



IL PROGETTO PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI

- CAPITOLI 9, 10



CAPITOLO 9

IL DEGRADO DELLE PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI

1 INTRODUZIONE

Il movimento di un veicolo sulla superficie stradale, genera negli strati di una pavimentazione flessibile uno stato tensionale complesso e molto diverso da punto a punto (fig. 9.1 e 9.2). Lo strato superficiale in conglomerato bituminoso si comporta come una trave incastrata d'ambo le parti, soggetta a carichi pulsanti. Si possono osservare tre zone significative (fig. 9.3). La prima si trova sulla superficie in corrispondenza dell'asse del carico. Il conglomerato è soggetto ad una sollecitazione di compressione e taglio. Sempre in superficie ad una certa distanza dal carico si verificano sforzi di trazione che possono innescare una rottura per fatica con propagazione delle fessure verso il basso. La terza zona si trova sempre in corrispondenza dell'asse del carico, ma sulla superficie inferiore dello strato. In questa sede nascono le maggiori tensioni di trazione che provocheranno la rottura per fatica dello strato in conglomerato con la propagazione delle fessure dal basso verso l'alto. Significative inoltre sono le tensioni di compressione negli strati non legati e nel sottofondo che provocano le deformazioni irreversibili causa dell'ormaiamento.

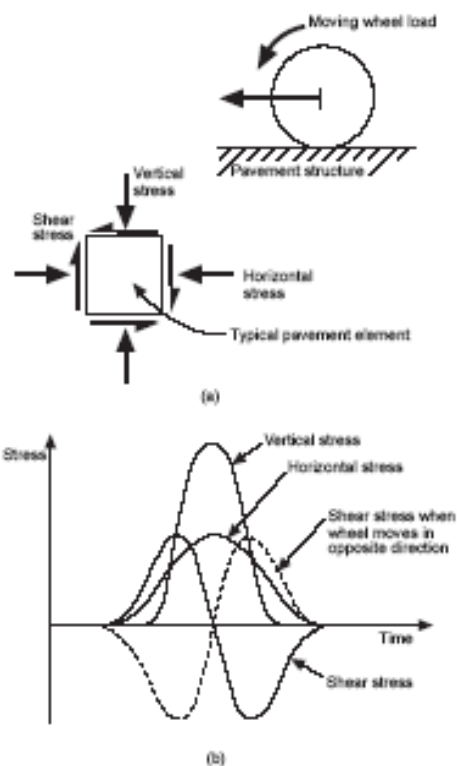


Figura 9.1 Sollecitazioni nella sovrastruttura per effetto dei carichi mobili

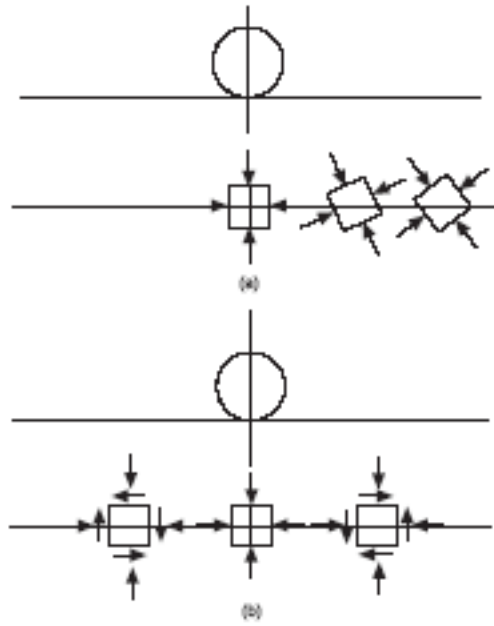


Figura 9.2 Direzione delle sollecitazioni principali

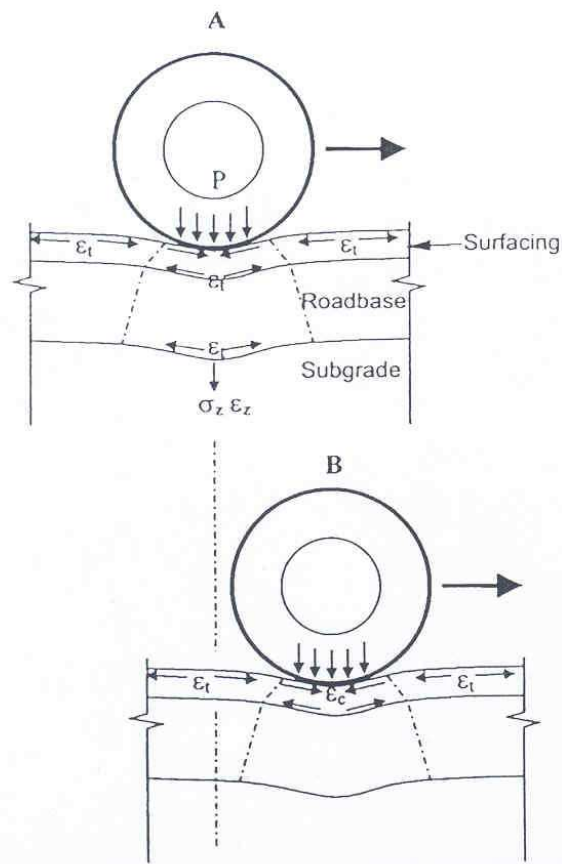


Figura 9.3 Punti critici per valutare il degrado

2 CONDIZIONI DI DEGRADO

I tre principali fenomeni di deterioramento di una pavimentazione flessibile, legati alle sollecitazioni dei carichi stradali e delle condizioni ambientali, sono:

- Rottura a fatica (*fatigue cracking*) con fessurazioni in direzione prevalentemente longitudinale (Fig. 9.4). Uno stadio avanzato di questo tipo di deterioramento porta alla formazione di fessure in tutte le direzioni, che conferiscono alla pavimentazione il tipico aspetto della pelle di coccodrillo (*alligator cracking*) e che danno luogo al distacco di pezzi di conglomerato, generando buche (*potholes* Fig. 9.5).

