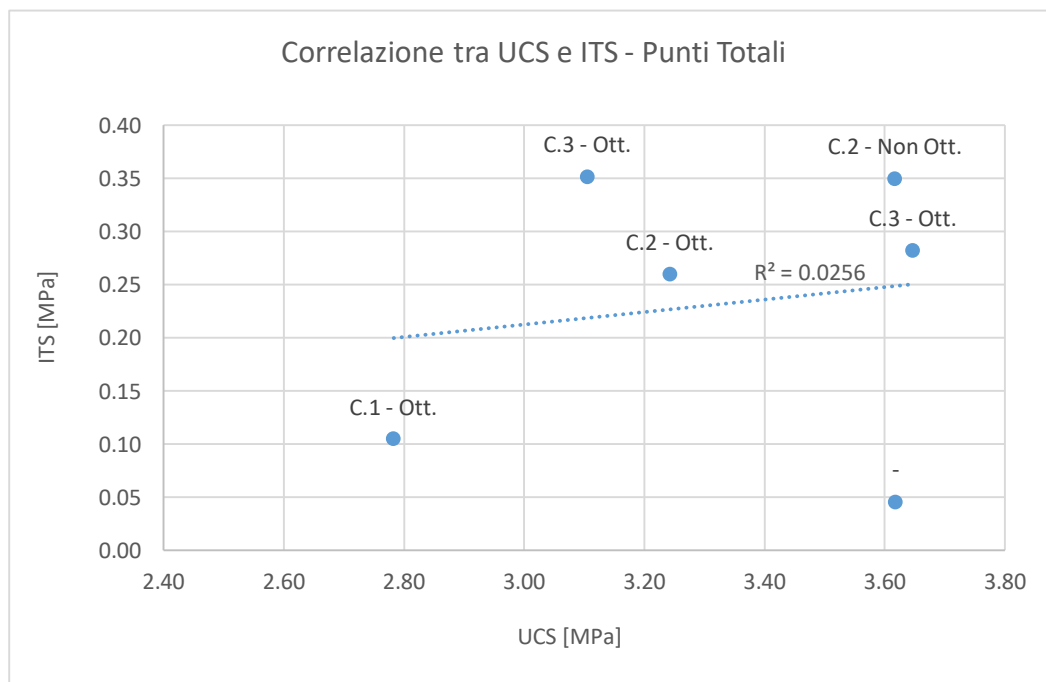


Figura 22—4. Correlazione tra UCS e ITS - Rappresentazione totale delle Prove.

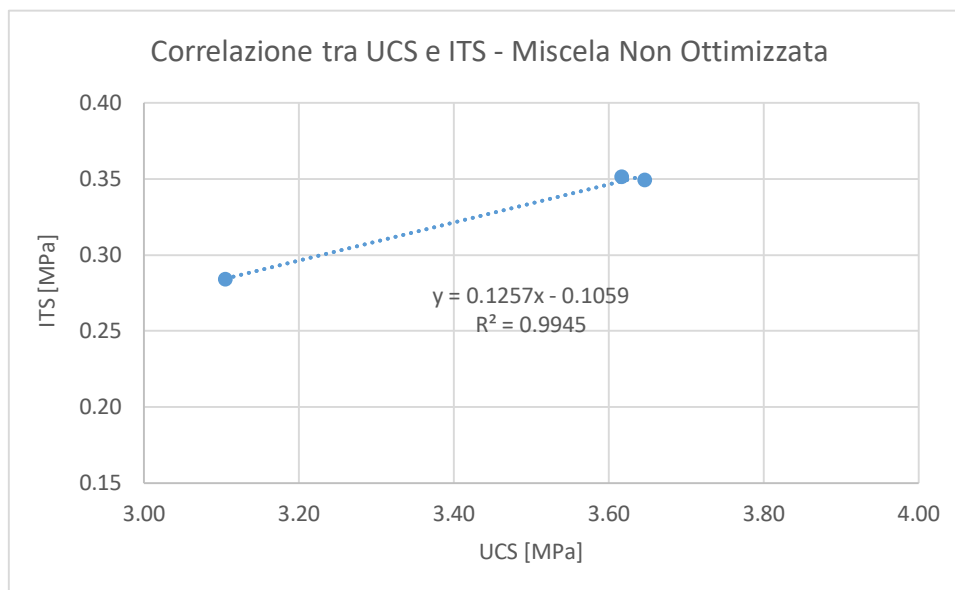


Figura 23—4. Correlazione tra UCS e ITS - Miscela Non Ottimizzata.

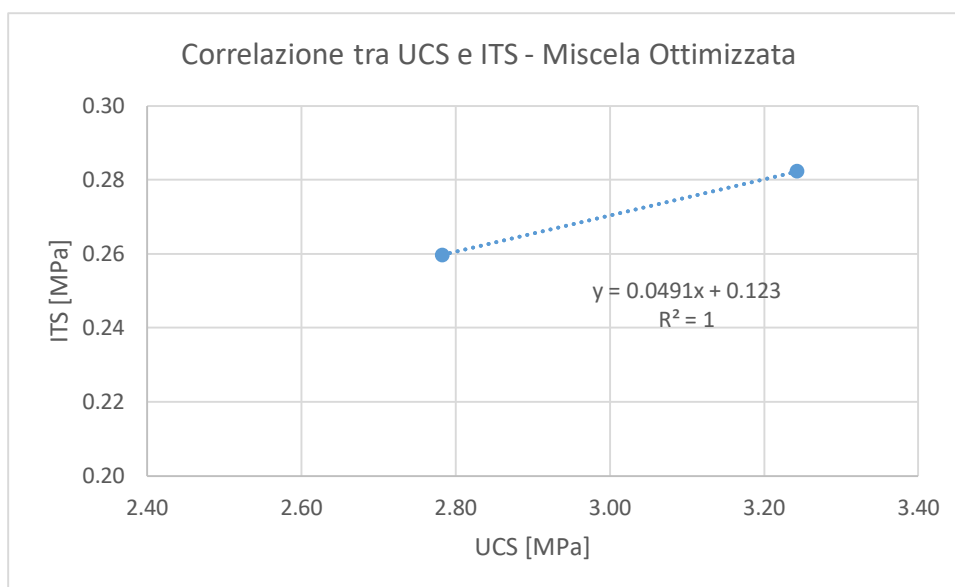


Figura 24—4. Correlazione tra UCS e ITS - Miscela Ottimizzata.

Osservando i grafici, in tutti i casi notiamo una correlazione lineare tra i valori di ITS e UCS, come anche dimostrato dagli studi scientifici di diversi autori, il legame tra i due parametri può essere lineare e direttamente proporzionale, dove le ITS assumono valori medi di $1/8 \div 1/10$ rispetto alle UCS.

4.4.4 STIMA DEI PARAMETRI ELASTICI

La stima del modulo elastico del materiale, può essere determinata direttamente dai valori dalla prova UCS, attraverso formulazioni proposte in letteratura riguardo i misti cementati o in alternativa può essere stimata direttamente dai diagrammi sperimentali di tensione-deformazione prodotti durante le prove di compressione.

Alcune delle formule disponibili in letteratura per la stima dei parametri elastici sono le seguenti:

$$(1) E = 4.16 \cdot \sigma_c^{0.88} + 3484 \text{ [MPa]} \quad (\text{norme SANS - TRH13/1986})$$

Dove, σ_c - è la tensione di compressione non confinata UCS in kPa;

$$(2) E = k \cdot UCS \text{ [MPa]} \quad (\text{norme Austroads - 2004})$$

Dove, UCS è espressa in MPa e k è un parametro variabile tra 1000 e 1250;

I valori calcolati attraverso le formule sono riassunti nella Tabella 18-4:

Tabella 18—4. Stima del modulo elastico attraverso le formule.

STIMA DEL MODULO ELASTICO				
Id	Nome	UCS [Mpa]	Stima di E - Norme SANS [MPa]	Stima di E - Norme Austroads [Mpa]
11	C.1 UCS Ott	2.78	7952.7	2782.4
12	C.2 UCS Ott	3.24	8596.9	3242.5
13	C.3 UCS Ott	3.62	9114.9	3618.3
14	C.1 UCS No Ott	3.65	9153.7	3646.7
15	C.2 UCS No Ott	3.11	8405.9	3105.2
16	C.3 UCS No Ott	3.62	9112.9	3616.8

Inoltre, si è cercato di stimare i valori del modulo elastico attraverso i diagrammi tensione-deformazione prodotti durante le prove UCS, come descritto nel paragrafo 3.4.4 del capitolo precedente. I valori stimati del modulo elastico, hanno mostrato però nella totalità dei casi risultati molto bassi rispetto ai valori determinati con le formule appena viste. I valori stimati sono stati di circa 150 MPa, a differenza dei valori calcolati con le formule.

Va precisato che le formule appena illustrate, si riferiscono a campioni maturati per un periodo di almeno 28gg, a differenza dei 7gg previsti dal programma sperimentale. Quindi per tempi di maturazione (da parte del cemento) maggiori, si avranno valori di resistente finali di gran lunga superiori rispetto a campioni sottoposti a tempi di maturazione brevi. Inoltre le prove UCS sono state svolte in condizioni sature, immergendo i provini per un tempo massimo di 4 ore prima di portarli a rottura, e questo può essere un ulteriore motivo nella compromissione dei risultati rispetto ai valori calcolati con le formule.

A titolo di esempio, nelle figure seguenti, sono rappresentati i grafici “UCS-deformazioni” da cui si sono stimati i valori dei moduli elastici. In particolare in Figura 25-4 è rappresentato un campione appartenente alla granulometria ottimizzata, ed in Figura 26-4 un campione della granulometria tal quale.

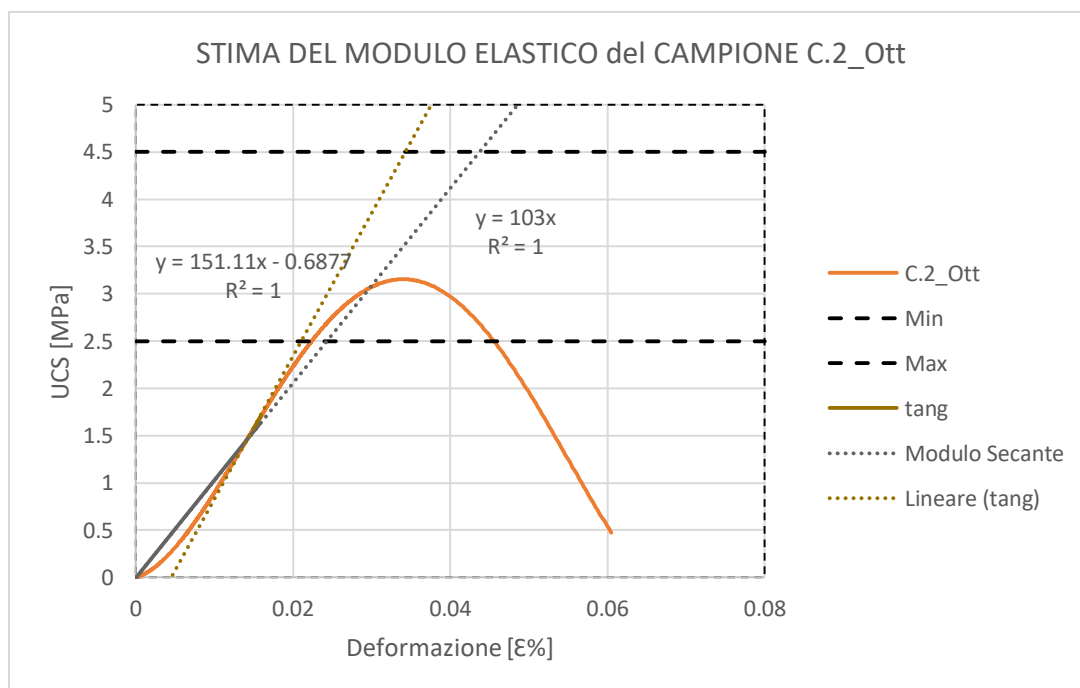


Figura 25—4. Stima del modulo elastico per via grafica di un campione a granulometria ottimizzata.

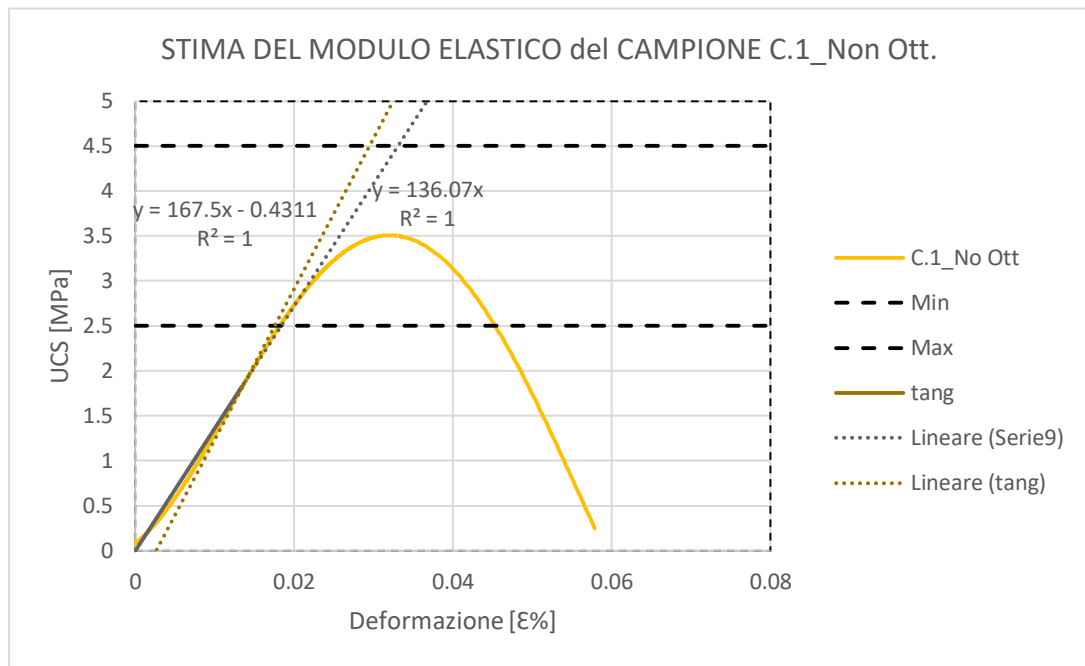


Figura 26—4. Stima del modulo elastico per via grafica di un campione a granulometria tal quale.

Anche in questo caso, come nei precedenti studi, si evince che la miscela tal quale, mostra valori di modulo (e quindi di resistenza) maggiori rispetto alla miscela ottimizzata.

4.5 ANALISI FINALE DEI RISULTATI

Gli studi sperimentali, sono stati basati sulla caratterizzazione prestazionale di una miscela tipo di misto cementato prodotta conformemente alle norme comunemente impiegate da SPEA in ambito autostradale.

Le indagini sperimentali, in particolare, sono state finalizzate alla valutazione di parametri meccanici, quali la resistenza a trazione indiretta e la resistenza a compressione semplice non confinata, posti alla base dei criteri di accettazione nonché di classificazione di tali miscele.

Quest'ultimo aspetto assume peculiare rilievo in quanto consente di stimare i parametri di input da adottare nel calcolo delle pavimentazioni sulla base di dati reali. Si fa riferimento in particolare al cosiddetto metodo sudafricano per la progettazione delle pavimentazioni semi-rigide, nell'ambito del quale le leggi di degrado e i moduli di rigidezza di prima e seconda fase sono stabiliti in funzione della classe di appartenenza del materiale. I parametri di progetto associati a dette classi potranno pertanto essere utilizzati nelle simulazioni analitiche per verificare gli attuali criteri di dimensionamento delle pavimentazioni adottati da SPEA.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali, è stato pertanto possibile attribuire al misto cementato analizzato una classe intermedia tra C2 e C3 secondo il sistema THR14 così come rappresentato in Tabella 19-4.

Tabella 9—4. Classificazione del misto cementato in base ai valori dei parametri meccanici. Classificazione secondo le norme THR14.

Classe del Materiale	ϵ_b [$\mu\epsilon$]	UCS [kPa]	E in Fase1 [MPa]	E in Fase2 [MPa]
C1	145	7500	3000	600
C2	120	7500	2500	500
C3	125	2250	2000	300
C4	145	1125	1500	200

Per i calcoli che seguiranno nella seguente trattazione, e rispetto ai risultati ottenuti dalle prove sperimentali, si è scelto di utilizzare i parametri meccanici appartenenti alla classe C3 come indicato in Tabella 19-4, in quanto la maggior parte dei valori stimati risultano simili ai valori della classe scelta.

PARTE III – CASO STUDIO REALE

5. IL SOFTWARE UTILIZZATO

La terza parte della Tesi verte sull'analisi di un caso studio reale proposto da SPEA ENGINEERING S.p.A., di cui si parlerà più avanti nei prossimi capitoli. Per il calcolo della pavimentazione stradale proposta si è utilizzato lo stesso software di calcolo impiegato dalla società.

Diversi sono i programmi di calcolo disponibili in commercio, con lo scopo di verificare o progettare le pavimentazioni sia in ambito stradale che aeroportuale. Quasi la totalità dei software ha, come base teorica di calcolo, le seguenti ipotesi: la teoria del multistrato elastico e la considerazione del materiale a carattere omogeneo ed isotropo. Esse, permettono al progettista di estrapolare i dati tenso-deformativi e di elaborarli a posteriori all'interno di fogli di calcolo e verificare la pavimentazione attraverso l'applicazione delle leggi di degrado. Anche se le ipotesi appena descritte sono approssimate, i risultati che si ottengono permettono di progettare la pavimentazione senza notevoli errori di calcolo.

Ci sono software, invece, più completi che rendono le operazioni completamente automatiche restituendo come dato finale anche il valore del danno e della vita utile della pavimentazione, come ad esempio il KENPAVE. Vi sono altri software che permettono anche di tenere in conto le diverse condizioni reologiche dei materiali utilizzati, simulando le reali condizioni che possono presentarsi all'interno di una pavimentazione stradale, riconducendo il calcolo agli elementi finiti – FEM, i quali rendono la stima dei risultati più realistica.

Illustriamo brevemente il funzionamento del software utilizzato.

5.1 IL KENLAYER

Il software KENPAVE, sviluppato dal prof. Yang H. Huang e descritto all'interno del suo libro "Pavement Design and Analysis", permette di calcolare qualsiasi tipo di pavimentazione stradale. All'interno del software, troviamo due sezioni separate una, riguardante il progetto delle pavimentazioni flessibili, denominata "KENLAYER" e una seconda che concerne il progetto delle pavimentazioni rigide denominata "KENSLAB". In Figura 1–5, è mostrata una schermata iniziale del software. Il nostro scopo principale è il progetto delle pavimentazioni stradali semirigide, quindi cercheremo di illustrare brevemente il KENLAYER.