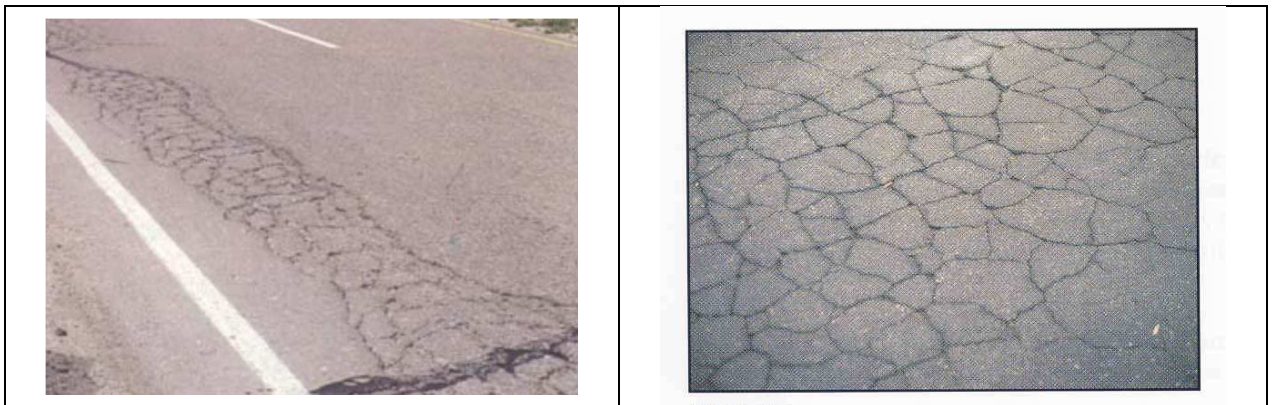


Figura 9.4 Fessurazione a pelle di coccodrillo



Figura 9.5 Buche (Potholes)

- Deformazioni permanenti con formazione di ormaie (*Rutting*). Le cause di questo difetto tipico delle pavimentazioni flessibile, che può comportare disagio per l'utente e in caso di presenza d'acqua sulla pavimentazione anche notevole rischio di perdita di aderenza, sono di diversa origine. Una causa dipende dalle caratteristiche di portanza del sottofondo. I carichi dinamici in superficie comportano deformazioni

permanenti nel sottofondo. L'accumulo di queste deformazioni irreversibili, per effetto delle caratteristiche degli strati sovrastanti (viscosi e non legati) comporta un cedimento anche in superficie. Il secondo motivo, non meno importante interessa gli strati legati superficiali. Per effetto dei carichi stradali, in particolare di quelli statici, soprattutto alle alte temperatura, gli strati in conglomerato bituminoso si deformano anche in modo irreversibile contribuendo al degrado per ormaia (Fig. 9.6).



Figura 9.6 Ormaia

- Fessurazioni a basse temperature (*low temperature cracking*) in direzione trasversale alla direzione del traffico, dovute al ritiro termico (Fig. 9.7).



Figura 9.7 Fessurazione trasversale

- Altri difetti molto frequenti nelle pavimentazioni flessibili, specialmente in ambito urbano sono i rappezzi (Figure 9.8). Inoltre per tutte le strade, la parte degli aggregati che affiorano in superficie, con il passaggio dei veicoli, possono levigarsi con la perdita della micro tessitura, fondamentale per garantire un'adeguata sicurezza alla circolazione dei veicoli.



Figura 9.8 Rappezzi

3 INDICATORI DI FUNZIONALITA' (PSR e PSI)

Le pavimentazioni, per effetto delle ripetute azioni esercitate dai carichi stradali e delle sollecitazioni dovute alle condizioni ambientali che mutano nel tempo, si possono degradare a tal punto da compromettere la loro funzione principale che è quella di garantire un piano stradale regolare e sicuro per i veicoli. Nasce l'esigenza, soprattutto per chi si occupa di manutenzione delle pavimentazioni stradali, di valutare in modo oggettivo le condizioni di ammaloramento della sovrastruttura. Ci sono diversi modi per individuare il grado di efficienza di una pavimentazione. Un modo è quello di rifarsi all'indice di servizio PSI (Present Serviceability Index) ideato dall'AASHTO che è funzione della irregolarità superficiale e di alcune tipologie di degrado tipiche della struttura in esame. Un altro modo è di riferirsi a degli indicatori basati esclusivamente sulla irregolarità superficiale come IRI.

3.1 PSR – Present Serviceability Rating

Il PSR è un indicatore soggettivo dello stato funzionale delle pavimentazioni ottenuto dalla media delle indicazioni fornite da un gruppo di utenti opportunamente istruiti (esperti). Gli utenti, partecipanti all'esperimento, dopo aver percorso un tratto di una strada (sezione), esprimono un giudizio numerico tra 0 e 5 sulla qualità della circolazione. Preliminarmente essi dovevano anche esprimersi se il tratto percorso era di qualità accettabile per una strada primaria. Si trovò che per il 50 percentile degli intervistati il valore minimo di accettabilità era di 2,9 PSR.

3.2 PSI Present Serviceability Index

Questo indicatore, ideato durante i tests dell'AASHTO, è una combinazione matematica di grandezze misurabili che attestano lo stato della sovrastruttura. Attraverso la tecnica statistica delle regressioni lineari multiple si è arrivati alla seguente formulazione per le

pavimentazioni flessibili:

$$PSI = 5,03 - 1,91 \times \log(1 + SV) - 1,38 \times RD^2 - 0,01 \times \sqrt{C + P}$$

dove:

SV è la varianza della pendenza media ricavata da un profilo di regolarità lungo le traiettorie delle ruote.

RD è la profondità media delle ormaie, misurata su una distanza trasversale di 2 ft rispetto al centro delle traiettorie delle ruote.