Figura 1—5. Schermata principale del software KENPAVE.

Il software permette di estrapolare i valori tenso-deformativi, le deformazioni e gli spostamenti verticali in alcuni punti scelti all'interno dei vari strati configuranti la sovrastruttura attraverso la simulazione del modello assunto come un multistrato elastico, sottoposto ad uno o più carichi uniformemente distribuiti su di un'impronta circolare e ha anche il vantaggio di calcolare direttamente la vita utile di una pavimentazione espressa in numero di anni, attraverso il calcolo del danno cumulato e del numero di cicli ammissibili che può sopportare la pavimentazione fino alle condizioni di collasso.

I dati di input richiesti dal software KENLAYER, possono essere inseriti sia manualmente all'interno del programma, attraverso i vari menù e sezioni dedicate, sia caricando un file di testo in formato .dat (vedi Figura 2-5), contenente tutti i dati di input richiesti dal programma quali:

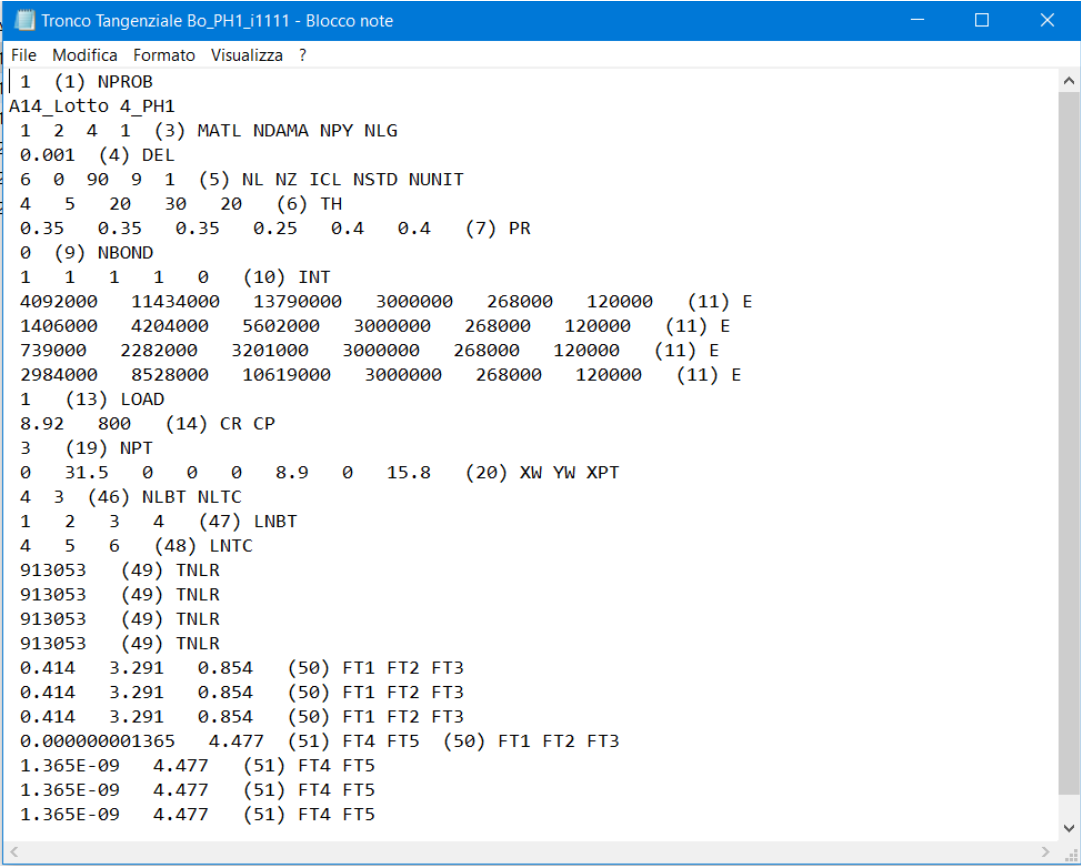
- numero dei periodi su cui eseguire l'analisi (stagionali, mensili o singoli);
- numero e spessore degli strati, ad eccezione del sottofondo che è considerato un semispazio infinitamente esteso in profondità e quindi il suo spessore non viene esaminato;
- i moduli di poisson di ogni strato;
- definizione delle condizioni di aderenza in corrispondenza dell'interfaccia dei vari strati. Il software permette solo di inserire i valori in scelta binaria 1 o 0, dove 1 è intesa come perfetta aderenza, 0 assenza totale;
- inserimento dei parametri elastici di ogni strato della pavimentazione, in funzione dei periodi di analisi scelti ⁸ nel calcolo;
- definizione del numero ed entità dei carichi agenti ⁹;
- definizione del dato di traffico agente in ogni periodo di analisi, su cui definire il numero massimo dei cicli ammissibili;
- definizione dei parametri delle leggi di degrado ¹⁰ , su cui verificare la pavimentazione e determinare la vita utile.

⁸ Per gli strati in conglomerato bituminoso, come descritto nei capitoli riguardanti i materiali e progetto delle pavimentazioni (capitolo 2), sappiamo che la temperatura ne influenza severamente il comportamento e le prestazioni. Per poter prevedere le variazioni delle caratteristiche meccaniche, e quindi della risposta tenso-deformativa degli strati legati a bitume dipendenti dalla temperatura, l'analisi strutturale può essere effettuata sia su quattro periodi, prendendo in considerazione le temperature medie rilevate durante le quattro stagioni, sia su dodici periodi, analizzando le medie mensili riscontrate nella zona di realizzazione della pavimentazione.

⁹ Il carico agente sulla superficie della pavimentazione è rappresentato come una serie di carichi circolari uniformemente distribuiti sulla superficie della pavimentazione. La normativa vigente prevede l'applicazione di due carichi concentrati adiacenti pari a 20 kN ciascuno e distanziati tra loro di 31.5 cm, distribuiti su aree di impronta circolare, aventi raggio di 8.92 cm e una pressione di gonfiaggio $p=800$ kPa, riferiti all'asse standard di un veicolo commerciale con peso totale di 80 kN.

¹⁰ Per la verifica della pavimentazione attraverso le leggi di degrado, il KENPAVE, è stato sviluppato attraverso le leggi dell'ASPHALT INSTITUTE, dove il calcolo della vita utile della pavimentazione è il seguente: per il calcolo degli strati legati, il raggiungimento delle condizioni ultime corrisponde ad una fessurazione sul 20% della superficie della pavimentazione, mentre per il calcolo a deformazione permanente "formazione di ormaie" la vita utile si ha per una profondità di 1.27 cm.

In Figura 2–5, è rappresentato un esempio del file di testo in formato .dat da inserire all'interno del programma come dato di input.



```

File Modifica Formato Visualizza ?
1 (1) NPROB
A14_Lotto 4_PH1
1 2 4 1 (3) MATL NDAMA NPY NLG
0.001 (4) DEL
6 0 90 9 1 (5) NL NZ ICL NSTD NUNIT
4 5 20 30 20 (6) TH
0.35 0.35 0.35 0.25 0.4 0.4 (7) PR
0 (9) NBOND
1 1 1 1 0 (10) INT
4092000 11434000 13790000 3000000 268000 120000 (11) E
1406000 4204000 5602000 3000000 268000 120000 (11) E
739000 2282000 3201000 3000000 268000 120000 (11) E
2984000 8528000 10619000 3000000 268000 120000 (11) E
1 (13) LOAD
8.92 800 (14) CR CP
3 (19) NPT
0 31.5 0 0 0 8.9 0 15.8 (20) XW YW XPT
4 3 (46) NLBT NLTC
1 2 3 4 (47) LNBT
4 5 6 (48) LNTC
913053 (49) TNLR
913053 (49) TNLR
913053 (49) TNLR
913053 (49) TNLR
0.414 3.291 0.854 (50) FT1 FT2 FT3
0.414 3.291 0.854 (50) FT1 FT2 FT3
0.414 3.291 0.854 (50) FT1 FT2 FT3
0.00000001365 4.477 (51) FT4 FT5 (50) FT1 FT2 FT3
1.365E-09 4.477 (51) FT4 FT5
1.365E-09 4.477 (51) FT4 FT5
1.365E-09 4.477 (51) FT4 FT5

```

Figura 2—5. Esempio di file in formato .dat come input del programma KENLAYER.

5.1.1 LIMITI DEL SOFTWARE KENLAYER

Dal punto di vista pratico, risulta più conveniente l'utilizzo del KENLAYER in quanto fornisce direttamente il risultato finale, agevolando il calcolo, senza l'ausilio di programmi esterni che elaborino i risultati.

Tuttavia ci sono alcuni limiti del software che vincolano il progettista nelle scelte da adottare nel corso dei calcoli, riducendo il progetto della pavimentazione ad un processo schematico e compilativo.

Una delle principali limitazioni del programma riguarda l'inserimento dei parametri delle leggi di degrado e la scelta dei coefficienti di aderenza.

Alcuni programmi di calcolo, come il BISAR, consente solamente di estrapolare i risultati tenso-deformativi e permette di scegliere qualsiasi punto all'interno del multistrato a qualsiasi profondità e distanza dall'applicazione del carico, indipendentemente dal numero e spessore degli strati, a differenza del KENLAYER che fornisce i valori tenso-deformativi solo in alcuni punti specifici, quali: in corrispondenza dei tre assi verticali di riferimento del carico e delle sole interfacce degli strati che vogliamo verificare (ovvero, funzione delle leggi di degrado applicate per quel determinato strato).

Inoltre, il BISAR ha il vantaggio di inserire, in corrispondenza delle interfacce tra i vari strati, dei valori finiti alle condizioni di aderenza rendendo il calcolo meno approssimato, a differenza del KENLAYER che permette di inserire solo i valori 1 o 0. In BISAR, le condizioni di aderenza tra gli strati vengono considerate attraverso l'inserimento del modulo di reazione orizzontale all'interfaccia. Esso è un parametro che lega gli spostamenti relativi orizzontali Δu tra due punti a contatto, appartenenti a strati diversi, con la sollecitazione tagliante presente. Il modulo di reazione orizzontale "K", può essere determinato attraverso prove di laboratorio o con la seguente formula:

$$K = \frac{\tau}{\Delta u}$$

Dove

- τ – è la sollecitazione di taglio;
- Δu – è la differenza degli spostamenti relativi orizzontali all'interfaccia di due strati.

L'ipotesi di totale assenza di aderenza, ovvero considerare che gli strati di una pavimentazione siano totalmente indipendenti tra loro dal punto di vista tenso-deformativo, comporta l'annullamento totale del trasferimento delle forze orizzontali taglienti. L'inserimento di perfetta aderenza considera la totale collaborazione tra i vari strati, dove per il principio di continuità, in corrispondenza delle interfacce, oltre al trasferimento delle tensioni verticali si avranno le stesse deformazioni orizzontali che si hanno tra due punti vicini all'interfaccia ma appartenenti, ciascuno, ad ogni strato.

Nella realtà, non si manifesteranno mai i due casi estremi, seppur al giorno d'oggi attraverso nuovi materiali e nuove tecniche di costruzione si tende a raggiungere forze di aderenza sempre maggiori tra i vari strati, tramite ad esempio l'applicazione delle mani di attacco in emulsione bituminosa, che permettono di saldare tra loro strati omogenei in conglomerato bituminoso. Altri casi a cui si può assimilare l'aderenza sono

gli strati di fondazioni e i sottofondi essendo quest'ultimi materiali simili. Le considerazioni appena fatte, non possono esattamente dirsi per le interfacce dove si ha un cambio di materiale come ad esempio i materiali granulari non legati e quelli legati. Anche se per i primi anni di vita della pavimentazione si avrà il massimo valore delle condizioni di aderenza, con il passare degli anni a causa dei fenomeni di degrado, le condizioni di aderenza tenderanno a diminuire, ma mai ad annullarsi totalmente grazie al contributo dell'attrito.

La non perfetta aderenza, come già detto, permette lo scorrimento relativo tra le interfacce degli strati e, questo in termini tenso-deformativi significa che una pavimentazione ad aderenza nulla, subirà deformazioni maggiori rispetto ad un'altra dove gli scorrimenti relativi tra le interfacce sono impediti.

Per comprendere meglio il fenomeno che si manifesta al di sotto di una pavimentazione stradale in corrispondenza delle interfacce dei vari strati, in Figura 3-5, è rappresentato a titolo di esempio, l'analogia che si manifesta in ambito strutturale nei casi in cui abbiamo l'applicazione di travi accoppiate o legno lamellare.

In figura possiamo osservare, la differenza tra i due casi estremi.

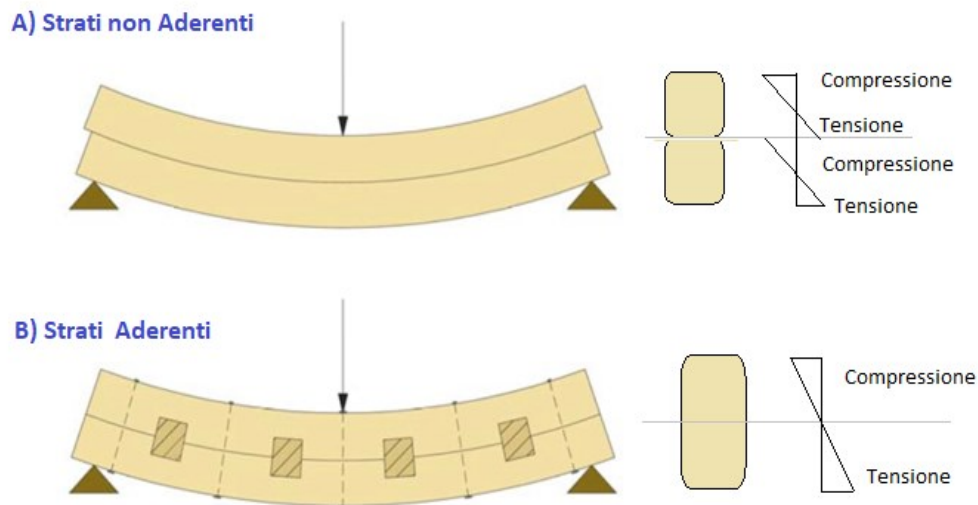


Figura 3—5. Aderenza tra i vari strati di una pavimentazione, analogia in ambito strutturale.

Nel caso B si ha la perfetta aderenza tra gli strati, la trave/pavimentazione può essere assimilata ad un corpo rigido a carattere omogeneo che trasferisce uniformemente in tutto il suo spessore le tensioni e deformazioni, mentre nelle posizioni centrali dello spessore, in corrispondenza dell'asse neutro, esse assumono valori minimi se non nulli.

Nel dimensionamento di una pavimentazione, avere come risultato finale maggiori deformazioni, implica di conseguenza dei valori minori dei cicli ammissibili che potrà subire la pavimentazione, dato che questi ultimi sono funzione delle massime deformazioni che si hanno in corrispondenza delle interfacce degli strati, come possiamo osservare in Figura 4-5. Quindi, nel calcolo del danno e della vita utile, un numero minore di cicli ammissibili si traduce in un minore valore di vita utile, rendendo il calcolo a favore di sicurezza, portando a sovradimensionare la pavimentazione.

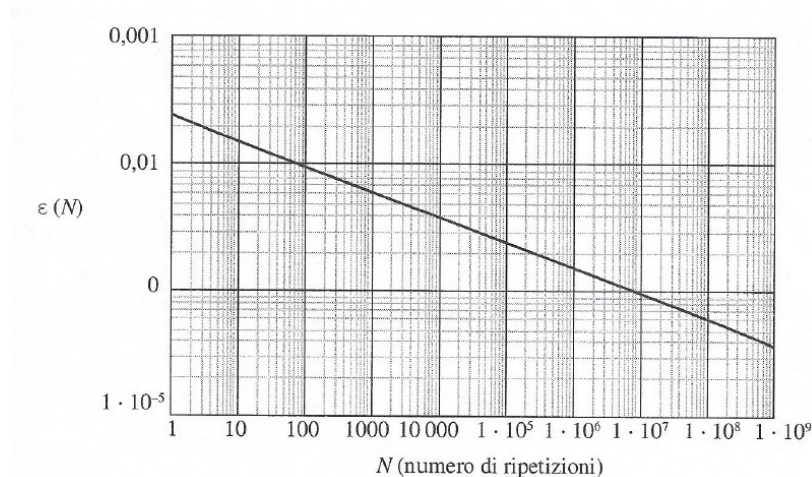


Figura 4—5. Diagramma per il calcolo del numero di cicli ammissibili in funzione della deformazione.

Altro aspetto limitante del KENLAYER, riguarda l'inserimento dei coefficienti delle leggi di degrado. Come anticipato, nell'algoritmo del software sono impostate le leggi dell'Asphalt Institute, ovvero la seguente forma:

$$N_f = f_1 \cdot \varepsilon_t^{-f_2} \cdot E^{-f_3}$$

Seppur il programma permette di modificare i valori dei coefficienti f_i , lasciando al progettista la scelta dei valori da inserire e quindi la possibilità di applicare le diverse leggi disponibili in letteratura, di contro, può essere un aspetto limitante quando siamo in presenza di leggi di degrado dove il calcolo non è funzione delle massime deformazioni, ma delle tensioni come nel caso delle leggi presenti nel metodo SAMPD, o casi in cui è richiesta l'applicazione di leggi che hanno una diversa forma.

6. ANALISI CASO STUDIO REALE PROPOSTO DA SPEA

L'ultima parte del lavoro, si basa sull'analisi di un caso studio reale proposto da SPEA Engineering S.p.A, che prevede il progetto di una sovrastruttura stradale. La pavimentazione in oggetto, appartiene al tratto "Ponte Rizzoli – Ravenna" dell'autostrada A14 della rete autostradale italiana, dove sono previsti lavori di ampliamento alla quarta corsia della careggiata.

Si procederà all'analisi della pavimentazione ripercorrendo il metodo di calcolo utilizzato da SPEA (ricordiamo esso si basa sullo studio della pavimentazione a comportamento unico). Successivamente si riprogetterà la stessa pavimentazione attraverso il metodo SAMPD che prevede il progetto delle pavimentazioni semirigide a comportamento bi-fase cui tiene conto dell'aspetto evolutivo dei materiali. Infine, cercheremo di mettere a confronto i due metodi evidenziando gli aspetti peculiari di ognuno di essi e simulare nuove procedure di calcolo per la progettazione delle pavimentazioni semirigide.

Nel capitolo seguente, si elencheranno gli aspetti comuni, come i dati di input per la verifica della sovrastruttura, che interessano tutti i metodi di calcolo che andremo ad analizzare nei paragrafi successivi.