C e P sono due tipiche situazioni di degrado per le pavimentazioni flessibili (fessurazioni e buche) misurate rispettivamente in unità di lunghezza (ft) e superficie (ft²) per 1000 ft² di superficie della pavimentazione.

$$SV = \frac{\sum (S - S_m)^2}{n - 1}$$

Dove:

S è la misura della pendenza del profilo misurata su una base di 1ft

n è il numero delle misure

Sm è la media di tutte le misure lungo il profilo di una wheel path

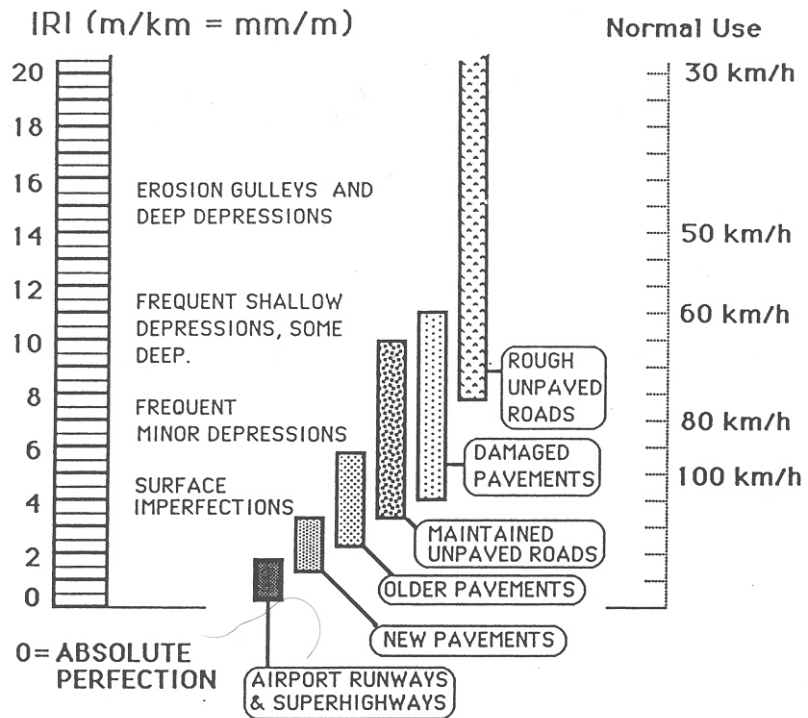
Per le pavimentazioni rigide l'AASHTO ha proposto una espressione simile. Ovviamente in questo caso non compare come elemento di degrado la formazione delle ormaie.

$$PSI = 5,41 - 1,71 \times \log(1 + SV) - 0,09 \times \sqrt{C + P}$$

Per quanto riguarda le pavimentazioni modulari, almeno per ora non c'è una espressione simile per caratterizzare le condizioni funzionali di una tale sovrastruttura.

3.3 IRREGOLARITA' DI UNA PAVIMENTAZIONE INDICE IRI

Tra le grandezze misurabili, quella che meglio rappresenta, anche statisticamente, il degrado funzionale di una superficie stradale è la variazione di pendenza longitudinale valutata attraverso la costruzione di un profilo lungo le Wheel Paths. E' consuetudine caratterizzare lo stato di una pavimentazione con una misura di regolarità. Una volta ricostruito il profilo longitudinale della superficie stradale lungo le traiettorie delle ruote dei veicoli pesanti, si determina l'indice IRI (International Roughness Index) attraverso una simulazione dinamica di un veicolo schematizzato con una ruota in movimento alla velocità di 80 Km/h sul profilo. La figura 9.6 indica i valori medi dell'indicatore IRI, espressi in mm/m, in funzione delle condizioni della strada.



Source: Sayers, Gillespie and Paterson (1986).

Figura 9.6 Scala dell'Irregolarità IRI delle pavimentazioni

CAPITOLO 10

LA PROGETTAZIONE DELLE PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI

1 INTRODUZIONE

La progettazione delle pavimentazioni stradali, in particolare quelle flessibili, differisce in alcuni importanti aspetti, se confrontata con quella delle altre opere dell'ingegneria civile. L'aspetto più rilevante riguarda le condizioni di rottura ai fini di un corretto dimensionamento. E' noto che una sovrastruttura stradale ben difficilmente, per effetto dei carichi stradali, raggiunge la rottura per superamento della sua resistenza strutturale; piuttosto si può osservare un lento, progressivo, degrado nel tempo, legato alle caratteristiche dei materiali, alla ripetizione dei carichi da traffico e alle condizioni ambientali. Progettare una pavimentazione stradale quindi non significa valutare l'azione esterna che porta al collasso la struttura, ma indicare le necessità strutturali della pavimentazione in modo da evitare, prima di un prefissato tempo, un inaccettabile deterioramento della stessa che possa compromettere la sua funzionalità e pregiudicare la sicurezza degli utenti. Si comprende quindi come sia opportuno associare alle pavimentazioni, il concetto di vita utile, cioè quel periodo di tempo al di là del quale il degrado avvenuto obbliga il rifacimento parziale o totale della struttura. Il concetto di vita utile di una pavimentazione ha significato se ad esso è possibile associare dei criteri oggettivi per valutarne le condizioni nel tempo. Un altro aspetto rilevante nella progettazione delle pavimentazioni, specialmente di quelle flessibili, riguarda le caratteristiche dei materiali impiegati che oltre a dipendere in maniera significativa dalle condizioni ambientali (umidità e temperatura) si modificano nel tempo per effetto dei carichi stradali e delle condizioni ambientali (fessurazione e invecchiamento).

La soluzione di un progetto non è unica; anzi teoricamente esistono infinite soluzioni che prevedono strati, spessori e qualità dei materiali diversi. Si può prevedere una pavimentazione caratterizzata da una durata quasi illimitata che richiede un grande sforzo finanziario iniziale con costi successivi quasi trascurabili o più realisticamente soluzioni con una vita utile più o meno lunga, ma con previsione di importanti costi per il rifacimento parziale o totale della struttura. Queste semplici considerazioni evidenziano, con chiarezza, la complessità del problema e fanno capire perché per molto tempo per la progettazione di tali strutture si ricorreva soprattutto ai metodi empirici, basati sul comportamento (misure e osservazioni in sito) di opere in esercizio.

Dall'esame della vasta letteratura sull'argomento si evidenzia che i metodi di progetto sono basati su ipotesi e criteri anche concettualmente molto diversi e quindi non sempre comparabili. I metodi si possono distinguere in:

- Metodi teorici.
- Metodi empirici.
- Metodi razionali (meccanicistici - empirici).
- Cataloghi.

2 METODI MECCANICISTICI - EMPIRICI (RAZIONALI)

I metodi meccanicistici - empirici (originalmente descritti come metodi analitici o razionali), come indica il loro nome, si basano su due procedure: la prima del tutto analitica e la seconda empirica. La prima fase consiste nel valutare nel modo più accurato possibile la "risposta" della struttura (Fig. 10.1). Per risposta si intende le sollecitazioni e deformazioni più critiche in ogni strato della pavimentazione per effetto dei carichi stradali e delle condizioni ambientali. Questi valori sono calcolati attraverso l'analisi tensionale della struttura con modelli più o meno complessi per caratterizzare il comportamento dei materiali degli strati. Un approccio molto diffuso è la teoria del multistrato elastico (MEL). Il secondo passo di questa metodologia è la predizione della "prestazione" della pavimentazione nel tempo (Fig. 10.2). Questo risultato è raggiunto impiegando dei modelli, in parte empirici, che associano la risposta della pavimentazione al progressivo degrado della stessa. Per tener conto delle molteplici combinazioni di carico e delle diverse condizioni ambientali si fa ricorso alla legge dell'accumulo lineare del danno di Miner.

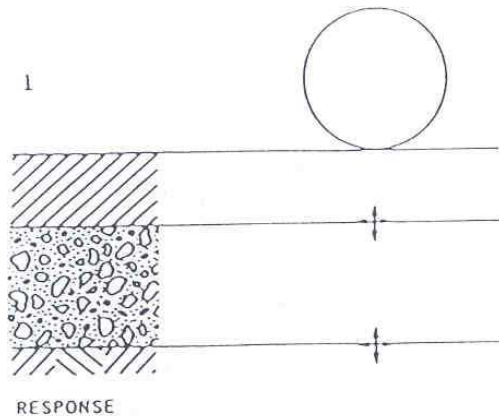


Figura 10.1 Analisi della risposta

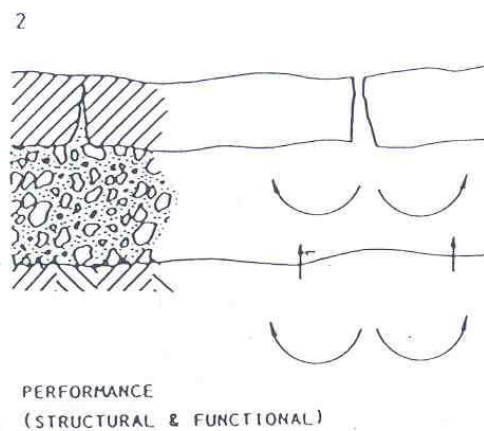


Figura 10.2 Analisi della prestazione

La prima applicazione di tale metodologia fu presentata da Dormon nel 1962 alla prima Conferenza Internazionale sulle Pavimentazioni flessibili (Fig. 10.3). La pavimentazione fu schematizzata con una struttura a tre strati con i materiali a comportamento lineare ed elastico, soggetta a una pressione costante applicata su un'area circolare. I due criteri classici per la verifica, e precisamente quello connesso con il valore della sollecitazione a compressione sulla superficie del sottofondo (accumulo di deformazioni permanenti) e quello associato al valore massimo della tensione di trazione alla base degli strati legati (rottura per fatica), derivavano direttamente dagli studi del professore Peter Pell nell'Università di Nottingham in collaborazione con i Laboratori della Shell. Studi analoghi furono anche presentati, quasi contemporaneamente, da Monismih dell'Università di Berkeley in California.

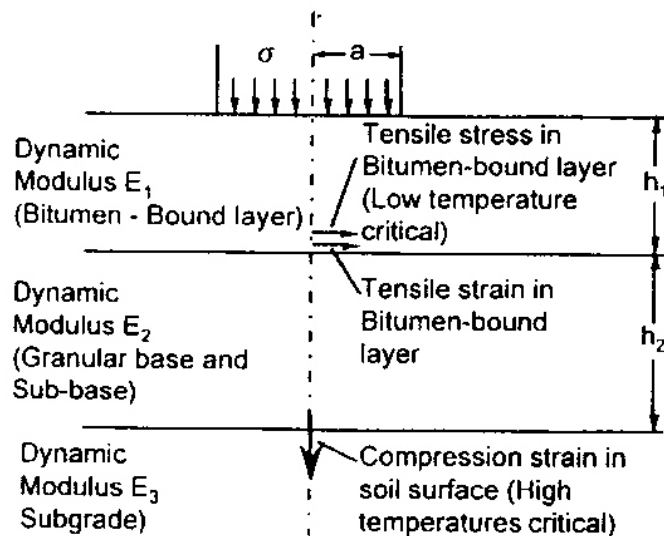


Figura 10.3 Modello di Dormon per la progettazione delle pavimentazioni

La metodologia generale di un metodo meccanicistico è sintetizzata nel diagramma a blocchi della figura 10.4. Il criterio è un criterio di verifica. Si parte da un ipotesi di configurazione della pavimentazione fissando il numero degli strati, gli spessori, le proprietà dei materiali. Se la verifica alla fine del percorso di calcolo non è soddisfatta si ricomincia modificando la tipologia di struttura o semplicemente cambiando gli spessori di alcuni strati.