6.1 DATI DI INPUT E CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Per la valutazione della vita utile della sovrastruttura di progetto si sono resi necessari i seguenti dati di input ¹¹:

- a) caratteristiche di portanza dei terreni di sottofondo di nuova realizzazione;
- b) caratteristiche tenso-deformative e di resistenza dei materiali impiegati per la realizzazione delle nuove sovrastrutture;
- c) temperature caratteristiche dell'aria nella zona in cui è ubicato l'intervento;
- d) flussi di traffico pesante previsti nell'arco del periodo di progetto nel tratto di intervento;

¹¹ Per l'elaborazione dei dati di Input elencati, e per la scelta dei valori da utilizzare nel calcolo, vedi il Capitolo 2 dove sono descritte le procedure per le elaborazioni dei dati di input.

Il progetto della nuova pavimentazione prevede l'impiego di una sovrastruttura di spessore complessivo pari a 84 cm così composta:

- 4 cm – Tappeto di Usura in conglomerato bituminoso (CB) di tipo drenante con bitumi modificati tipo Hard;
- 5 cm – Binder in CB con bitumi modificati tipo Hard;
- 25 cm – Base in CB con bitumi modificati tipo Hard;
- 30 cm – Fondazione legata in misto cementato;
- 20 cm – Fondazione non legata in misto granulare.

In Figura 1-6, è rappresentato uno schema della pavimentazione in oggetto.

PACCHETTO PAVIMENTAZIONE

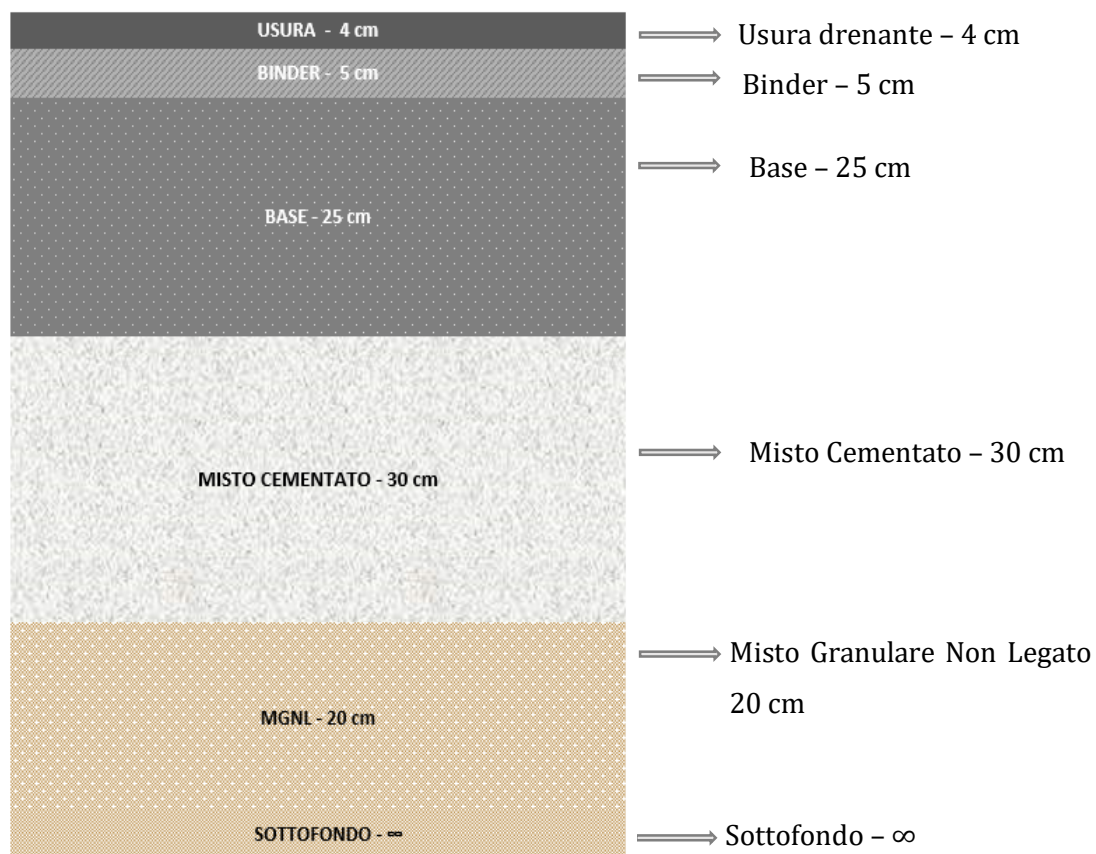


Figura 4—6. Schema del pacchetto pavimentazione utilizzato nel calcolo.

6.1.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei vari strati costituenti la sovrastruttura sono state operate le seguenti scelte:

- Per gli strati in conglomerato bituminoso sono stati utilizzati valori di modulo elastico in relazione alle temperature medie stagionali e al tipo di bitume impiegato, secondo le procedure descritte nel capitolo 2.2.4.
Per la determinazione dei moduli elastici, cui è possibile grazie alla conoscenza delle caratteristiche volumetriche e composizione granulometrica delle miscele costituenti i singoli strati in conglomerato bituminoso, i valori sono stati estratti dalle Norme Tecniche di Capitolato SPEA;
- Per i coefficienti di Poisson si sono utilizzati valori unici per tutti i periodi di analisi, funzione dell'approccio di calcolo utilizzato in quanto SPEA e SAMPD utilizzano valori dei coefficienti di Poisson differenti così come per tutti gli altri strati della pavimentazione;
- Per il calcolo delle temperature di progetto, non avendo dati rilevati direttamente in sito, si è fatto riferimento ai dati climatici rilevati negli ultimi 30 anni dalla stazione meteorologica di Bologna, la più vicina al sito;
- per lo strato di fondazione in misto cementato il valore del modulo elastico da utilizzare dipende dall'approccio di calcolo utilizzato, descritto più avanti;
- per lo strato di fondazione da realizzare in misto granulare, è stato assunto un valore di modulo di 268 MPa, in funzione del modulo del sottofondo;
- per il sottofondo è stato considerato, per entrambe le pavimentazioni, un modulo di 120 MPa usualmente adottato in corrispondenza di valori di M_d pari a 60 N/mm², come descritto all'interno del Capitolato SPEA.

Tutti i dati sopra indicati sono riassunti nelle Tabelle 1-6, 2-6, 3-6 e 4-6.

Tabella 1—6. Valori dei moduli Poisson adottati nel calcolo.

MODULI DI POISSON		
Nome Strato	Metodo SPEA	Metodo SAMPD
Usura in CB	0.35	0.44
Binder in CB	0.35	0.44
Base in CB	0.35	0.44
Fondazione in Misto-Cementato	0.25	0.35
Fondazione in MGNL	0.4	0.35
Sottofondo	0.4	0.35

Tabella 2 — 6. Valori dei moduli elastici degli strati assunti nel calcolo.

	VALORI DEI MODULI ELASTICI [MPa]					
	USURA	BINDER	BASE TRAD.	MC	MGNL	Sottofondo
GEN	6 419	17 349	19 714	var.	268	120
FEB	5 091	14 058	16 460	var.	268	120
MAR	3 608	10 241	12 502	var.	268	120
APR	2 332	6 822	8 753	var.	268	120
MAG	1 432	4 312	5 831	var.	268	120
GIU	889	2 744	3 897	var.	268	120
LUG	646	2 025	2 969	var.	268	120
AGO	690	2 155	3 139	var.	268	120
SET	1 068	3 267	4 553	var.	268	120
OTT	1 994	5 889	7 687	var.	268	120
NOV	3 947	11 128	13 442	var.	268	120
DIC	5 733	15 663	18 064	var.	268	120

Tabella 3— 6. Temperature medie mensili dell'area e della pavimentazione.

TEMPERATURE MEDIE MENSILI DELL'AREA E DELLA PAVIMENTAZIONE				
MESE	T _{ARIA} (°C)	T _{PAV} Usura (°C)	T _{PAV} Binder (°C)	T _{PAV} Base (°C)
GEN	1.5	3.6	3.7	4.3
FEB	4.5	7.6	7.7	8.0
MAR	8.5	13.0	13.0	13.1
APR	13.0	19.1	19.0	18.7
MAG	17.5	25.2	25.0	24.3
GIU	21.5	30.6	30.3	29.4
LUG	24.0	34.0	33.7	32.5
AGO	23.5	33.3	33.0	31.9
SET	20.0	28.6	28.3	27.5
OTT	14.5	21.2	21.0	20.6
NOV	7.5	11.7	11.7	11.8
DIC	3.0	5.6	5.7	6.2

Tabella 4— 6. Parametri volumetrici delle miscele in Conglomerato Bituminoso.

PARAMETRI VOLUMETRICI DELLE MISCELE IN CONGLOMERATO BITUMINOSO ⁽¹⁾			
	USURA DRENANTE	BINDER	BASE
G _b [g/cm ³]	1.02	1.02	1.02
G _g [g/cm ³]	2.85	2.75	2.75
G _m [g/cm ³]	2.085	2.409	2.426
P _b [%]	5.5	5.25	4.75
P _{bm} [%]	5.213	4.988	4.535
Indici Volumetrici			
V _g [%]	69.1	83.0	84.0
V _b [%]	10.9	12.0	11.0
V _a [%]	20.0	5.0	5.0

(1) I parametri volumetrici sono i seguenti: G_b – massa volumica (m.v.) del bitume; G_g – m.v. dei granuli; G_m – m.v. della miscela; P_b – percentuale di bitume; P_{bm} – percentuale di legante riferita al peso della miscela; V_g – percentuale volumetrica dei grani; V_b – percentuale volumetrica di bitume; V_a – percentuale volumetrica dei vuoti.

6.1.2 DETERMINAZIONE DEL DATO DI TRAFFICO

La determinazione del dato di traffico, è stata fornita direttamente dai tecnici di SPEA. Sono state rielaborate le procedure per completezza di calcolo seguendo le indicazioni descritte nel Capitolo 2 al paragrafo 2.2.2

Considerando solo i veicoli commerciali, gli unici che influenzano il comportamento strutturale, i dati di traffico sono stati elaborati a partire dai seguenti scenari contenuti nelle analisi trasportistiche:

- Progettuale 2025;
- Progettuale 2035.

I flussi di traffico pesante utilizzati per la verifica delle pavimentazioni sono riportati in Tabella 5-6. La verifica è stata condotta facendo riferimento al tratto elementare maggiormente critico dal punto di vista dei carichi di traffico pesante a cui sarà soggetta la pavimentazione. Si è inoltre ipotizzata una suddivisione omogenea (50/50) tra le due direzioni di traffico ed una percentuale di veicoli pesanti transitanti sulla nuova corsia di marcia lenta del 60%, trattandosi di una sezione a quattro corsie.

Il traffico pesante di progetto transitante è stato successivamente determinato attraverso la conversione in passaggi di assi equivalenti singoli da 80 kN, secondo la metodologia proposta dall'Asphalt Institute. In funzione di quanto riportato nel Catalogo Italiano delle Pavimentazioni, dove sono presenti gli spettri di traffico in funzione della tipologia di strada, il coefficiente di equivalenza standard per una strada di categoria A risulta pari a 2.5, ma secondo le indicazioni dei tecnici SPEA è stato assunto un valore pari a 3.0 ottenuto ridefinendo lo spettro relativo ad un'autostrada extraurbana ed in particolare prevedendo una componente maggiore di traffico, in funzione di quanto desunto dai loro studi trasportistici.

Ai fini del calcolo strutturale, il numero di ripetizioni di carico di progetto è stato espresso in termini di assi equivalenti/mese. I flussi di traffico sono stati distribuiti omogeneamente nei 12 periodi mensili e così associati alle corrispondenti caratteristiche tenso-deformative degli strati legati a bitume.

Per l'infrastruttura è stato ipotizzato un periodo di progetto pari a 20 anni.

Tabella 5—6. Elaborazione dei dati di traffico.

TGM 2025	22833
TGM 2035	23453

var med 2025/2035	0.27%
-------------------	-------

2025	22833
2026	22894
2027	22956
2028	23017
2029	23079
2030	23141
2031	23203
2032	23265
2033	23328
2034	23390
2035	23453
TOT	254559
MED 2025-2035 DIR	23142

TGM VP	
% corsia più caricata 2025-2035	60%
N assi giorno 2025-2035	20828

coeff. eq assi 80kN	3
---------------------	----------

N assi mese da 80 kN

GEN	645 654
FEB	583 172
MAR	645 654
APR	624 827
MAG	645 654
GIU	624 827
LUG	645 654
AGO	645 654
SET	624 827
OTT	645 654
NOV	624 827
DIC	645 654
Traffico medio	633 505

6.2 PROGETTO DELLA PAVIMENTAZIONE SECONDO IL METODO SPEA

La determinazione della vita utile della pavimentazione secondo l'approccio di calcolo denominato "SPEA", è un metodo di calcolo razionale delle pavimentazioni dove i criteri di verifica prestazionali utilizzati nel calcolo, sono quelli regolamentati dalle leggi di degrado dell'Asphalt Institute (A.I.).

Questi trattano separatamente la fessurazione a fatica dei conglomerati, messa in relazione con la massima deformazione di trazione degli strati legati a bitume, che si manifesta generalmente alla base di detti strati e la formazione di ormaie, messa in relazione con la massima deformazione di compressione che si realizza sulla sommità del sottofondo o della fondazione in misto granulare non legato. Il raggiungimento delle condizioni ultime (raggiungimento del Danno unitario) corrisponde, secondo quanto indicato negli studi dell'A.I., ad una fessurazione del 20% della superficie della pavimentazione ed alla formazione di ormaie aventi una profondità di 1.27 cm.

"Per quanto concerne la fessurazione, la legge di fatica considerata tiene conto degli effetti di autoriparazione del conglomerato bituminoso, derivanti dalle proprietà viscosi del legante e dal maggior tempo di riposo tra l'applicazione di un carico ed il successivo che vi è nel caso reale rispetto alle più severe prove di laboratorio. Secondo l'A.I. tali effetti sono responsabili di una vita utile effettiva superiore di 18.4 volte rispetto a quella misurata dalle corrispondenti prove di laboratorio: ciò è tenuto in conto nella legge considerata poiché essa, una volta derivata dalla regressione dei dati di laboratorio, viene successivamente modificata applicando un fattore di traslazione S_{FC} pari a 18,4".

Per lo strato in misto cementato, si considera un comportamento unico e costante per tutto il periodo di progetto (così come per tutti gli altri strati), ed i valori delle caratteristiche meccaniche, vengono desunti da Norme Tecniche disponibili in letteratura o attraverso procedure descritte nel Capitolato SPEA, come ampiamente descritto al paragrafo 2.2.4 del capitolo 2, dove a seguito di esperienze pregresse sul campo, per il misto cementato viene assunto un valore prestazionale del modulo pari a 3000 MPa, sia per garantire buoni margini di sicurezza per la variabilità di prestazione che il materiale può manifestare durante la produzione ed all'atto della messa in opera, sia per non trascurare i fenomeni di fessurazione che inevitabilmente lo interessano nel corso della sua vita utile.

Per quanto riguarda l'aderenza, si è ipotizzato il raggiungimento della condizione di perfetta aderenza tra gli strati legati a bitume e aderenza nulla tra questi e la fondazione in misto cementato, mentre tra la fondazione in misto granulare e il terreno di sottofondo sono state ipotizzate condizioni di perfetta aderenza.

Nella Tabella 6–6, sono riassunti gli aspetti appena elencati.

Tabella 6—6. Criteri di verifica secondo il metodo SPEA.

CRITETI DI VERIFICA DELLE PAVIMENTAZIONI SECONDO IL METODO SPEA				
n. strato	Nome Strato	Legge di degrado	Criterio di Verifica	Condizioni di aderenza
1	Usura	$N_f = f_1 \cdot \varepsilon_t^{-f_2} \cdot E^{-f_3}$ $= 0.02248 \cdot (C \cdot S_{FC}) \cdot \varepsilon_t^{-3.291} \cdot E^{-0.854}$	Fatica, Max 20% della superficie stradale	Perfetta aderenza tra tutti gli strati in C.B.
2	Binder			
3	Base			
4	Misto Cementato	Non Previsto	Non Previsto	Assenza totale di aderenza tra strato superiore e strato inferiore
5	MGNL	$N_f = f_4 \cdot \varepsilon_c^{-f_5}$ $= 1.365 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_c^{-4.477}$	Ormaiamento Max 1.27cm	Perfetta aderenza tra gli strati in misto granulare
6	Sottofondo			

La verifica razionale delle pavimentazioni viene effettuata utilizzando una schematizzazione di multi-strato elastico ed impiegando il software KENLAYER. Coerentemente con i criteri di calcolo descritti nei precedenti paragrafi ed in relazione ai parametri assunti per le pavimentazioni di progetto riassunti in Tabella 6–6, dal programma sono stati estrapolati i valori tenso-deformativi del pacchetto della pavimentazione per tutti i periodi di riferimento ed attraverso un foglio di calcolo, si è cercato di rielaborare e confrontare i risultati prodotti dal KENLAYER. Per la pavimentazione in oggetto, i risultati di verifica sono riassunti in Tabella 7–6 riguardo i dati elaborati in Excel, mentre in Figura 2–6 è rappresentato uno stralcio del report del KENLAYER, evidenziando il risultato finale.

Tabella 10—6. Risultati ottenuti per la pavimentazione calcolata attraverso il metodo SPEA

PAVIMENTAZIONE CALCOLATA CON IL METODO SPEA_AI				
Layer Number	Strato	Cicli Amm	Danno Relativo	Vita Utile [Anni]
1	Usura	-	-	-
2	Binder	7.075E+09	1.074E-03	930.73
3	Base	1.561E+08	4.871E-02	20.53
4	MC	-	-	-
5	MGNL	5.210E+16	1.459E-10	6.85E+09
6	Sottofondo	5.906E+09	1.287E-03	776.89

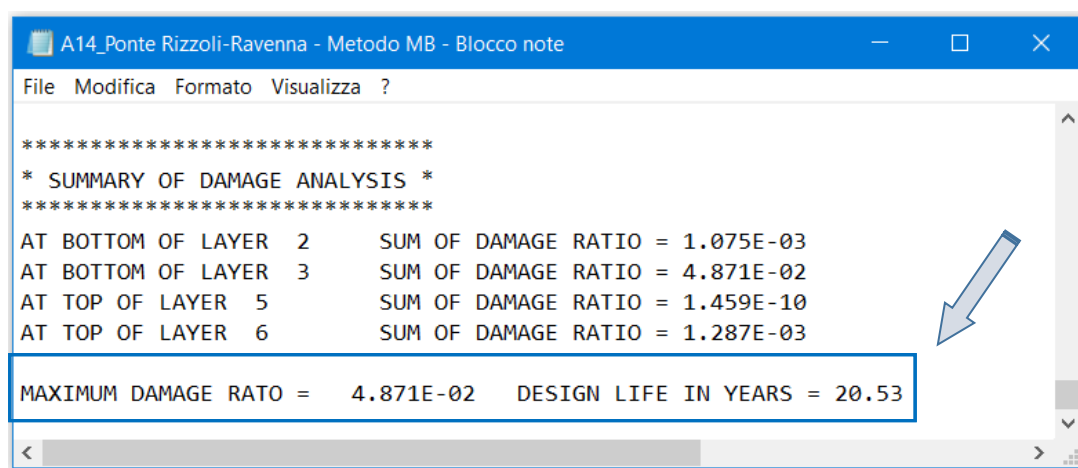


Figura 2—6. Stralcio report Kenlayer – Pavimentazione calcolata con il metodo SPEA

Dai calcoli svolti, notiamo che il collasso della pavimentazione avviene per il cedimento dello strato di base in conglomerato bituminoso, questo avviene dopo 156.1 milioni di passaggi di asse standard da 80 kN, ed in termini prestazionali di vita utile, la pavimentazione è garantita per 20.53 anni, pari al limite minimo imposto dal progetto.

Ricordiamo che i calcoli sono stati eseguiti utilizzando coefficienti di aderenza nulli in corrispondenza delle interfacce, immediatamente al livello superiore ed inferiore, dello strato in misto cementato, mentre totale aderenza per tutte le altre interfacce.

6.2.1 VERIFICA DELLA PAVIMENTAZIONE SECONDO IL METODO SPEA

- CASO DI PERFETTA ADERENZA TRA TUTTI GLI STRATI

In letteratura, non troviamo molti riscontri sul tipo di procedura appena illustrata, in quanto non è specificata la posizione delle interfacce dove inserire valori di aderenza nulla o la scelta dei valori da attribuire a detti coefficienti, anche se attualmente, come abbiamo appena visto, grazie all'ausilio dei calcolatori questo è possibile, permettendo di simulare le reali condizioni che possono presentarsi.

Tutte le teorie presenti in letteratura affrontano il problema del multistrato elastico assumendo implicitamente la completa aderenza tra gli strati, ed in accordo al principio di continuità, possiamo assumere che: in corrispondenza di due punti appartenenti ad un piano orizzontale passante in corrispondenza di una interfaccia della pavimentazione, la tensione verticale e le deformazioni orizzontali devono essere uguali tra loro.

Come annunciato nel capitolo precedente (paragrafo 5.1.1), considerare completamente assenza di scorrimento tra le interfacce degli strati, ovvero assimilare l'intera struttura come un unico corpo rigido, implica minori valori di tensioni e deformazioni che, se inserite all'interno delle leggi di degrado restituiranno maggiori valori di cicli ammissibili e di conseguenza maggiore vita utile.

In Tabella 8-6, e in Figura 3-6, sono proposti i calcoli con le ultime considerazioni esposte, dove a parità di condizioni iniziali: spessori, moduli elastici e dati di traffico, facciamo variare solo le condizioni di aderenza tra gli strati, assumendo per tutti gli strati la completa aderenza.

Tabella 8—6. Risultati ottenuti per la pavimentazione calcolata attraverso il metodo SPEA – Caso di Perfetta aderenza tra tutti gli strati.

PAVIMENTAZIONE CALCOLATA CON IL METODO SPEA_AI				
Layer Number	Strato	Cicli Amm	Danno Relativo	Vita Utile [Anni]
1	Usura	5.155E+10	1.475E-04	6780.40
2	Binder	3.422E+09	2.221E-03	450.21
3	Base	7.359E+09	1.033E-03	967.98
4	MC	-	-	-
5	MGNL	5.854E+10	1.299E-04	7700.88
6	Sottofondo	3.345E+10	2.273E-04	4399.71

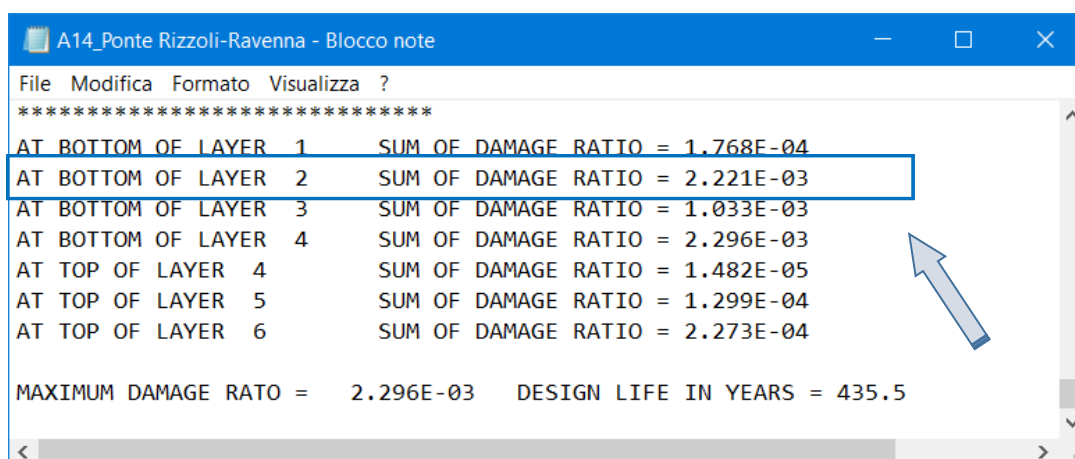


Figura 3—6. Stralcio report Kenlayer – Pavimentazione calcolata con il metodo SPEA . Caso di Perfetta aderenza tra tutti gli strati.

Da questi ultimi calcoli, notiamo che il collasso della pavimentazione avviene per il cedimento dello strato di collegamento (Binder) in conglomerato bituminoso, dopo 3.42 miliardi di passaggi di asse standard da 80 kN. In termini prestazionali di vita utile, la pavimentazione ha complessivamente una vita di circa 450 anni, superando di gran lunga il caso precedente, dove il collasso si manifestava nello strato di Base e l'intera pavimentazione andava in crisi dopo circa 20 anni, a differenza dei 968 anni per quest'ultimo caso. A dimostrazione del fatto che data l'impostazione del calcolo, le cui presupposizioni arbitrarie delle condizioni iniziali dei dati di input e data la natura empirica da cui provengono le leggi di degrado, il cambio di alcuni parametri, seppur apparentemente poco rilevanti, implicano notevoli cambiamenti nei risultati.

In tabella 9–6, è mostrato il confronto tra i due casi:

Tabella 9—6. Confronto tra i due casi estremi, perfetta aderenza e non, metodo di progetto SPEA.

PAVIMENTAZIONE CALCOLATA CON IL METODO SPEA_AI CONFRONTO TRA I CASI DI ADERENZA		
Layer Number	Strato	Δ tra Perfetta e NON Perfetta Aderenza [%]
1	Usura	-
2	Binder	-51.6%
3	Base	4615.3%
4	MC	-
5	MGNL	-100.0%
6	Sottofondo	466.3%

In tabella 10-6, a titolo di esempio è mostrato il confronto tra i due casi che si manifesta in un periodo di riferimento in particolare il mese di GENNAIO.

Tabella 10—6. Confronto tra i due casi estremi, perfetta aderenza e non, metodo di progetto SPEA, periodo di riferimento GENNAIO

REPORT KENLAYER Differenze % tra Perfetta Aderenza VS NON Perfetta Aderenza									
Nr. Strato	Coordinate			Spostam.	Tensioni		Deformazioni		Note
	X-Coord [m]	Y-Coord [m]	Z - Profondità [m]	Z- Profondità [m]	Stress ZZ [kPa]	Stress XX-YY [kPa]	XX - YY [ε]	ZZ [ε]	
1	0.00E+00	0.00E+00	4.00E-02	-25.07%	0.07%	-6.94%	-53.99%	5.38%	Strato 1 posiz.inf. interfaccia 1
1	0.00E+00	8.92E-02	4.00E-02	-25.60%	0.16%	-12.37%	-45.73%	16.34%	
1	0.00E+00	1.58E-01	4.00E-02	-26.85%	3.96%	-25.80%	-31.35%	-27.88%	
2	0.00E+00	0.00E+00	9.00E-02	-25.49%	0.59%	-16.42%	201.65%	9.71%	Strato 2 posiz.inf. interfaccia 2
2	0.00E+00	8.92E-02	9.00E-02	-25.80%	1.28%	-20.23%	-114.83%	43.08%	
2	0.00E+00	1.58E-01	9.00E-02	-26.82%	4.04%	-22.17%	-51.17%	-35.27%	
3	0.00E+00	0.00E+00	3.40E-01	-25.76%	50.68%	-49.93%	-44.37%	-41.56%	Strato 3 posiz.inf. interfaccia 3
3	0.00E+00	8.92E-02	3.40E-01	-25.80%	52.43%	-50.41%	-43.90%	-41.49%	
3	0.00E+00	1.58E-01	3.40E-01	-26.76%	53.00%	-50.49%	-43.56%	-41.37%	
4	0.00E+00	0.00E+00	3.40E-01	-25.76%	50.68%	-136.78%	-187.37%	-1623.17%	Strato 4 posiz.sup. interfaccia 3
4	0.00E+00	8.92E-02	3.40E-01	-25.80%	52.42%	-131.61%	-186.51%	-1528.45%	
4	0.00E+00	1.58E-01	3.40E-01	-26.76%	53.00%	-130.56%	-187.18%	-1428.23%	
4	0.00E+00	0.00E+00	6.40E-01	-27.71%	-30.51%	5.77%	-0.37%	-4.57%	Strato 4 posiz.inf. interfaccia 4
4	0.00E+00	8.92E-02	6.40E-01	-27.91%	-30.41%	3.97%	-1.28%	-5.52%	
4	0.00E+00	1.58E-01	6.40E-01	-28.88%	-30.14%	5.02%	-0.28%	-4.65%	
5	0.00E+00	0.00E+00	6.40E-01	-27.71%	-30.51%	-123.33%	-259.55%	1809.62%	Strato 5 posiz.sup interfaccia 4
5	0.00E+00	8.92E-02	6.40E-01	-27.91%	-30.44%	-123.20%	-254.86%	1869.87%	
5	0.00E+00	1.58E-01	6.40E-01	-28.88%	-30.14%	-123.30%	-254.87%	1845.87%	
6	0.00E+00	0.00E+00	8.40E-01	-30.83%	-45.31%	-99.43%	153.58%	-4.99%	Strato 6 posiz.sup interfaccia 5
6	0.00E+00	8.92E-02	8.40E-01	-31.07%	-45.85%	-99.76%	146.80%	-6.11%	
6	0.00E+00	1.58E-01	8.40E-01	-32.09%	-45.54%	-99.92%	152.40%	-5.19%	

Come possiamo osservare dalle tabelle, quasi la totalità dei termini superano mediamente valori di oltre il 50%. Le maggiori differenze si manifestano esattamente in corrispondenza delle interfacce immediatamente superiore ed inferiore dello strato di fondazione in misto cementato, perché è proprio nelle interfacce in questione che si sono evidenziati i due casi estremi, a differenza di tutti gli altri strati dove le condizioni di aderenza sono rimaste invariate. Per gli strati superficiali, non si hanno sostanziali differenze sia in termini di tensioni che di deformazioni (strato 1 e 2), essendo strati a diretto contatto con il carico e soprattutto perché le condizioni di aderenza non

cambiano in entrambi i casi analizzati. Le maggiori differenze si evidenziano a partire dallo strato di base interessando tutti gli altri strati inferiori, questo perché i cambiamenti di tensione e deformazione, che si hanno quando analizziamo i due casi estremi, si ripercuotono su tutti gli strati. In particolare in tabella 10-6, possiamo osservare in corrispondenza della colonna “Tensioni” che, per quanto riguarda le tensioni normali (σ_{zz}), sia lo strato di base che lo strato in misto cementato risultano tensioni normali, mediamente, di circa il 50% in più nel caso di perfetta aderenza rispetto al caso opposto, mentre per gli strati (misto granulare e sottofondo), responsabili del degrado per deformazioni permanenti, si verificano valori di tensione mediamente del 30-40 per cento in meno rispetto al caso di non perfetta aderenza.

Osservando la colonna “Deformazioni” e in particolare le deformazioni orizzontali nel piano XX-YY, responsabili del degrado per fatica, notiamo che in quasi tutti gli strati (tranne che per il sottofondo), si sono manifestati valori di deformazione nettamente minori nel caso di perfetta aderenza, rispetto al caso opposto, a conferma delle ipotesi teoriche fatte in precedenza. In particolare, le maggiori differenze in termini di deformazioni verticali si hanno proprio in corrispondenza delle interfacce immediatamente superiori ed inferiori dello strato 4 (in misto cementato).

Tutti i casi appena esposti, hanno manifestato le stesse evidenze anche in termini di vita utile. Di notevole interesse è il cambio dello strato che va in crisi, dove nel caso di non perfetta aderenza risulta lo strato di base, mentre nel caso opposto è lo strato di collegamento ad andare in crisi e soprattutto cambia notevolmente il numero di cicli ammissibili (e quindi di vita utile), in tutti gli strati.

Nelle Figure 4-6 e 5-6, sono rappresentati in istogramma, i due casi estremi.

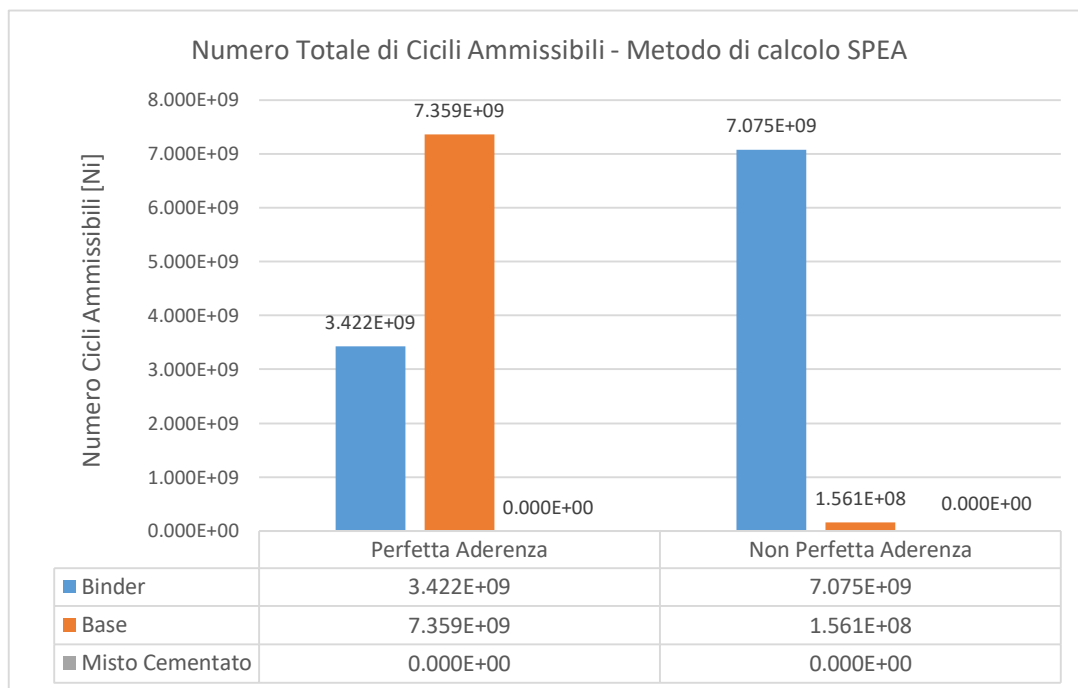


Figura 4—6. Numero totale di cicli ammissibili - Confronto tra i due casi, Metodo di calcolo SPEA.

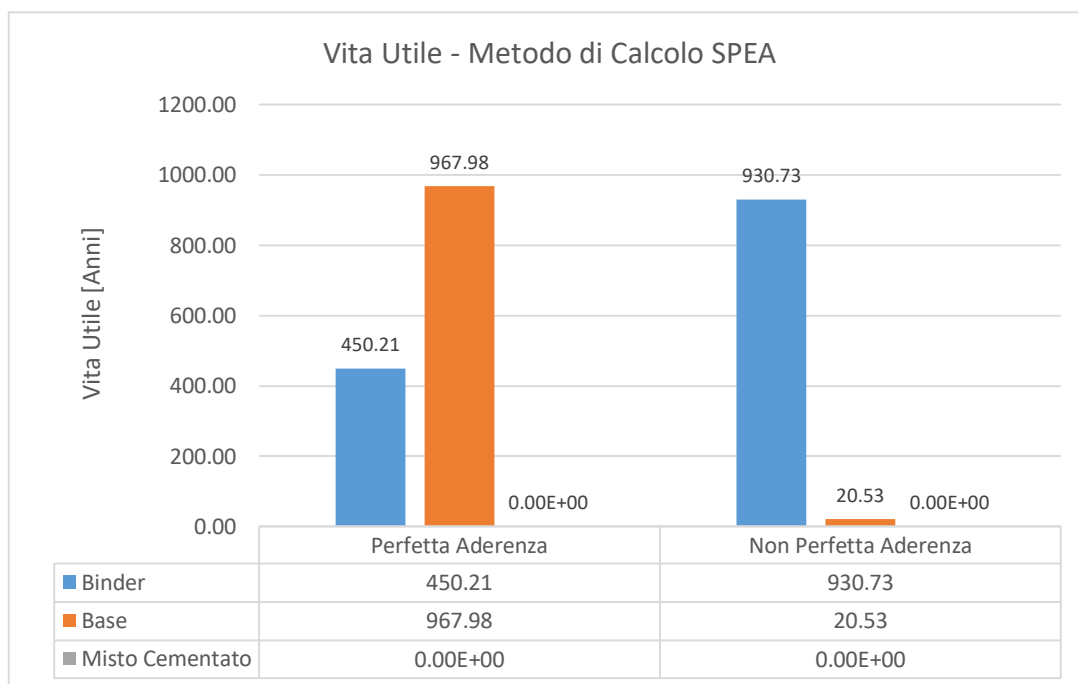


Figura 5—6. Vita Utile della Pavimentazione - Confronto tra i due casi, Metodo di calcolo SPEA.

6.2.2 OSSERVAZIONI SUL METODO DI CALCOLO SPEA

Una prima osservazione importante sul metodo di calcolo SPEA, riguarda lo strato di fondazione in Misto Cementato. Notiamo che non è prevista alcuna legge di degrado per detto strato, sia tra le ipotesi iniziali che nei calcoli, lasciando alcune incertezze sul comportamento in termini di vita utile e sul ruolo che esso assume all'interno della sovrastruttura. Ricordiamo che per le pavimentazioni semirigide il misto cementato ha un ruolo fondamentale dal punto di vista strutturale, ed è uno dei materiali che contribuisce maggiormente nella distribuzione e trasferimento dei carichi (oltre ai conglomerati bituminosi) e come di facile intuizione esso assume un ruolo predominante dal punto di vista prestazionale per la determinazione della vita utile.