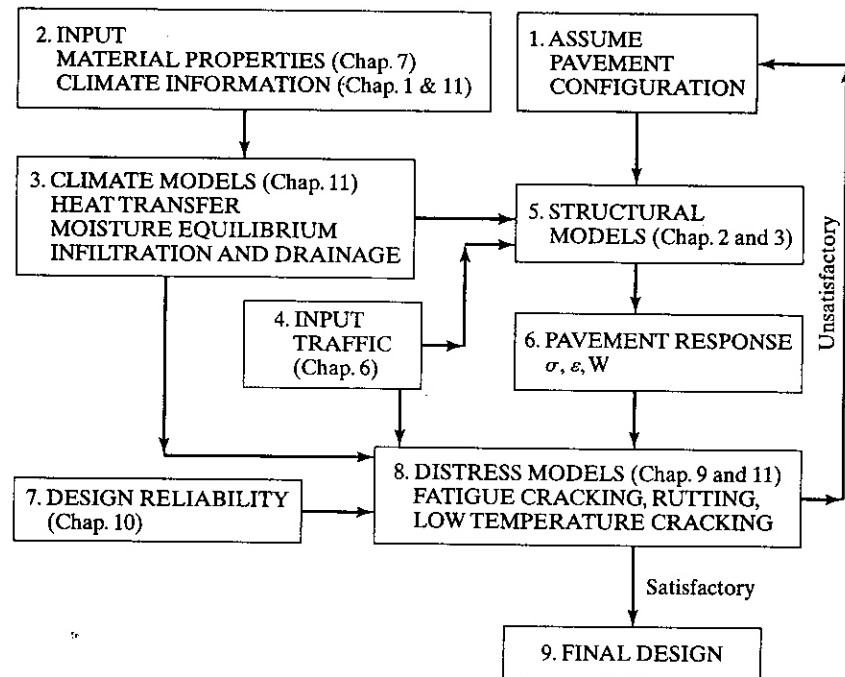


Figura 10.4 Metodo di progetto razionale o meccanicistico

3. FATTORI CHE CONDIZIONANO IL DIMENSIONAMENTO DELLE PAVIMENTAZIONI

Per qualsiasi tipologia di pavimentazione, una progettazione accurata, impone la conoscenza dei fattori che ne condizionano il degrado e quindi la vita utile. E' necessario valutare come la loro variazione, durante l'esercizio della sovrastruttura, influenzi il dimensionamento. I fattori più importanti sono:

- I carichi da traffico che interessano la sovrastruttura durante la sua via utile.
- Le condizioni ambientali, temperatura e presenza d'acqua nel terreno di sottofondo.
- Le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione dello strato superficiale e degli altri strati portanti della sovrastruttura.
- Le caratteristiche di portanza del terreno di sottofondo durante tutto il periodo dell'anno.

3.1 CONDIZIONI AMBIENTALI

I due parametri ambientali, con una forte influenza sulle prestazioni di una pavimentazione flessibile, sono la temperatura e la percentuale d'acqua nel sottofondo (umidità). E' noto che le caratteristiche meccaniche degli strati legati con leganti idrocarburici (Bitume, asfalto, catrame ecc), variano in modo sensibile con la temperatura per la loro natura termo viscoelastica. I moduli resilienti o i moduli complessi degli strati di usura, binder e base dipendono dalla temperatura degli strati che varia durante l'anno in relazione alla temperatura dell'aria (trasmissione del calore per convezione e

irraggiamento e per conduzione negli strati). I materiali granulari non legati, caratteristici degli strati di fondazione e sottofondazione, e soprattutto le terre del sottofondo, spesso contenenti grosse percentuali di materiale fino (limi e argille), sono sensibili all'acqua. La resistenza e il modulo resiliente dei terreni coesivi sono molto sensibili, anche a piccole variazioni della percentuale d'acqua (1%).

3.1.1 Temperatura all'interno della pavimentazione

Il regime termico che si instaura all'interno della pavimentazione è legato unicamente al fenomeno della trasmissione del calore per conduzione. In funzione della temperatura della superficie di una pavimentazione è possibile calcolare le temperature alle diverse profondità. I fattori climatici che hanno maggiore influenza sul valore della temperatura che assume la superficie di una pavimentazione in un determinato momento della giornata sono:

- La temperatura dell'aria
- La velocità del vento
- L'irraggiamento solare

In letteratura esistono diverse espressioni che consentono di determinare la temperatura alle diverse profondità di una pavimentazione in funzione dell'andamento della temperatura della superficie (Barber, Thomlinson ecc.).

Si vuole ricordare che, per le condizioni climatiche tipiche dell'Italia Centrale e per le pavimentazioni flessibili, è stata proposta da Marchionna e altri la seguente relazione:

$$T_{pm}(z) = (1,467 + 0,043 \times z) + (1,362 - 0,005 \times z) \times T_{ma}$$

dove:

T_{pm} è la temperatura media mensile alla profondità z
 T_{ma} è la temperatura media mensile dell'aria
 Z è la profondità in cm

Huang nel suo testo "Pavement analysis and design", per valutare la temperatura media di riferimento degli strati superficiali legati (HMA), al fine del calcolo dei moduli dinamici, propone la seguente espressione in funzione della profondità z espressa in inch e della temperatura media mensile dell'aria:

$$T_{pm}(z) = T_{ma} \left(1 + \frac{1}{z + 4} \right) - \frac{34}{z + 4} + 6$$

Si consiglia di stimare la temperatura dello strato considerando una profondità di riferimento per la temperatura pari a un terzo dello spessore dello strato.

In assenza di dati relativi alle condizioni climatiche del sito è possibile far riferimento ai valori riportati nelle tabelle seguenti.

ITALIA SETTENTRIONALE					
	Temperatura media dell'aria Stagionale [C°].	Escursione Termica media Stag. Giorn. [C°]	Radiazione Solare media st. [Kcal/m2]	Altezza pioggia media annua [mm]	Velocità media I vento annua [Km/h]
Inverno	5,03	7,66	1886	1704	12,45
Primavera	13,39	10,66	5425	1704	12,45
Estate	23,93	12,38	6337	1704	12,45
Autunno	15,03	9,39	3380	1704	12,45

Tabella 10.1

ITALIA CENTRALE					
	Temperatura media dell'aria Stagionale [C°].	Escursione Termica media Stag. Giorn. [C°]	Radiazione Solare media st. [Kcal/m2]	Altezza pioggia media annua [mm]	Velocità media I vento annua [Km/h]
Inverno	8,02	8,22	2718	1251	14,39
Primavera	14,02	13,32	5785	1251	14,39
Estate	24,09	13,17	6507	1251	14,39
Autunno	17,02	10,23	3547	1251	14,39

Tabella 10.2

ITALIA MERIDIONALE					
	Temperatura media dell'aria Stagionale [C°].	Escursione Termica media Stag. Giorn. [C°]	Radiazione Solare media st. [Kcal/m2]	Altezza pioggia media annua [mm]	Velocità media I vento annua [Km/h]
Inverno	11,57	8,70	3223	1047	21,31
Primavera	15,47	11,70	6120	1047	21,31
Estate	25,31	14,31	6739	1047	21,31
Autunno	19,57	10,70	4097	1047	21,31

Tabella 10.3

3.2 CARICHI DA TRAFFICO

Quando nella progettazione di una pavimentazione stradale si parla di traffico è necessario conoscere l'ampiezza, la configurazione geometrica, il numero delle ripetizioni e il tempo di applicazione dei carichi trasmessi dai veicoli in movimento sulla superficie stradale. Questo problema, particolarmente complesso è stato oggetto nel tempo di semplificazioni anche in relazione alla struttura dei metodi di progetto (empirici) in uso. Si possono riconoscere tre approcci diversi: traffico costante, carico costante o entrambi variabili. Il primo metodo consiste nel fissare come dato del progetto per quando riguarda i carichi un carico su ruota singola equivalente (ESWL equivalent Single wheel load). Tutti i carichi diversi da quello su ruota singola verranno convertiti. Il secondo metodo prevede di considerare per il progetto un unico carico di riferimento (asse standard da 80 KN) e di trasformare tutti gli altri in un numero di passaggi equivalenti. Il terzo approccio tiene in conto separatamente tutti i carichi con i relativi passaggi.

I carichi che si considerano nella progettazione delle pavimentazioni stradali sono esclusivamente quelli relativi ai veicoli pesanti (autocarri, autoarticolati, autobus). Nei metodi di calcolo più diffusi, sono definiti veicoli pesanti o commerciali quelli il cui peso eccede le 1,5 t. In altri casi questo limite coincide con il valore di 3 t.

Il flusso di traffico da considerare come base della verifica sarà quindi quello relativo ai veicoli pesanti, suddivisi convenzionalmente secondo le categorie valide a livello internazionale.

Nel Catalogo delle Pavimentazioni Stradali del CNR, i tipi di veicoli considerati nel dimensionamento sono esclusivamente quelli commerciali con massa complessiva, corrispondente al peso totale a terra, maggiore o uguale a 3 t. Le autovetture sono escluse dalle verifiche, poiché queste inducono sollecitazioni trascurabili nella pavimentazione e pertanto non hanno alcun effetto sulla durata strutturale della stessa.

I veicoli considerati e i loro pesi per asse sono riportati nella tabella 10.4

TIPO DI VEICOLO	N° 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 e autoarticolati	4	↓40	↓90	↓80	↓80		
8. Autotreni e autoarticolati	4	↓60	↓100	↓100	↓100		
9. Autotreni e autoarticolati	5	↓40	↓80	↓80	↓80	↓80	
10. Autotreni e autoarticolati	5	↓60	↓90	↓90	↓100	↓100	
11. Autotreni e autoarticolati	5	↓40	↓100		↓80	↓80	↓80
12. Autotreni e autoarticolati	5	↓60	↓110		↓90	↓90	↓90
13. Mezzi d'opera	5	↓50	↓120		↓130	↓130	↓130
14. Autobus	2	↓40	↓80				
15. Autobus	2	↓60	↓100				
16. Autobus	2	↓50	↓80				

Tabella 10.4 Tipi di veicoli commerciali e distribuzione dei carichi per asse

I carichi trasmessi alle sovrastrutture dai veicoli delle varie categorie sono molto diversi, sia per entità che per il modo di applicazione. Gli assi di un veicolo possono essere distinti fra loro di una lunghezza tale che non si verifichi mai la sovrapposizione delle rispettive deformate: in questo caso gli assi sono detti singoli e possono essere a due ruote (asse S), ovvero a quattro ruote (asse G) accoppiate a due a due (ruote gemelle). Se invece la distanza fra due assi è tale che le rispettive deformate si sovrappongono, la coppia di assi prende il nome di asse tandem. Nel caso di tre assi ravvicinati si parla di asse tandem a tre assi o semplicemente asse tridem. Nella tabella 3.2 sono indicate le caratteristiche degli assi e delle ruote.

TIPO ASSE	PESO ASSE KN	PESO RUOTA KN	R1 cm	R2 cm	S cm ²	Distanza Centri cm	Pressione N/mm ²
SP	5	5	6,30		124	150	0,2
	10	5	7,98		200		0,25
SG	40	20	9,90		308	210	0,65
	50	25	10,13		322		0,775
	60	30	10,93		375		0,80
SM	80	40	14,0		615	196	0,65
	90	45	14,05		620		0,725
	100	50	14,32		644		0,775
GP	20	5	7,28	7,28	166 X 2	30 /180	0,3
	30	7,5	8,26	8,26	214 X2		0,35
GG	89	20	9,90	9,90	308 X 2	40/216	0,65
	90	22,5	9,94	9,94	310 X 2		0,725
	100	25	10,13	10,13	322 X2		0,775
	110	27,5	10,46	10,46	343 X 2		0,80
	120	30	10,93	10,93	375 X2		0,80
	130	32,6					

Note:
 SP asse singolo con ruote piccole; SG asse singolo con ruote grandi; SM asse singolo con ruote maxi
 GP asse con ruote gemelle piccole; GG asse ruote gemelle grandi

Tabella 10.5 Caratteristiche degli assi e delle ruote

Per un dimensionamento accurato è necessario individuare il flusso di traffico dei veicoli commerciali su una singola corsia e la composizione del traffico pesante, per risalire alle percentuali delle diverse tipologie di assi presenti sulla strada e quindi al numero di ripetizioni di ogni tipologia di asse durante il periodo di vita utile previsto nel progetto. Se non si dispone di rilievi puntuali, in diverse sezioni stradali, dell'entità e composizione del traffico pesante si può ricorrere agli spettri di traffico riportati in tabella 3.3 relativi alle diverse tipologie di strade previste da Codice della Strada.