Il fatto di inserire uno strato ed escluderlo dalle verifiche finali, lascia alcune perplessità, in quanto non si ha un quadro completo sia dal punto di vista del computo che tecnico-teorico, lasciando incompleto il calcolo e le informazioni sullo strato in questione.

Le maggiori incertezze di facile intuizione possono essere:

- il comportamento strutturale che assume lo strato sia individualmente, che in collaborazione con gli altri strati, ovvero se le caratteristiche meccaniche mantengono le prestazioni inalterate per tutto l'intero periodo di vita o subiscono un rapido decadimento al punto da considerare il comportamento evolutivo (bi-fase);
- il criterio di verifica da utilizzare, ai fini della vita utile, in funzione del comportamento che esso assume (punto precedente), se il materiale si fessura a fatica o è soggetto a deformazioni permanenti;
- decisione dello spessore da utilizzare;
- decisione in merito al tipo di miscela da utilizzare, al fine di raggiungere le prestazioni meccaniche e strutturali volute. Ad esempio la composizione granulometrica, il tipo e la percentuale di legante da utilizzare, i metodi di confezionamento e il grado di costipamento che deve avere lo strato al momento della posa. Considerazioni che influiscono, tutte, in maniera sensibile sulle caratteristiche meccaniche dello strato;
- scelta dei valori di aderenza, optando di escludere lo strato dalla collaborazione con gli altri strati dal punto di vista delle condizioni di tensioni e deformazioni orizzontali.

Possiamo provare a rispondere agli interrogativi appena posti, ma purtroppo i primi due non trovano riscontri nel metodo SPEA, in quanto esso affida i criteri di verifica prestazionali regolamentati dalle leggi di degrado dell'Asphalt Institute e per questo motivo si è cercato di riproporre il calcolo della stessa pavimentazione attraverso differenti metodi che invece considerano le ipotesi (ampiamente esposte nei capitoli precedenti, mentre nei prossimi paragrafi saranno proposti i calcoli).

Per quanto riguarda gli ultimi interrogativi, riguardo la decisione sullo spessore e la composizione della miscela da utilizzare, possiamo dire che le due ipotesi possono far riferimento a considerazioni dal punto di vista prestazionale, riguardo il trasferimento delle tensioni agli strati inferiori ¹², ovvero si determinano le caratteristiche meccaniche del materiale e lo spessore, facendo in modo che sia proprio lo strato ad assorbire le maggiori tensioni e trasferire agli strati inferiori un'aliquota minore, in modo che queste non superino determinati limiti di tensione verticale e tangenziale, tali da non compromettere gli strati (sottofondo e fondazione in misto granulare), responsabili della formazione di deformazioni permanenti, (ormaie), che provocano il dissesto dell'intera pavimentazione.

Da queste ultime ipotesi, possiamo dire che il calcolo dello strato di fondazione in misto cementato potrebbe ricondursi ad un criterio di verifica tensionale. Per quanto riguarda la scelta del tipo di materiale e soprattutto la composizione della miscela da utilizzare, questa viene affidata all'esperienza e alle fonti sperimentali presenti in letteratura regolamentate all'interno di norme tecniche.

Quindi si è cercato di svolgere le verifiche appena esposte, attraverso alcune formulazioni presenti in letteratura. I calcoli sono stati fatti per entrambi i casi visti (condizioni di perfetta aderenza e non) e per tutti i 12 periodi di riferimento.

In Figura 6-6 e 7-6, sono illustrati i criteri di verifica utilizzati.

¹² In linea di massima possiamo dire che le tensioni e deformazioni che si manifestano negli strati inferiori, sono funzione delle caratteristiche prestazionali degli strati superficiali, se quest'ultimi hanno spessori e soprattutto caratteristiche meccaniche elevate, si faranno principalmente carico delle tensioni provenienti dai carichi e trasferiranno agli strati inferiori bassi valori di tensione, dove questi ultimi essendo materiali granulari privi di coesione, non possono subire gli stessi valori di tensione e deformazione a cui sono sottoposti gli strati superficiali (soprattutto le tensioni tangenziali).

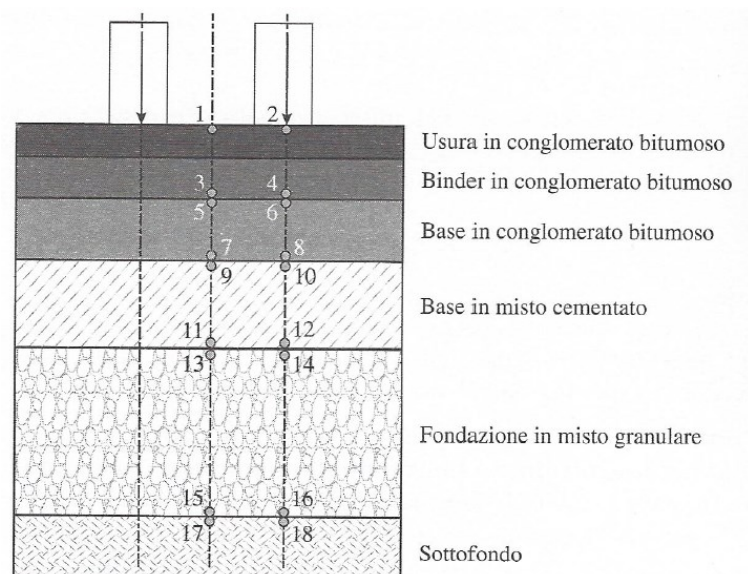


Figura 6—6. Schema della sovrastuttura ed elenco dei punti in cui sono state fatte le verifiche.

Punti di monitoraggio	
Sollecitazioni nel cb superficiale ($\sigma_{\text{limite compressione}} = -0,96 \text{ MPa}$)	$\max(\sigma_{zz3}; \sigma_{zz4})$
Sollecitazioni nel cb superficiale ($\sigma_{\text{limite trazione}} = 0,54 \text{ MPa}$)	$\max(\sigma_{yy3}; \sigma_{yy4})$
Deformazioni alla sommità del Sottofondo ($\varepsilon_{\text{limite}} = 800 \mu\epsilon$)	$\max(\varepsilon_{zz17}; \varepsilon_{zz18})$
Deflessione massima in superficie ($\delta_{\text{limite}} = 0,1 \text{ cm}$)	$\max(\delta_{zz1}; \delta_{zz2})$
Relazione di Kerhoven e Dormon $\sigma = \frac{0,006 \cdot E_0}{1+0,7 \cdot \log N}$	$\max(\sigma_{zz17}; \sigma_{zz18})$
Relazioni sperimentali del manuale Shell $\varepsilon_{zz}(95\%) = 0,018 \cdot N^{-0,25}$	$\max(\varepsilon_{zz17}; \varepsilon_{zz18})$
Legge di fatica $\varepsilon_N = A \cdot N^{-\alpha}$	$\max(\varepsilon_{xx7}; \varepsilon_{yy7}; \varepsilon_{xx8}; \varepsilon_{yy8})$
Misto cementato $\sigma_N = \sigma_R \cdot (1 - K \cdot \log N)$	$\max(\sigma_{yy11}; \sigma_{yy12})$

Figura 7—6. Criteri di Verifica Utilizzati per tutti gli strati della sovrastuttura.

In riferimento alle formule presenti in Figura 7-6, per le verifiche dello strato in misto cementato, il parametro σ_N – tensione di trazione che si manifesta alla base dello strato, viene determinata attraverso la formula:

$$\sigma_N = \sigma_R \cdot (1 - K \cdot \log N)$$

Dove:

- σ_R – è la massima tensione ammissibile di trazione che può sopportare lo strato, che generalmente assume un valore pari a 0.35 MPa, ma nel caso in

esame si è scelto un valore inferiore pari a 0.225 MPa, in base ai risultati delle prove sperimentali ¹³;

- K è una costante sperimentale che assume valori tra 0.03 ÷ 0.05;
- N sono il numero massimo di cicli ammissibili.

Dalla formula appena esposta, imponendo un numero di cicli ammissibili corrispondenti al dato di traffico (dai 633'505 assi standard/mese), ovvero 152 milioni circa di passaggi di assi standard che si manifestano nell'arco dei 20 anni assunti nel progetto, se quest'ultimi li dividiamo per i 12 periodi di riferimento, si ottengono il numero di passaggi di assi standard che si manifestano per ogni periodo/mese di riferimento ma per tutti i 20 anni di progetto, ed essi risultano pari a circa 12,67 milioni di passaggi.

Se inseriamo quest'ultimo valore all'interno della formula appena esposta, il valore di σ_N , a questo punto, può essere inteso come il massimo valore di tensione orizzontale che può manifestarsi alla base dello strato in misto cementato che, per ogni periodo di riferimento, non deve mai essere superato per far sì che la pavimentazione in esame (in funzione del dato di traffico) risulti verificata. Quindi, per il caso in esame risulta un $\sigma_N=0.161$ MPa, (valido per tutti i periodi) mentre il valore di $\sigma_R=0.225$ MPa è la massima tensione di trazione a rottura del materiale.

Per ogni mese di riferimento, si sono confrontate le tensioni che si sono ricavate dal calcolo del multistrato elastico con il valore di σ_N calcolato, verificando che detto valore non venga mai superato.

Inoltre si è cercato di determinare il numero di cicli ammissibili per lo strato in misto cementato, applicando la formulazione inversa a quella vista, ovvero:

$$N = 10^{\frac{\sigma_R - \sigma_N}{K \cdot \sigma_R}}$$

Dove σ_R è la tensione a rottura del materiale pari a 0.225 MPa mentre σ_N in questo caso è la tensione derivante dal calcolo del multistrato elastico.

¹³ In base alle considerazioni dell'approccio di calcolo SAMPD e ai risultati delle prove sperimentali che hanno portato a classificare il materiale inquadrandolo nella categoria C3, dove per detta classe il misto cementato ha come valori limite di UCS=2.25 MPa e $\epsilon_b=120\mu\epsilon$ il valore di σ_R che si è utilizzato nel caso in esame, risulta 0.225 Mpa corrispondente a circa 1/10 dell'UCS (come descritto nel paragrafo 3.4.4 e 4.5)

Nelle tabelle 11-6 e 12-6 sono rappresentate, a titolo di esempio, i risultati delle verifiche appena enunciate. Si è preferito rappresentare il mese più critico dal punto di vista delle verifiche.

Tabella 11—6. Verifiche ulteriori degli stati tensionali e deformativi sulla pavimentazione calcolata tramite il metodo SPEA. Caso di non perfetta aderenza.

Verifiche Non Perfetta Aderenza - mese di Luglio				
Parametro	Limite	Registrato	Verifica	
δ_{lim} [mm]	10	2.07E-05	ok	Superficie
σ_c [Mpa]	-0.96	-5.71E-01	ok	Binder
σ_f [Mpa]	0.54	2.12E-01	ok	
ϵ_n [$\mu\epsilon$]	6.88E+01	2.830E-09	ok	Base
σ_N [Mpa]	0.225	0.148	ok	Misto Cementato
σ_N (da nTot)	0.161	0.148	ok	
σ_v [Mpa]	9.613E-02	1.660E-02	ok	Sottofondi
ϵ_{zz} (95%) [$\mu\epsilon$]	800	8.658E-05	ok	

Tabella 12—6. Verifiche ulteriori degli stati tensionali e deformativi sulla pavimentazione calcolata tramite il metodo SPEA. Caso di Perfetta aderenza.

Verifiche - Perfetta Aderenza mese di Luglio				
Parametro	Limite	Registrato	Verifica	
δ_{lim} [mm]	10	1.40E-05	ok	Superficie
σ_c [Mpa]	-0.96	-5.74E-01	ok	Binder
σ_f [Mpa]	0.54	2.00E-01	ok	
ϵ_n [$\mu\epsilon$]	1.23E+01	7.899E-10	ok	Base
σ_N [Mpa]	0.225	0.087	ok	Misto Cementato
σ_N (da nTot)	0.161074981	0.087	ok	
σ_v [Mpa]	8.895E-02	6.920E-03	ok	Sottofondi
ϵ_{zz} (95%) [$\mu\epsilon$]	800	5.268E-05	ok	

Come possiamo osservare dalle tabelle, per entrambi i casi estremi (perfetta e non perfetta aderenza), i criteri di verifica risultano tutti soddisfatti nei periodi di riferimento.

Inoltre, il calcolo dei cicli ammissibili per lo strato in misto cementato attraverso l'ultima formula esposta, ha manifestato valori molto alti (a seguito delle verifiche tensionali già soddisfatte per tutti i periodi di riferimento) e di conseguenza, ai fini della vita utile, lo strato in questione, va in crisi dopo un periodo di anni maggiore rispetto agli altri, quindi non risulta uno dei principali responsabili della crisi.

Un'altra principale osservazione al metodo di calcolo SPEA, riguarda i coefficienti di aderenza. La non perfetta aderenza (come già discusso al par. 5.1.1), permette lo scorrimento relativo tra le interfacce degli strati e, questo in termini tenso-deformativi significa che una pavimentazione ad aderenza nulla, subirà deformazioni maggiori rispetto ad un'altra dove gli scorrimenti relativi tra le interfacce sono stati impediti.

La scelta di inserire o meno un valore del modulo di aderenza, dipende dal caso specifico preso in analisi oltre all'approccio teorico di base, in quanto come abbiamo appena visto, a parità di tutte le altre condizioni coinvolte nel calcolo, le diverse scelte portano a risultati molto differenti tra loro e di conseguenza non confrontabili, inducendo il progettista a facili errori di interpretazione dei risultati.

Inoltre, la scelta di inserire parametri di aderenza nulla, potrebbe essere inteso come un sistema per eseguire il calcolo in condizioni "favorevoli di sicurezza" dal punto di vista strutturale, con il vantaggio che i risultati restituiscono valori di vita utile prossimi a quelli di progetto, a differenza del caso opposto dove, come abbiamo visto, si sono verificati valori di vita utile elevati. In realtà, sappiamo che nel calcolo sono state omesse le reali condizioni che possono manifestarsi attraverso le ipotesi di aderenza, oltre all'ipotesi di considerare i materiali presenti a comportamento prestazionale unico e costante per tutto l'intero periodo di vita, trascurando il comportamento evolutivo che negli anni porta al degrado dei materiali e quindi delle caratteristiche meccaniche. Quindi, come abbiamo visto dai calcoli, la scelta di aderenza nulla porta inconsapevolmente a sovradimensionare la pavimentazione.

Di contro, considerando il caso opposto (più realistico ed affidabile) che segue coerentemente le più diffuse ipotesi teoriche presenti in letteratura, è il calcolo stesso a restituire valori di vita utile elevati.

Per questo motivo, si è proposto un nuovo metodo di calcolo che cerca di superare gli interrogativi posti, seguendo un approccio di calcolo più realistico sia dal punto di vista prestazionale dei materiali, considerando l'inevitabile aspetto del degrado a cui essi sono sottoposti negli anni, e sia dal punto di vista teorico riguardo le considerazioni di aderenza tra strati.

Nei paragrafi che seguono verranno illustrati i metodi di calcolo SAMPD.

6.3 PROGETTO DELLA PAVIMENTAZIONE SECONDO IL METODO SAMPD – “Metodo della doppia fase”

La determinazione della vita utile della pavimentazione secondo l'approccio di calcolo denominato “SAMDM” - South African Mechanistic-Empirical Design Method o comunemente detto “Metodo della doppia fase”, è un metodo di calcolo razionale delle pavimentazioni utilizzato in SudAfrica, dove i criteri di verifica prestazionali utilizzati nel calcolo sono quelli regolamentati dalle leggi SANS e TRH - Technical Recommendations for Highways, descritte nel manuale di calcolo SAPEM - The South African Pavement Engineering Manual.

Questi trattano la fessurazione a fatica dei conglomerati, messa in relazione con la massima deformazione di trazione degli strati legati a bitume che si manifesta generalmente alla base di detti strati, dove le formule utilizzate sono funzione di parametri che tengono in considerazione diversi aspetti come ad esempio lo spessore e il tipo di strato in conglomerato bituminoso che stiamo considerando (se pavimentazione drenante, usura semplice o gli strati inferiori). Mentre, la formazione di ormaie è messa in relazione con la massima deformazione di compressione che si realizza sulla sommità del sottofondo o della fondazione in misto granulare non legato.

Per lo strato in misto cementato è considerato il comportamento evolutivo bifase, dove in prima fase si ha la fessurazione a fatica, messa in relazione con la massima deformazione di trazione alla base dello strato, mentre in seconda fase, dove lo strato è soggetto a deformazioni permanenti, si considera la massima tensione di compressione verticale che si manifesta in sommità dello strato. Per lo strato in misto cementato si sono utilizzati dei valori di modulo elastico, in funzione della classe di appartenenza, la quale implica anche valori limite di deformazione e di tensioni a rottura che può avere il materiale. In funzione delle prove sperimentali, il materiale in misto cementato è stato classificato come C3, i valori sono riassunti in Tabella 13-6:

Tabella 13—6. Misto cementato di classe C3 – valori assunti nel calcolo.

MISTO CEMENTATO DI CLASSE C3		
	FASE 1	FASE 2
Modulo Elastico [MPa]	2000	300
UCS – res. a comp. [MPa]	-	2.25
ϵ_b – max def. a trazione [$\mu\epsilon$]	125	-

Il raggiungimento delle condizioni ultime (raggiungimento del Danno unitario), per gli strati in conglomerato bituminoso, sono funzione della propagazione delle fessure originatesi dagli strati profondi. La capacità strutturale, o la durata della fatica, è determinata in funzione della quantità di superficie fessurata. La determinazione del quantitativo di area, che determina il raggiungimento delle condizioni ultime della pavimentazione, dipende dall'affidabilità assegnata alla categoria stradale, ad esempio: assumendo un'affidabilità del 95% per una strada di categoria A, è permesso un raggiungimento fino al 5% di superficie fessurata. Per gli strati di base è previsto l'inserimento di un fattore di traslazione SF, funzione dello spessore dello strato in conglomerato bituminoso, il quale considera il tempo di propagazione delle fessure, ovvero dal momento in cui lo strato già in fase di fessurazione avanzata, inizia la propagazione delle fessure interessando gli strati superiori fino a mostrare i segni di degrado in superficie. Nel nostro caso, non abbiamo considerato il fattore di traslazione, assumendo che lo strato esaurisca la propria vita già dal momento in cui inizia a fessurarsi.

Per la formazione di ormaie, si considera il raggiungimento delle condizioni ultime, che considerano la profondità di 10 o 20mm, funzione della categoria di strada e del livello di affidabilità, dove generalmente per strade di categoria A o B, come nel nostro caso, si utilizza una profondità massima di 10mm.

Tutte le formule di degrado presenti all'interno del metodo SAMPD, utilizzano coefficienti in funzione al livello di strada a cui corrisponde un prestabilito grado di affidabilità. Nel nostro caso siamo in presenza di una strada di categoria A a cui si useranno parametri appartenenti al 95% di affidabilità.

Per quanto riguarda l'aderenza, si è ipotizzato il raggiungimento della condizione di perfetta aderenza tra tutti gli strati della pavimentazione. Mentre per l'estrapolazione della risposta tenso-deformativa, come anticipato all'inizio del capitolo, il metodo SAMPD considera differenti valori dei coefficienti di Poisson, rispetto al metodo SPEA, mentre per i moduli elastici, tranne per il misto cementato, si sono utilizzati gli stessi di SPEA, variabili in funzione delle temperature medie dell'area e riferite ai dodici periodi di riferimento.

A causa della presenza dello strato in misto cementato, il calcolo della pavimentazione viene eseguito separatamente sia per FASE 1 che per FASE 2. Per il calcolo finale del numero di cicli, al fine di determinare la vita utile della pavimentazione, si rimanda al capitolo 2, paragrafo 2.3.3, dove viene illustrato il procedimento del calcolo.

In Tabella 14–6, sono riassunti gli aspetti appena elencati.

Tabella 14—6. Criteri di verifica secondo il metodo SAMPD.

CRITETI DI VERIFICA DELLE PAVIMENTAZIONI SECONDO IL METODO SAMPD					
n. strato	Nome Strato	Legge di degrado		Criterio di Verifica	Condizioni di aderenza
1	Usura	$N_f = 10^{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\log \varepsilon_t}{\beta}\right)}$		Fatica	Perfetta aderenza tra tutti gli strati.
2	Binder				
3	Base				
4	Misto Cementato	$N_f = SF \cdot 10^{c \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon}{a \cdot \varepsilon_b}\right)}$	$N_r = 10^{a \cdot \left(1 - \frac{\sigma_v}{b \cdot UCS}\right)}$	Doppia Fase: FASE 1 a fatica FASE 2 orm.	
5	MGNL	$N = 10^{(\alpha F + \beta)}$		Ormaiamento	
6	Sottofondo	$N_r = 10^{(a - 10 \log \varepsilon_v)}$			

Per la pavimentazione in oggetto, i risultati di verifica sono riassunti in Tabella 15–6 rappresentando il numero di cicli che si manifestano in FASE 1 e FASE 2 ed i valori finali dei cicli ammissibili. In Tabella 16–6, sono rappresentati i numeri di cicli ammissibili, il danno finale, e la vita utile di ogni strato.

Tabella 15—6. Numero di cicli ammissibili di FASE 1 e FASE 2 – Metodo di calcolo SAMPD.

NUMERO TOTALE DI CICLI AMMISSIBILI DI FASE 1 e FASE 2					
Materiale	Cicli PH1	Cicli PH2	F	AR	Tot. cicli
Usura	5.254E+08	-	-	-	-
Binder	1.552E+09	5.433E+09	2.856E-01	5.385E+09	5.399E+09
Base	4.180E+09	7.547E+07	5.538E+01	7.522E+07	8.876E+07
Misto Cementato	1.354E+07	9.774E+07	-	-	1.113E+08
MGNL	6.375E+57	1.840E+15	3.465E+42	1.840E+15	1.840E+15
Sottofondo	6.171E+15	2.638E+14	2.339E+01	2.638E+14	2.638E+14

Tabella 16—6. Numero totale di cicli ammissibili e Vita utile della pavimentazione - Metodo SAMPD.

Materiale	N tot di Cicli	Danno Tot.	Vita Utile [anni]
Usura	-	-	-
Binder	5.399E+09	2.816E-02	710.21
Base	8.876E+07	1.713E+00	11.68
Misto Cementato	1.113E+08	1.366E+00	14.64
MGNL	1.840E+15	8.264E-08	241999309.77
Sottofondo	2.638E+14	5.764E-07	34700288.74

Dai calcoli svolti, notiamo che il collasso della pavimentazione avviene per il cedimento dello strato di base in conglomerato bituminoso, questo avviene dopo 88.76 milioni di passaggi di asse standard da 80 kN, ed in termini prestazionali, la pavimentazione ha una vita utile di 11.68 anni, minore rispetto a quanto imposto nel progetto. Anche il misto cementato presenta una vita utile complessiva di circa 14.64 anni, facendo risultare la pavimentazione non verificata.

Di notevole interesse sono i dati di Tabella 15-6, dove sono evidenziati il numero di cicli che si hanno durante le due fasi. Notiamo che:

- in Fase 1 il primo strato che va in crisi è il misto cementato, dopo 13.54 milioni di passaggi corrispondenti a circa 1.78 anni;
- in Fase 2 nella pavimentazione va in crisi lo strato di base con 75.87 milioni di passaggi corrispondenti ad una vita di circa 9.92 anni.

I risultati ottenuti soddisfano le ipotesi del calcolo, confermando comunque le caratteristiche del comportamento bifase, ovvero che in prima fase dove il misto cementato è considerato un materiale legato con un alto valore di modulo elastico, sarà soggetto a fessurarsi per fatica, ma non raggiungerà mai le stesse prestazioni dei conglomerati bituminosi. Il calcolo vuole che in prima fase la capacità strutturale dell'intera pavimentazione sia governata dal misto cementato, mentre in seconda fase quando questo viene assimilato ad un misto granulare, la capacità strutturale della pavimentazione non dipenda dal misto cementato (di fase 2) ma dallo strato che va per primo in crisi (possibilmente i conglomerati bituminosi) e da una combinazione delle due fasi.

Durante il calcolo della pavimentazione, attraverso il metodo della doppia fase, può presentarsi anche il caso in cui già in prima fase non è il misto cementato ad andare in crisi, ma un altro strato della pavimentazione e a quel punto, non occorre procedere con il calcolo di fase 2 e la capacità strutturale della pavimentazione sarà governata dallo strato che va in crisi in fase 1.

Inoltre anche all'interno del manuale di calcolo SAPEM, è considerata l'ipotesi in cui la pavimentazione calcolata con il metodo SAMDM, possa risultare non verificata, anche adottando tutte le ultime considerazioni viste, proponendo di progettare la pavimentazione attraverso altri metodi di calcolo, quali il metodo: PN- Pavement Number Method (ma valido solo per strade di categoria A e B e nei casi in cui siamo in presenza di un carico di traffico massimo pari a 30 milioni di passaggi in assi equivalenti

per tutto il periodo di progetto), o altri metodi come ad esempio il metodo empirico AASHTO basato sulla determinazione dello SN-Structural Number.

In Tabella 17-6, sono schematizzati i principali vantaggi e svantaggi del metodo tratti dal manuale SAMDM.

Tabella 17—6. Principali vantaggi e svantaggi del Metodo SAMPD.

PRO E CONTRO DEL METODO SAMDM	
VANTAGGI	SVANTAGGI
• Ottimo strumento per la progettazione di nuove pavimentazione; • Permette di verificare individualmente ogni singolo strato oltre alla capacità strutturale dell'intera pavimentazione; • Permette di capire ed evidenziare il comportamento evolutivo dei materiali; • Classificazione dei materiali, attribuendogli valori prestazionali; • Permette di calcolare diversi tipi di pavimentazione, in funzione dei diversi livelli di categoria stradale (fornendo coefficienti di calcolo adeguati); • Permette di fare qualsiasi cambiamento durante la fase progettuale quali: modifica dei carichi o degli spessori della pavimentazione, senza particolari difficoltà.	• Sviluppato principalmente per progettare nuove pavimentazioni, ma si presta male per la progettazione della manutenzione; • E' un metodo sviluppato solo per la progettazione delle pavimentazioni semirigide, con materiali soggetti al comportamento bifase; • E' un metodo dove le leggi di degrado sono calibrate e concepite solo per i materiali e le condizioni presenti in sudafrica; • E' un metodo sensibile, basta variare di poco i parametri di ingresso ed i risultati finali non sono più confrontabili; • Le formulazioni matematiche utilizzate sono obsolete e diverse dalle comuni formule presenti in letteratura; • Relativamente complesso, può essere utilizzato solo grazie all'ausilio di calcolatori; • Spesso possono ottenersi risultati incoerenti alle ipotesi teoriche, in quanto strati di fondazione e sottofondo con caratteristiche meccaniche più alte e spessori più grandi, non sempre portano ad un aumento della capacità strutturale complessiva.

6.4 PROGETTO DELLA PAVIMENTAZIONE CON IL METODO DELLA DOPPIA FASE ADATTANDO LE LEGGI DELL'ASPHALT INSTITUTE

In questo paragrafo, si è cercato di riprogettare la pavimentazione attraverso il metodo della doppia fase adottando quasi interamente le ipotesi del metodo SPEA. Sono stati utilizzati i coefficienti di Poisson e leggi di degrado dell'A.I., con la sola differenza che per il misto cementato sono stati adoperati i parametri meccanici e le leggi di degrado SAMDM, appartenenti alla classe C3 del misto cementato. Inoltre nei calcoli sono state considerate anche (svolgendo in parallelo) le leggi di degrado SAMDM per tutti gli strati, con il solo scopo di confrontare i risultati finali che provengono dalla scelta di utilizzare differenti coefficienti di Poisson. Oltre alle ipotesi appena elencate, i calcoli sono stati sviluppati considerando i due casi visti in precedenza al paragrafo 6.2.1, ovvero ipotesi di perfetta aderenza tra tutti gli strati, ed ipotesi di aderenza parziale come previsto da SPEA.

Per la pavimentazione in oggetto, i risultati di verifica sono riassunti in Tabella 18-6, rappresentando il numero di cicli che si manifestano in FASE 1 e FASE 2 ed i valori finali dei cicli ammissibili, danno e vita utile di ogni strato, riferiti al caso di perfetta aderenza, mentre i dati di Tabella 19-6 rappresentano il caso di aderenza parziale.

Tabella 18 —6. Metodo della doppia fase – caso di Perfetta aderenza e confronto tra SPEA e SAMPD.

CASO DI <u>PERFETTA ADERENZA</u> CONFRONTO TRA SPEA E SAMPD					
IPOTESI DI CALCOLO SPEA					
NUMERO TOTALE DI CICLI AMMISSIBILI DI FASE 1 e FASE 2					
Materiale	Cicli PH1	Cicli PH2	F	AR	Tot. cicli
Usura	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Binder	4.295E+09	1.597E+10	2.689E-01	1.592E+10	1.593E+10
Base	2.957E+09	1.998E+08	1.480E+01	1.989E+08	2.120E+08
Misto Cementato	1.317E+07	9.639E+07	-	-	1.096E+08
MGNL	3.065E+10	1.162E+10	2.639E+00	1.161E+10	1.162E+10
Sottofondo	1.940E+10	5.703E+09	3.401E+00	5.699E+09	5.712E+09
DETERMINAZIONE DELLA VITA UTILE SPEA					
Materiale	N tot di Cicli	Danno Tot.	Vita Utile [anni]		
Usura	-	-	-		
Binder	1.593E+10	9.542E-03	2095.93		
Base	2.120E+08	7.170E-01	27.89		
Misto Cementato	1.096E+08	1.388E+00	14.41		
MGNL	1.162E+10	1.308E-02	1529.07		
Sottofondo	5.712E+09	2.662E-02	751.38		
IPOTESI DI CALCOLO SAMPD					
NUMERO TOTALE DI CICLI AMMISSIBILI DI FASE 1 e FASE 2					
Materiale	Cicli PH1	Cicli PH2	F	AR	Tot. cicli
Usura	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!
Binder	1.948E+10	1.399E+11	1.392E-01	1.398E+11	1.399E+11
Base	4.579E+09	6.102E+07	7.504E+01	6.085E+07	7.402E+07
Misto Cementato	1.317E+07	9.639E+07	-	-	1.096E+08
MGNL	1.798E+56	1.362E+15	1.320E+41	1.362E+15	1.362E+15
Sottofondo	6.342E+15	3.191E+14	1.987E+01	3.191E+14	3.191E+14
DETERMINAZIONE DELLA VITA UTILE SAMPD					
Materiale	N tot di Cicli	Danno Tot.	Vita Utile [anni]		
Usura	#NUM!	#NUM!	#NUM!		
Binder	1.399E+11	1.087E-03	18396.71		
Base	7.402E+07	2.054E+00	9.74		
Misto Cementato	1.096E+08	1.388E+00	14.41		
MGNL	1.362E+15	1.116E-07	179197381.79		
Sottofondo	3.191E+14	4.765E-07	41976024.02		

Tabella 19—6. Metodo della doppia fase – caso di NON Perfetta aderenza e confronto tra SPEA e SAMPD.

CASO DI <u>NON PERFETTA ADERENZA</u> CONFRONTO TRA SPEA E SAMPD					
IPOTESI DI CALCOLO SPEA					
NUMERO TOTALE DI CICLI AMMISSIBILI DI FASE 1 e FASE 2					
Materiale	Cicli PH1	Cicli PH2	F	AR	Tot. cicli
Usura	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Binder	1.068E+10	4.050E+10	2.637E-01	4.046E+10	4.047E+10
Base	1.250E+08	7.033E+07	1.777E+00	6.392E+07	7.531E+07
Misto Cementato	1.139E+07	1.009E+08	-	-	1.123E+08
MGNL	4.593E+16	4.497E+16	1.021E+00	4.497E+16	4.497E+16
Sottofondo	4.029E+09	3.953E+09	1.019E+00	3.942E+09	3.954E+09
DETERMINAZIONE DELLA VITA UTILE SPEA CASO 1 – NON PERFETTA ADERENZA					
Materiale	N tot di Cicli	Danno Tot.	Vita Utile [anni]		
Usura	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!		
Binder	4.047E+10	3.757E-03	5323.13		
Base	7.531E+07	2.019E+00	9.91		
Misto Cementato	1.123E+08	1.354E+00	14.77		
MGNL	4.497E+16	3.381E-09	5915442271.72		
Sottofondo	3.954E+09	3.846E-02	520.07		
IPOTESI DI CALCOLO SAMPD					
NUMERO TOTALE DI CICLI AMMISSIBILI DI FASE 1 e FASE 2					
Materiale	Cicli PH1	Cicli PH2	F	AR	Tot. cicli
Usura	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!	#NUM!
Binder	7.330E+10	5.578E+11	1.314E-01	5.578E+11	5.578E+11
Base	3.813E+07	1.231E+07	3.097E+00	8.636E+06	2.003E+07
Misto Cementato	1.139E+07	1.009E+08	-	-	1.123E+08
MGNL	#NUM!	1.217E+30	#NUM!	#NUM!	#NUM!
Sottofondo	1.201E+14	7.036E+13	1.707E+00	7.036E+13	7.036E+13
DETERMINAZIONE DELLA VITA UTILE SAMPD					
Materiale	N tot di Cicli	Danno Tot.	Vita Utile [anni]		
Usura	#NUM!	#NUM!	#NUM!		
Binder	5.578E+11	2.726E-04	73370.85		
Base	2.003E+07	7.592E+00	2.63		
Misto Cementato	1.123E+08	1.354E+00	14.77		
MGNL	#NUM!	#NUM!	#NUM!		
Sottofondo	3.191E+14	2.161E-06	9254853.50		

Nelle Figure 8–6 e 9–6 sono rappresentati i dati elencati nelle tabelle, evidenziando solo il comportamento dello strato di base e del misto cementato per entrambi i metodi di calcolo.

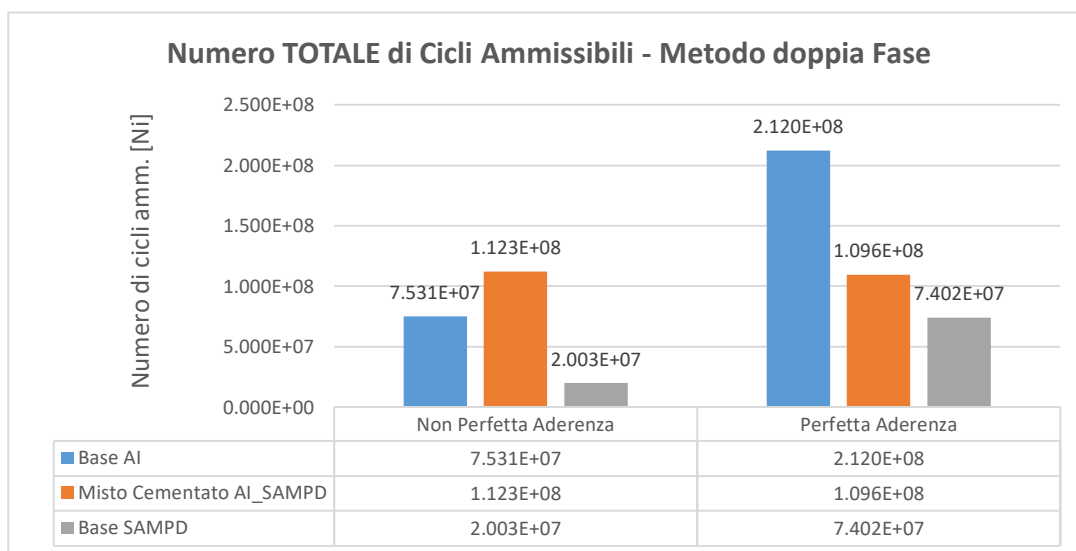


Figura 8—6. Numero totale di cicli ammissibili – confronto Metodo della doppia FASE.

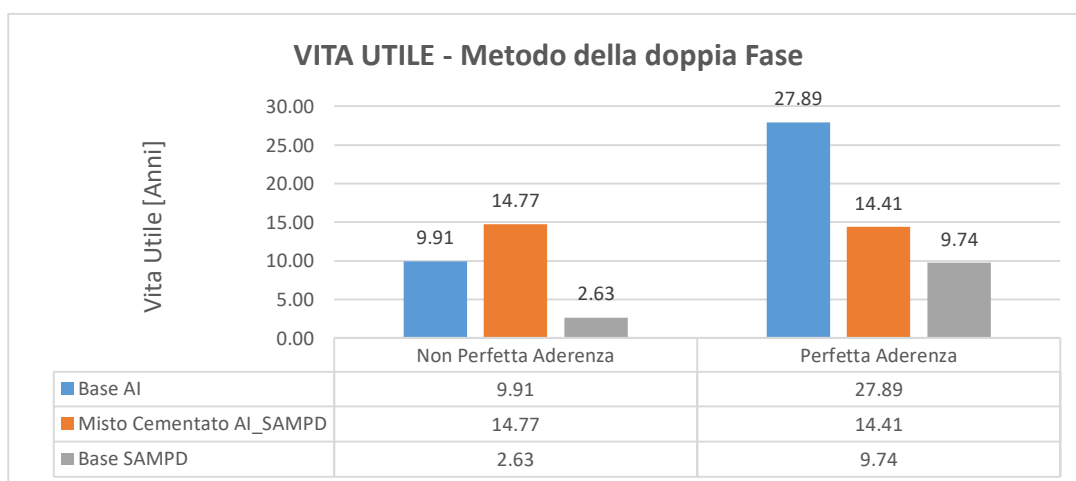


Figura 9—6. Vita Utile – confronto Metodo della doppia FASE.

Come possiamo osservare dai dati in tabelle e dalla Figura 9–6, applicando il metodo della doppia fase, non si hanno sostanziali differenze tra i risultati variando le condizioni di aderenza a differenza di quanto riscontrato attraverso il metodo SPEA in fase unica. Di particolare interesse è il misto cementato che ha riscontrato risultati pressoché invariati a differenza degli altri strati. In tutti i casi considerati sia per quanto riguarda le aderenze e sia le differenti leggi di degrado, la pavimentazione risulta non verificata evidenziando ancora una volta la non robustezza del metodo di calcolo SAMDM.

6.5 PROPOSTE PROGETTUALI ALTERNATIVE – APPLICAZIONI AL METODO DELLA DOPPIA FASE

I calcoli svolti fin ora attraverso il metodo della doppia fase, nonostante l'esito negativo, sono stati utili a comprendere il metodo e ad individuarne i problemi.

Osservando il metodo di calcolo SAMDM, nella quasi totalità dei casi, la durata in termini di anni della prima fase rapportata alla seconda risulta irrilevante: possiamo dire che il misto cementato si comporta per la maggior parte del tempo come un misto granulare. Da quest'ultima considerazione, si è cercato di individuare alternative progettuali differenti che potessero essere in grado di superare il problema dal punto di vista della verifica strutturale.

La proposta progettuale alternativa è la seguente: dato che in seconda fase, il misto cementato viene assimilato ad un misto granulare non legato quindi, si potrebbe pensare di uniformarlo con lo strato di fondazione inferiore in misto granulare. Così facendo (per la seconda fase), possiamo considerare un nuovo strato di fondazione, ottenuto dalla omogeneizzazione di tutti gli strati di fondazione, ed affrontare il problema dal punto di vista del calcolo attraverso la legge di degrado dell' A.I. già affrontata all'interno del metodo SPEA.

In letteratura sono proposti diversi metodi che affrontano il problema dell'omogeneizzazione degli strati (anche tra materiali differenti), che implicano l'uniformazione di due o più strati in un unico equivalente e, l'attribuzione di un valore di modulo elastico e spessore in grado di fornire gli stessi valori prestazionali che si otterrebbero affrontando il calcolo del multistrato originario.

Nel nostro caso invece, ci si è posti il dubbio su quale metodo di omogeneizzazione utilizzare per raggiungere al meglio i nostri obiettivi, dato che non si tratta di progettare la pavimentazione dall'origine ma cercare un metodo che relazioni la Fase 1 (già calcolata e soprattutto con spessori ben definiti per tutti gli strati) con la Fase 2.

Mantenendo costanti gli spessori della pavimentazione, per la determinazione del modulo elastico equivalente, si è scelto di utilizzare la formula proposta da "Dormon e Metcalf" (1965), già vista per la determinazione del modulo dello strato in misto granulare descritto al capitolo 2.2.4, la formula risulta:

$$E_2 = 0.206 \cdot h^{0.45} \cdot E_1$$

dove:

- E_2 = modulo elastico del nuovo misto granulare;
- E_1 = modulo elastico del sottofondo pari a 120 MPa;
- h = spessore in mm dello strato totale in misto granulare in questo caso è data dalla somma dei due spessori ovvero 30 cm del misto cementato, e 20 cm del misto granulare.

La formula si presta bene per spessori fino a 700mm, e nel nostro caso con $h=500$ mm, il modulo elastico equivalente del nuovo misto granulare risulta pari a 405 MPa, valore più alto rispetto ai moduli degli strati originari. Ricordiamo che per lo strato di fondazione in misto granulare abbiamo un modulo pari a 268 MPa, mentre per lo strato in misto cementato in fase 2 è stato assunto un modulo di 300 MPa.

In Figura 10–6 è rappresentato uno schema sulla omogeneizzazione degli strati a cui è stato ricavato il nuovo modulo equivalente.

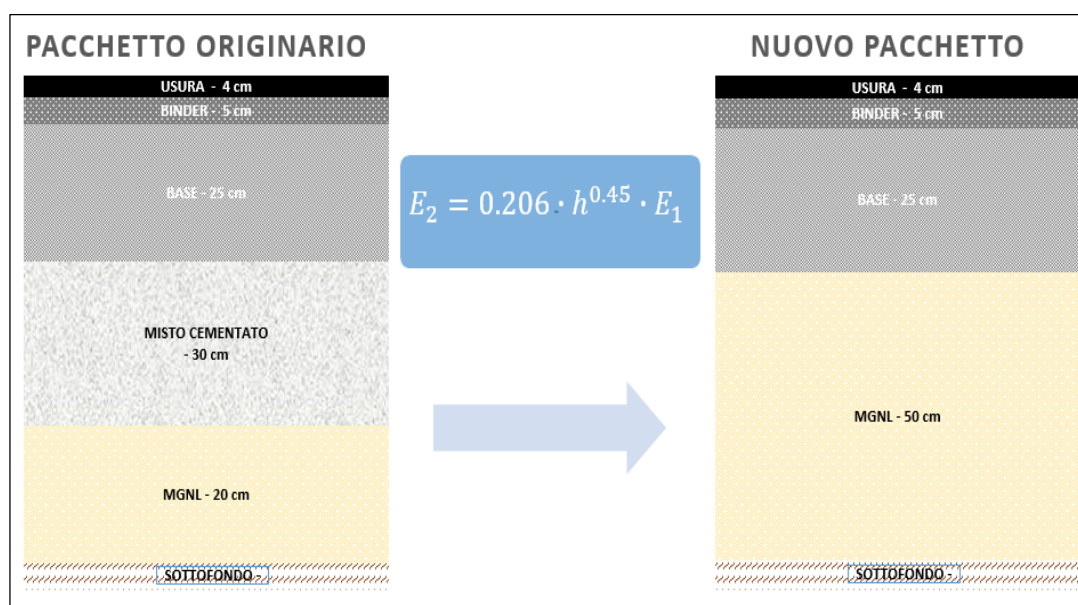


Figura 10—6. Omogeneizzazione degli strati in misto granulare non legato, e determinazione del modulo equivalente.

A questo punto si è cercato di ricalcolare la pavimentazione attraverso il metodo della doppia fase e applicando per tutti gli strati, tranne per quello in misto cementato, le leggi di degrado dell' A.I., mentre per lo strato in misto cementato il calcolo si è svolto nella seguente modalità:

- Fase 1 – legge di degrado a fatica applicando la legge SAMPD;
- Fase 2 – con l'omogeneizzazione degli strati granulari non legati, si è considerata la legge di degrado dell'A.I. ad ormaimento.

Dato che il calcolo del modulo equivalente, applicando la formula appena vista, ha evidenziato un valore più alto rispetto ai moduli originari, si è pensato di considerare un modulo equivalente con un valore intermedio rispetto a quelli originari. In quest'ultimo caso, il modulo è stato determinato attraverso l'applicazione della media ponderata dei due moduli originari, attribuendo agli spessori i pesi su cui calcolare la media. È stato ottenuto un valore di 287 MPa.

In base alle ultime considerazioni viste e soprattutto alle incertezze legate al modulo equivalente da utilizzare, si sono svolti diversi calcoli sulla stessa pavimentazione assumendo differenti valori di modulo:

- **Caso 1 - 405 MPa;**
- **Caso 2 - 287 MPa**, ricavato dalla media ponderata dei moduli originari e con spessore del nuovo strato omogeneizzato pari a 50cm;
- **Caso 3 - 268 MPa**, pari al modulo elastico dello strato in misto granulare originario, assunto in via cautelativa in quanto è il minore di tutti i valori presenti;
- **Caso 4** – mantenendo gli spessori e i valori originari di modulo per ciascuno strato, ovvero 30 cm e modulo 300 MPa per il misto cementato e 20cm e 268 MPa per il misto granulare.

In Tabella 20-6 sono riassunti i risultati dei casi appena descritti, dove per semplicità di calcolo rappresentiamo solo i risultati degli strati più critici e di maggiore interesse.

Tabella 20—6. Proposta di calcolo alternativa – risultati di Vita Utile della pavimentazione.

PROPOSTA DI CALCOLO ALTERNATIVA OMOGENEIZZAZIONE STRATI IN MISTO GRANULARE				
CASO	Numero totale di cicli ammissibili		VITA UTILE	
	Base	Misto Cementato	Base	Misto Cementato
Caso 1 – 405 MPa	2.627E+08	1.914E+09	34.55	251.79
Caso 2 – 287 MPa	1.876E+08	9.415E+08	24.68	123.85
Caso 3 – 268 MPa	1.768E+08	8.233E+08	23.26	108.30
Caso 4 – 300 e 268 MPa	1.921E+08	1.035E+09	25.26	136.18

Dai risultati in tabella, notiamo che in tutti i casi considerati, la pavimentazione risulta verificata mostrando mediamente un numero di anni di vita utile superiore ai 20 anni imposti nel progetto. Anche nel caso 3, la pavimentazione risulta verificata e il collasso avviene per il cedimento dello strato di base in conglomerato bituminoso, dopo 187.6 milioni di passaggi di asse standard e, in termini prestazionali, la pavimentazione ha una vita utile di 23.26 anni.

In definitiva in base alle ipotesi assunte possiamo sostenere che, attraverso il procedimento di calcolo proposto, la pavimentazione in oggetto ha un vita utile compresa tra 23 e 34.5 anni.

In Figura 11–6 sono rappresentati in istogramma i risultati dei casi proposti, mentre la linea costante rappresenta il valore minimo imposto dal progetto.

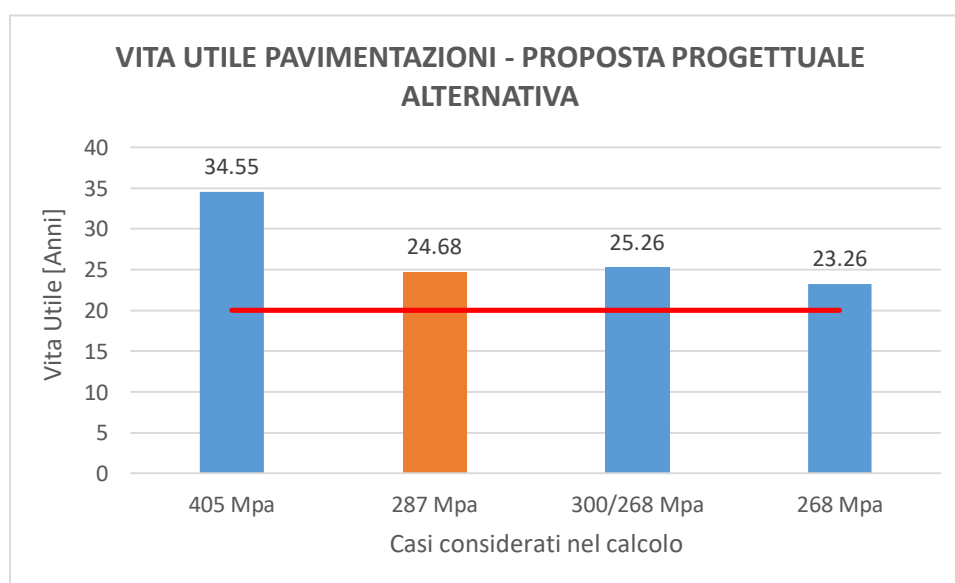


Figura 11—6. Vita Utile Pavimentazione – Proposta progettuale alternativa.

6.6 APPLICAZIONE DEL METODO DELLA DOPPIA FASE AL KENLAYER

Attualmente nella pratica lavorativa il programma più utilizzato è il KENLAYER. Il software, attraverso l'inserimento di opportuni dati di input, restituisce direttamente il risultato finale espresso in termini di danno e di vita utile, senza l'utilizzo di altri programmi esterni che elaborino i valori tenso-deformativi.

Durante le operazioni di calcolo è emerso che lavorando congiuntamente con i due programmi, spesso si ha una perdita di informazioni nella fase di importazione dei report finali dal KENLAYER in EXCEL, compromettendo i risultati finali.

La perdita di informazione è dovuta principalmente alla trascrizione e all'approssimazione delle cifre decimali, oltre all'eventualità che potrebbero presentarsi errori accidentali di distrazione da parte dell'operatore durante le operazioni di trasferimento dei dati. Questo implica, svolgere in Excel calcoli meno precisi e giungere a risultati finali leggermente differenti rispetto ai report del Kenlayer. L'errore si amplifica soprattutto quando stiamo operando con il metodo della doppia fase, dove per determinare il numero di cicli ammissibili e la vita utile della pavimentazione occorre relazionare i risultati provenienti dall'elaborazione dei risultati di Fase 1 e 2, a loro volta già importati e sviluppati con gli errori.

Inoltre, il metodo di calcolo SAMPD, come abbiamo già evidenziato nei paragrafi precedenti, risulta essere sensibile alla variazione dei dati d'ingresso e quindi restituisce valori differenti. Motivo in più di amplificazione degli errori di calcolo.

Per questa ragione ci si è posti il dubbio se fosse possibile progettare le pavimentazioni attraverso il metodo della doppia fase utilizzando esclusivamente il programma KENLAYER. Questo è possibile, ma purtroppo, data la natura del procedimento che richiede di impostare il calcolo in più fasi distinte, anche all'interno del software bisogna lavorare in due fasi separate.

Durante l'elaborazione dei calcoli, in tutti i casi, si è osservato che il valore finale di vita utile della pavimentazione (relazionando le due fasi), non è molto differente dal valore che si otterrebbe applicando la semplice somma algebrica della vita utile di FASE 1 e FASE 2, (funzione quest'ultima dello strato che va per primo in crisi in ciascuna delle due fasi). Il Kenlayer, restituisce come valore finale, la capacità strutturale dell'intera pavimentazione in termini di anni di vita utile, corrispondente allo strato che va per primo in crisi. Quindi se volessimo lavorare solo con il Kenlayer, basterebbe calcolare

con il software la pavimentazione in Fase 1 e in Fase 2 e successivamente sommare i valori ottenuti dalle due fasi, generando un risultato simile a quello che richiede il calcolo, senza l'ausilio di software esterni.

Ma per fare questo, il KENLAYER si basa sulle leggi di degrado dell' A.I., dove nella fase 2, assumendo come criterio progettuale la proposta alternativa appena vista, non si hanno problemi di calcolo, in quanto il misto cementato, viene esaminato con la legge di degrado dell' A.I. Il problema principale si manifesta in fase 1 dove il misto cementato viene analizzato con le leggi di degrado SAMPD.

Attraverso varie simulazioni di calcolo, si è cercato di individuare una nuova legge di degrado dove, inserendo i valori dei coefficienti di regressione all'interno del KENLAYER, il software è in grado di restituire valori confrontabili con quelli calcolati con le formule previste nel metodo SAMPD.

Dato che in tutti i casi affrontati, in Fase 1 la pavimentazione va in crisi in corrispondenza dello strato in misto cementato, i coefficienti di regressione sono stati ottenuti dalla coppia di valori (N_f , ϵ_b) corrispondenti al valore di fase 1, proveniente dalla relazione finale dei 12 periodi di riferimento rispettivamente al numero di cicli ammissibili e alla deformazione massima di tensione che si manifesta alla base dello strato in misto cementato. Ogni coppia di valori è stata ottenuta attraverso varie simulazioni svolte sulla stessa pavimentazione, ma ripetendo i calcoli e facendo variare di volta in volta lo spessore dello strato. Si sono considerati 7 casi in cui lo strato in misto cementato varia con un incremento di 5 cm partendo da uno spessore di 15 cm fino a 45 cm.

In Tabella 21–6, a titolo di esempio, sono riassunti i dati delle coppie di valori (N_f , ϵ_b).

Tabella 21—6. Coppie di valori (N_f , ϵ_b) per l'individuazione dei coefficienti di regressione.

COPPIE DI VALORI (N_f , ϵ_b)			
n. Caso	Spessore [cm]	Deformazione ϵ_b [ϵ]	Numero di Cicli N_f
1	15	2.965E-05	4.128E+06
2	20	2.663E-05	6.138E+06
3	25	2.385E-05	9.032E+06
4	30	2.137E-05	1.317E+07
5	35	1.920E-05	1.905E+07
6	40	1.731E-05	2.740E+07
7	45	1.566E-05	3.919E+07

In figura 12–6, sono rappresentati in forma grafica i valori espressi in Tabella, dove in asse X sono rappresentati i valori delle deformazioni mentre in asse Y i valori dei cicli ammissibili.

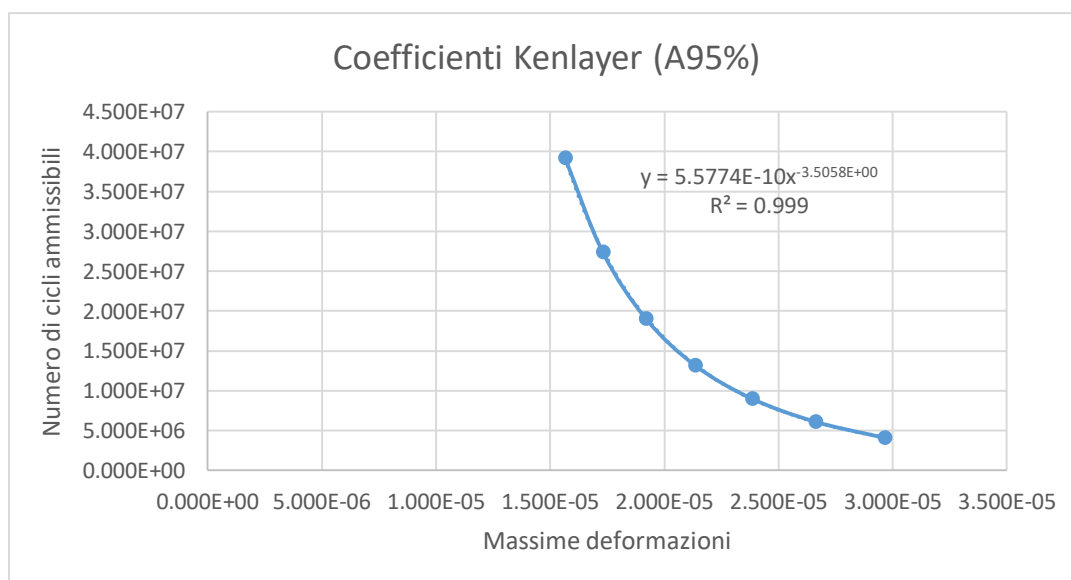


Figura 12—6. Individuazione dei coefficienti di regressione da inserire nel KENLAYER.

Osservando i punti del grafico, ed interpolandoli attraverso una curva di regressione ad andamento esponenziale, si sono ricavati i coefficienti di regressione che determinano la curva interpolante.

Osservando l'equazione della curva, si nota che essa assume esattamente la stessa forma delle leggi di fatica comunemente disponibili in letteratura e molto simili alle leggi di degrado dell'A.I., ad esempio:

$$N_f = \left(\frac{k}{\varepsilon}\right)^b = k^b \cdot \varepsilon^{-b}$$

Nel nostro caso, con i coefficienti appena determinati possiamo assumere:

$$N_f = k^b \cdot \varepsilon^{-b} = 5.577e - 10 \cdot \varepsilon_t^{-3.506}$$

Inserendo la legge appena individuata all'interno del software KENLAYER, in corrispondenza del calcolo a fatica dello strato in misto cementato, esso restituisce valori perfettamente confrontabili con quelli che derivano dal calcolo manuale applicando le leggi SAMPD in fase 1.

Da precisare che l'individuazione dei coefficienti di regressione individuati, sono solo una pura ipotesi di calcolo, basati solo sul semplice scopo di individuare un metodo di calcolo alternativo e cercare di soddisfare alcuni interrogativi posti durante il lavoro di tesi, ovvero quello di automatizzare il calcolo della doppia fase attraverso l'utilizzo del Kenalyer.

Inoltre i parametri di regressione sono stati ricavati dei valori ottenuti attraverso l'applicazione delle leggi di degrado SAMPD adattandole semplicemente al programma Kenlayer, precisando che i parametri di calcolo inseriti nelle leggi SAMPD per ricavare i valori finali, sono riferiti a coefficienti corrispondenti ad una affidabilità del 95% usualmente utilizzata per strade di categoria A (secondo quanto previsto dal calcolo), oltre al fatto che sono stati determinati facendo variare solo lo spessore dello strato di interesse, mentre tutti gli altri strati sono rimasti costanti.

Perciò i coefficienti appena individuati, non hanno valenza di carattere generale, validi per qualsiasi tipo di pavimentazione ma si prestano, con buona approssimazione, a soddisfare solo il caso in esame.

CONCLUSIONI

La prima realizzazione in ITALIA di una pavimentazione con fondazione in misto cementato è avvenuta negli anni '60, in via del tutto esplorativa, ma la vera diffusione dell'impiego di questo materiale si è avuta all'inizio degli anni '90. Per questo motivo, in ITALIA, data la scarsa trattazione in letteratura e data l'insufficienza di dati sperimentali su larga scala, questo tipo di pavimentazioni risultano ancora oggetto principale di studio. La fase di progettazione risulta difficile, in quanto non avendo dei metodi di calcolo standardizzati, il progettista può scegliere tra diversi metodi di progetto, lasciando dei dubbi circa il comportamento effettivo del materiale in oggetto e il suo contributo strutturale durante la vita della pavimentazione.

Gli studi svolti all'interno del lavoro di tesi, in collaborazione con la SPEA Engineering SpA, sono nati dall'esigenza far luce sui problemi connessi alla progettazione di pavimentazioni semirigide in contesto autostradale. Si cercava un metodo in grado di simulare in maniera realistica il comportamento di tutti i materiali presenti all'interno della pavimentazione ed allo stesso tempo di ottimizzare i costi legati alle fasi di realizzazione e manutenzione.

Come abbiamo visto dalle simulazioni del calcolo del caso studio, esistono diversi metodi che affrontano il problema della progettazione delle pavimentazioni semirigide con strati di fondazione in misto cementato, dove l'impostazione del calcolo risulta completamente differente tra i vari metodi. Mettendo a confronto i due metodi visti, sembrerebbe risultare di maggiore affidabilità quello basato sulla doppia fase in quanto permette di simulare in modo più realistico il comportamento dei materiali.

Tuttavia, occorre sottolineare che il calcolo delle pavimentazioni stradali, in mancanza di dati sperimentali diretti, deriva da formulazioni empiriche scelte in modo arbitrario tra le diverse proposte presenti in letteratura e la preferenza di una legge di degrado rispetto ad un'altra conduce a risultati finali totalmente diversi. Perciò, se non ci sono particolari prescrizioni imposte dalle normative di riferimento, è compito del progettista valutare di volta in volta le leggi di degrado da utilizzare.

Per tale motivo, è nata l'esigenza di sviluppare delle simulazioni di calcolo in modo da confrontare i metodi e capire quale tra essi risultasse più affidabile dal punto di vista del calcolo e soprattutto quale soddisfacesse gli obiettivi posti all'inizio, ovvero di ottimizzare i costi in fase di progettazione e di manutenzione. Per questo motivo si è

cercato di proporre delle alternative progettuali derivanti dalla combinazione dei due metodi (fase unica vs doppia fase) adottando le leggi di degrado dell'Asphalt Institute per i conglomerati bituminosi e quelle sudafricane per il misto cementato. I risultati prodotti dalla combinazione dei due metodi soddisfano apparentemente le ipotesi iniziali imposte dallo studio. L'ottimizzazione dei costi di realizzazione, risulta potenzialmente possibile dal momento che la pavimentazione risulta verificata con un adeguato margine di vita utile e quindi sarebbe potenzialmente possibile ridurre gli spessori.

Per poter applicare il metodo "evolutivo" della doppia fase, si sono rese necessarie delle prove sperimentali sui materiali. In particolare, lo studio ha riguardato la caratterizzazione prestazionale di una miscela tipo di misto cementato prodotta conformemente alle norme comunemente impiegate da SPEA in ambito autostradale.

Le prove sperimentali svolte durante il lavoro di tesi, dato l'impiego limitato di tempo e di risorse possono essere intese solo come uno studio esplorativo. In questa fase, si è ristretta la sperimentazione con il solo fine di determinare i parametri meccanici quali la resistenza a trazione indiretta e la compressione semplice non confinata posti alla base dei criteri di accettazione nonché di classificazione dei misti cementati.

Un altro elemento molto interessante emerso dallo studio, è legato al fatto che la miscela non ottimizzata (prodotta cioè utilizzando il misto granulare così come fornito in laboratorio) ha fatto registrare valori di resistenza meccanica, sia in trazione indiretta che in compressione semplice, superiori rispetto alla miscela ottenuta correggendo la curva (miscela cosiddetta ottimizzata). Ulteriori riscontri su quest'ultimo aspetto si sono avuti durante l'analisi dei dati dove la stima dei moduli elastici hanno manifestato valori mediamente più alti nelle miscele non ottimizzate rispetto alle miscele ottimizzate. Questo aspetto è molto interessante in quanto potrebbe aprire nuovi scenari per futuri casi studio.

Risulta evidente che questo non può essere inteso come un lavoro conclusivo da utilizzarsi per impieghi progettuali futuri, ma può fornire eventualmente uno spunto di partenza per la predisposizione di programmi sperimentali con indagini di laboratorio più approfondite e relazionate a prove in vera grandezza prendendo in considerazione tutte le tipologie di materiali impiegati nei vari strati della sovrastruttura, identificando tutti i parametri meccanici e le leggi di degrado calibrati su casi reali.

RINGRAZIAMENTI

Con questa tesi finisce il mio percorso universitario, ancora non riesco a crederci che ho finito la tesi e soprattutto che mi ritrovo qui a scrivere la pagina finale dei ringraziamenti.

Desidero innanzitutto ringraziare con tutta la mia sincerità il Professor Ing. Orazio BAGLIERI per i preziosi insegnamenti durante il percorso di studi e soprattutto per il continuo sostegno e consigli che mi ha dato durante il periodo di tesi, mostrandosi ogni volta disponibile e con estrema pazienza nel soddisfare le mie richieste, accettando di seguirmi a distanza tra Milano e Torino e nei numerosi incontri tra le due città. Sono sicuro che il prof. difficilmente mi dimenticherà.

Ringrazio gli Ingg. G.Chiappinelli e l'Ing. D.Dalmazzo, che mi hanno seguito durante il periodo delle prove sperimentali nei laboratori del politecnico, rendendosi disponibili a dirimere tutti i miei dubbi.

Ringrazio la disponibilità dell'Ing. M. Battaglia che mi ha affiancato durante il periodo di Tirocinio, insegnandomi l'uso del software. L'Ing. G.Spinazzola per la sua disponibilità e fiducia verso di me credendo sin da subito con l'Ing.Battaglia in questo progetto. Mi auguro in futuro di continuarlo e concretizzarlo, in un modo o nell'altro, insieme a loro anche oltre la tesi e di non fermarmi qui.

Ringrazio tutti i miei colleghi di corso, sono stati anni di intenso studio, lavoro ed allo stesso tempo di divertimento, ragazzi siete in tanti.....ma grazie dei numerosi pomeriggi passati a fare progetti e in alcune occasioni si continuava la serata in birra e cazzeggio.

Un ringraziamento speciale va al "secondo piano", oltre a passare la maggior parte del tempo durante questi anni universitari ho conosciuto molte persone, ho conosciuto Lucia. Vorrei ringraziarti per

essermi stata vicino in ogni momento e di continuare a supportarmi e (pochissime volte) a sopportarmi, scusa se in questi ultimi periodi ti ho stancata con gli argomenti della tesi. Spero tanto che un giorno (prestissimo) sarai tu a tediarmi con la tua tesi. Dai Allu!!! DEVI FARCELA!!!

Un piccolo, ma piccolissimo ringraziamento va a Paco che mi è stato veramente vicino (forse anche troppo) durante la scrittura della tesi, anche in questo momento non smette di starmi vicino. Se durante la lettura della tesi trovate parole strane, vi chiedo scusa, è stato Paco che mi ha aiutato con le sue zampette a scrivere la tesi.

Non dimenticherò mai gli ultimi mesi passati a scrivere la tesi, sono stati mesi molto difficili, tra il caldo torrido del Salento in Agosto dove alcune notti si sono sfiorati anche i 40° e di giorno si è arrivati tranquillamente a oltre 50°, il Rave Party a due passi da casa costringendomi ad ascoltare musica Techno 24 ore su 24 per tutta l'intera settimana di ferragosto. Mannaggia a voi... fosse stato un festival di musica Rock (Woodstock).....

Ringrazio i miei genitori, per avermi incoraggiato e sostenuto nelle mie scelte, per avermi permesso di studiare in tutti questi anni sia durante la triennale che in questi ultimi anni di magistrale. GRAZIE INFINITE.

In ultimo vorrei finire con un mio modo di dire.. "come al solito agg fatt caz".

Vorrei che questi ringraziamenti siano un punto di arrivo, da una parte, ma anche un punto d' inizio perché credo che non si finisce mai di crescere.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ferrari P., Giannini F., "Ingegneria Stradale", Volume II – Corpo Stradale e Pavimentazioni, Torino, ISEDI, 1996.
- [2] Felice A. Santagata. "Strade: Teoria e Tecnica delle Costruzioni Stradali, Voll. 1 e 2", Pearson, October 2016.
- [3] Dondi G., Lantieri C., "COSTRUZIONI STRADALI – Aspetti progettuali e costruttivi", HOEPLI, Novembre 2015.
- [4] Rajib B. Mallick and Tahar El-Korchi – "PAVEMENT ENGINEERING – Principles and Practice", CRC Press Taylor & Francis Group, second edition, April 2013.
- [5] A.T.Papagiannakis and E.A. Masad – Pavement Design and Materials -JohnWiley & Sons, Inc. - February 2008
- [6] G. Tesoriere, "Strade - Ferrovie, Aeroporti", Voll. 1 e 2 , Torino: UTET, 1990.
- [7] AASHTO (1993), "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures," AASHTO, Washington, D.C.
- [8] Yeo, Yang Sheng. "Characterisation of cement-treated crushed rock basecourse for Western Australian roads", Ph.D. Curtin University, School of Civil and Mechanical Engineering, 2011.
- [9] Guide for Mechanistic-Empirical Design OF NEW AND REHABILITATED PAVEMENT STRUCTURES, Prepared for NCHRP – National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board National Research Council, February 2004.
- [10] SPEA Ingegneria Europea – Ufficio Infrastrutture di Trasporto (STD), TEMI PROGETTUALI DI APPROFONDIMENTO, Tema n.6, Dimensionamento Strutturale di Pavimentazioni Flessibili e Semirigide, Giugno 2014.
- [11] Capitolato Speciale d'Appalto - Parte seconda: opere civili, Società Autostrade per l'Italia.
- [12] "Catalogo delle Pavimentazioni Stradali", Consiglio Nazionale delle Ricerche, 1995.

- [13] Paola Di Mascio - PAVIMENTAZIONI STRADALI APPROFONDIMENTI SULLE PAVIMENTAZIONI IN CALCESTRUZZO: un modello per confrontare i costi di primo impianto e manutenzione. PUBBLICAMENTO S.r.l, FEDERBETON, Giugno 2010.
- [14] “Thickness Design – Highways and Streets”, Manual Series n. 1, Asphalt Institute, 1999.
- [15] World Climate, www.worldclimate.com, Buttle and Tuttle Ltd., 2004.
- [16] John Read, David Whiteoak and Robert Hunter, “Shell Bitumen Handbook: Fifth Edition”, ASCE 2003.
- [17] L. Francken, “RILEM Report 17 – Bituminous binders and mixes”, 1998.
- [18] “Research & Development of Asphalt Institute's Thickness Design Manual “, RR-82-2, Asphalt Institute 1982.
- [19] KENLAYER Program (KENPAVE Software) - Huang, Y. H. (2004) - Pavement Design and Analysis (Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.).
- [20] Huang Y., H. “Pavement Analysis and Design”, 2nd edition, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ 07458, 2004.
- [21] J.W. Maina, E. Denneman, M. De Beer - INTRODUCTION OF NEW ROAD PAVEMENT RESPONSE MODELLING SOFTWARE BY MEANS OF BENCHMARKING – University of Pretoria, 2008.
- [22] SAPEM - SOUTH AFRICAN PAVEMENT ENGINEERING MANUAL, an initiative of the south african national roads agency soc ltd, Second Edition, October 2014 .
- [23] TRH13 (1986): Cementitious Stabilizers in Road Construction. Committee of State Road Authorities, Department of Transport, Pretoria, South Africa, 1986.
- [24] TRH14 (1985): Guidelines for Road Construction Materials. Committee of State Road Authorities, Department of Transport, Pretoria, South Africa, 1985.
- [25] TRH4 (1996): Structural design of flexible pavements for interurban and rural roads. Committee of Land Transport Officials (COLTO), Department of Transport, Pretoria, South Africa, 1996.
- [26] Otte, E. A Structural Design Procedure for Cement-treated Layers in Pavements. Ph.D. thesis. University of Pretoria, South Africa, 1977.

- [27] Otte, E. The Stress-Strain Properties of Cement-Stabilised Materials. Master's thesis. University of Pretoria, South Africa, 1972.
- [28] Otte, E. The Stress-Strain Curve for Cement- and Lime-treated Materials. Proc., 2nd Conference on Asphalt Pavements in South Africa, Durban, South Africa, 1974.
- [29] De Beer, M. Aspects of the Design and Behavior of Road Structures Incorporating Lightly Cementitious Layers. Ph.D. thesis. University of Pretoria, Pretoria, South Africa.
- [30] Jordaan, G. J. Users Manual for the South African Mechanistic Pavement Rehabilitation Design Method. Report IR91/242. South African Roads Board, Department of Transport, Pretoria, South Africa, 1993.
- [31] De Beer, M. The Evaluation, Analysis and Rehabilitation Design of Roads. Report IR93/296. South African Roads Board, Department of Transport, Pretoria, South Africa, 1994.
- [32] H. L. THEYSE, M. DE BEER, AND F. C. RUST, Overview of South African Mechanistic Pavement Design Method, CSIR, Division of Roads and Transport Technology, Pretoria, South Africa.
- [33] Shell Pavement Design Manual—Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic. Shell International Petroleum Company Limited, London, England, 1978.
- [34] A. Molenaar and Ir. L.J.M. Houben – CEMENT-BOUND ROAD BASE MATERIALS, Report 7-11-218-1, Delft University of Technology, Netherlands, July 2011.
- [35] A. Molenaar - Structural Design of Pavements, PART III Design of Flexible Pavements, January 2009.
- [36] A. Molenaar and Ir. L.J.M. Houben, Pengpeng Wu, MSc, CEMENT-BOUND ROAD BASE MATERIALS, July 2011.
- [37] Austroads Guide to Pavement Technology - Part 2: Pavement Structural Design, First Published May 2008
- [38] Austroads Project No. TT1664 - Cemented Materials Characterisation: Final Report , June 2014
- [39] NZ Transport Agency research report 463 - Development of tensile fatigue criteria for bound materials - New Zealand Institute of Highway Technology, January 2012

- [40] W. Ronald Hundson e Thomas W. Kennedy – AN INDIRECT TENSILE TEST FOR STABILIZED MATERIAL, Research Report N. 98-1, Center for Highway Research The University of Texas at Austin, January 1968.

- [41] R.Nazir, E. Momeni et al. – Correlation Between Unconfined Compressive Strength and Indirect Tensile Strength of Limestone Rock Samples; Universiti Teknologi Malaysia, EJGE, Vol. 18,2013.

- [42] Asphalt Academy – Technical Guideline: Bitumen Stabilised Materials A Guideline for the Design and Construction of Bitumen Emulsion and Foamed Bitumen Stabilised Materials, TG 2, Second edition, May 2009.

- [43] Balasingam Muhunthan and Farid Sariosseiri - INTERPRETATION OF GEOTECHNICAL PROPERTIES OF CEMENT TREATED SOILS, The Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation, July 2008.

ALLEGATI

ALLEGATO 1 – estratto dell'art. 30 Fondazioni a legante idraulico, del capitolato ASPI
(Autostrade per l'Italia)

ALLEGATO 2 -PROCEDURE DI LABORATORIO PER IL CONFEZIONAMENTO, MATURAZIONE ED ESECUZIONE DELLE PROVE DI ROTTURA DEI PROVINI,SECONDO LE NORME TMH - CML (Central Materials Laboratory – The United Republic of Tanzania Ministry of Works, estratto da Laboratory Testing Manual).

ALLEGATO 3 –PROCEDURE DI LABORATORIO PER L'ESECUZIONE DELLA PROVA ITS
SECONDO LE NORME TMH