TIPO DI STRADA	TIPO DI VEICOLO															
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1. Autostrada extraurbana	12,2	-	24,4	14,6	2,4	12,2	2,4	4,9	2,4	4,9	2,4	4,9	0,10	-	-	12,1
2. Autostrada urbana	18,2	18,2	16,5										1,6	18,2	27,3	
3. Strada extr. Principale e sec. Forte traffico	-	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. Strada extr. Secondaria ordinaria			58,8	29,4		5,9		2,8					0,2			2,9
5. Extraurbana turistica	24,5		40,8	16,3		4,15		2,0					0,05			12,1
6. Urbana di scorrimento	18,2	18,2	16,5										1,6	18,2	27,3	
7. Urbana di quartiere e locali	80													20		
8. Corsie preferenziali														47	53	

Tabella 10.6 Spettri di traffico dei veicoli commerciali per ciascun tipo di strada

Il valore iniziale del traffico giornaliero medio totale TGM relativo ad una sezione stradale va moltiplicato per la percentuale di veicoli commerciali in circolazione nella sezione in esame P_{VP} e per un fattore F_C che tiene conto del tipo di circolazione (Traffico mono o bidirezionale) e della distribuzione nelle corsie. Per tener conto della crescita del traffico nel periodo di vita utile prevista per il dimensionamento della struttura, è necessario stabilire una percentuale di crescita annuale r e determinare il fattore di crescita totale così calcolato:

$$F_T = \frac{(1+r)^N - 1}{r}$$

Dove N è il numero di anni considerato per la vita della pavimentazione.

Il numero totale di veicoli commerciali che interesseranno la corsia durante tutta la vita utile prevista per la pavimentazione sarà:

$$N_{VP} = TGM \times P_{VP} \times F_C \times F_T \times 365$$

3.2.1 Concetto di asse singolo equivalente (ESAL)

Come si vedrà più avanti, parlando di metodi razionali per la progettazione delle pavimentazioni, esistono attualmente degli strumenti di calcolo che consentono una valutazione precisa dello stato tensionale e di deformazione in ogni punto della sovrastruttura e per qualsiasi situazione di carico. Attraverso dei modelli di degrado della pavimentazione e utilizzando la legge dell'accumulo lineare del danno di Miner sarà

possibile verificare il degrado complessivo della pavimentazione nella sua vita utile. Tuttavia ancora oggi è opportuno per semplificare il problema, ipotizzare un unico carico di progetto. Un passaggio di un qualsiasi asse viene trasformato in un numero di passaggi equivalenti dell'asse di riferimento. Questa semplificazione è fatta attraverso i fattori di equivalenza fra gli assi (Equivalent Axle Load Factor EALF). Usualmente l'asse di riferimento è l'asse singolo con ruote gemelle da 80 KN, o 18 kip. Il progetto è basato sul numero totale di assi standard durante tutto il periodo di vita della pavimentazione (ESAL Equivalent Single Axle Load).

$$ESAL = \sum_i^m F_i \times N_i .$$

dove:

m è il numero di tipologie di assi diversi

i è l'asse i-iesimo

N_i è il numero di passaggi dell'asse i-imo

F_i è il fattore di equivalenza definito dalla seguente espressione (EALF):

$$F_i = \frac{N_{80}}{N_i}$$

dove:

N_i è il numero di passaggi dell'asse i-mo che provoca lo stesso danno di N₈₀ passaggi dell'asse di riferimento sulla stessa pavimentazione. Il fattore di equivalenza dipende dal tipo di pavimentazione dallo spessore o capacità strutturale e dalle condizioni di degrado terminali della pavimentazione. Molti dei valori reperibili in letteratura, e largamente diffusi nel mondo, sono basati sull'esperienza e ricavati per via empirica. I fattori di equivalenza ricavati dall'esperimento AASHO Road Test sono sicuramente i più usati nella progettazione delle pavimentazioni stradali. E' necessario precisare che tali valori sono validi nelle ipotesi dell'esperimento dell'AASHO.

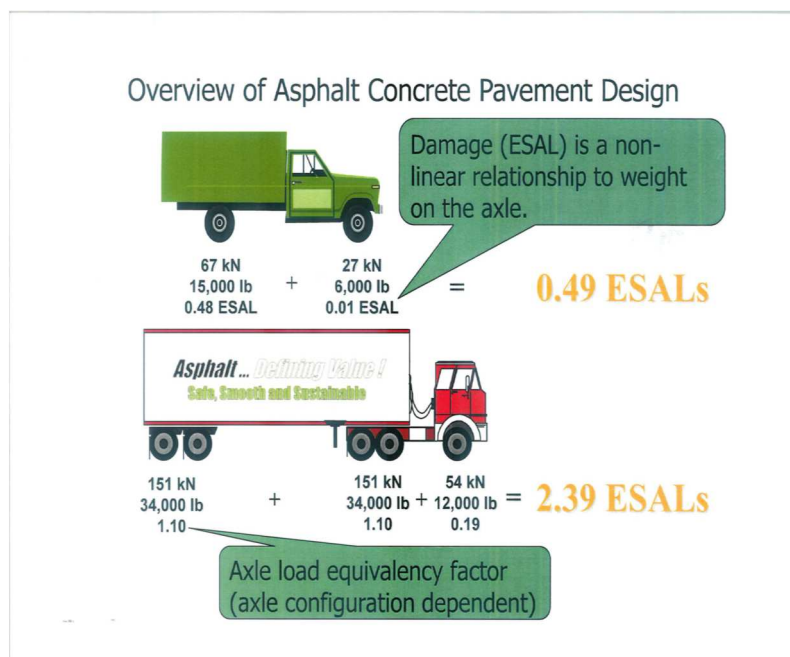


Figura 11.4

3.2.2 Fattori di equivalenza secondo l'AASHTO

Dall'elaborazione statistica dei dati ricavati dall'esperimento sul circuito di prova l'AASHTO fornisce la seguente equazione per il calcolo del fattore di equivalenza EALF:

$$EALF = \frac{W_{t18}}{W_{tx}}$$

$$\log\left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right) = 4,79 \times \log(18+1) - 4,79 \times \log(L_x + L_2) + 4,33 \times \log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}}$$

$$G_t = \log\left(\frac{4,2 - PSI_t}{4,2 - 1,5}\right)$$

$$\beta_x = 0,40 + \frac{0,081 \times (L_x + L_2)^{3,23}}{(SN + 1)^{5,19} \times L_2^{3,23}}$$

Dove:

- W_{tx} è il numero di ripetizioni dell'asse generico x al termine del tempo t
- W_{t18} è il numero delle ripetizioni dell'asse standard da 18 kips (80KN) nello stesso arco di tempo.
- L_x è il peso in kip dell'asse singolo o tandem o tridem
- L_2 è un coefficiente che vale 1, 2 o 3 a seconda se si esamina un asse singolo tandem o tridem
- SN è il numero strutturale della pavimentazione in funzione degli spessori (h_i), dei coefficienti di equivalenza (a_i) e delle condizioni di drenaggio per la fondazione e il sottofondo (m_i).

$$SN = \sum_i a_i \times h_i \times m_i$$

Con riferimento agli spettri di traffico e alle funzionalità limite suggerite dal Catalogo italiano delle pavimentazioni, è possibile stimare il fattore di equivalenza dei veicoli commerciali in funzione del coefficiente strutturale (SN) della pavimentazione.

Introducendo i valori ottenuti in un grafico avente in ordinata il fattore di equivalenza e in ascissa il valore dello SN posso ricavare per regressione una funzione rappresentata da un polinomio del terzo ordine che ben mi approssimi il risultati ottenuti.

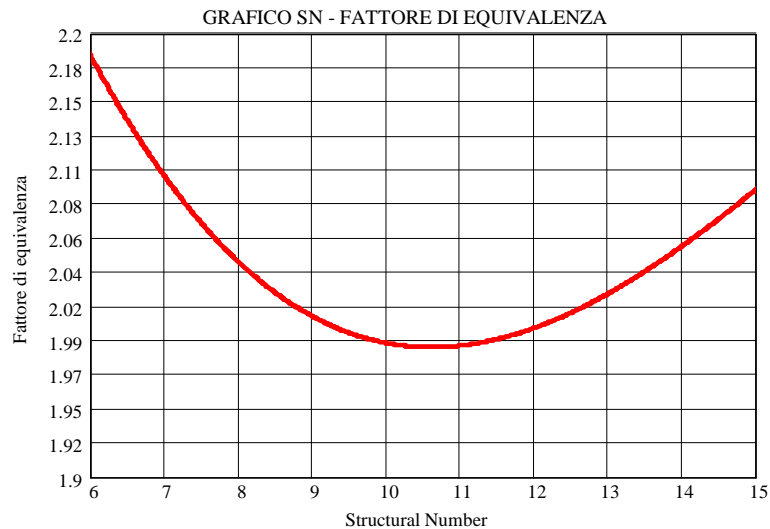


Figura 10.5 Fattore di equivalenza in funzione dello Structural Number.

Con riferimento allo spettro di traffico associato alle strade extraurbane principali ed extraurbane secondarie a forte traffico è così possibile sviluppare una regressione che fornisce con buona approssimazione il numero di passaggi di assi standard in funzione del numero di passaggi di veicoli commerciali e delle caratteristiche strutturali delle pavimentazioni, rappresentate attraverso lo Structural Number.

Il polinomio di terzo grado ottenuto è:

$$F_{eq_{ricavata}} = -0.00041 \cdot SN^3 + 0.02047 \cdot SN^2 - 0.29499 \cdot SN + 3.30609 \quad [R^2 = 0,9967]$$

Espressioni analoghe si possono ricavare per le altre tipologie di strade previste dal Codice della Strada.

3.2.3 Fattori di equivalenza teorici

Utilizzando i criteri di rottura dei metodi meccanicistici è possibile determinare i fattori di equivalenza tra gli assi. Il Deacon (1969) propose la seguente espressione semplificata utilizzando come criterio di degrado quello relativo alla rottura per fatica degli strati legati.

$$EALF = \frac{W_{t18}}{W_{tx}} = \left(\frac{\epsilon_x}{\epsilon_{18}} \right)^4$$

dove:

ϵ_x è la deformazione unitaria massima di trazione alla base degli strati legati per effetto del carico x

ϵ_{18} è la deformazione unitaria massima di trazione alla base degli strati legati dovuta al carico standard da 18 kips (80 KN).

3.2.4 Fattori di equivalenza secondo le norme Svizzere SV 640320a

La norma SN 640320a, al fine del dimensionamento delle sovrastrutture stradali, siano esse flessibili, che rigide, definisce come entità di progetto il traffico ponderale. Esso è il numero totale di tutte le tipologie di assi dei veicoli che impegnano la sovrastruttura stradale per il periodo di vita utile prevista. Nel dimensionamento delle pavimentazioni, vengono considerati unicamente i veicoli pesanti con peso superiore alle 3,5 t. Il numero di veicoli pesanti può essere stimato considerando i veicoli di lunghezza superiore ai 6 m. Si definisce traffico ponderale equivalente il numero, equivalente, dei passaggi dell'asse di riferimento. (ESAL = Equivalente Sigle Axle Load [8,16 t , 80 KN, 18 kips].

A seconda dei dati disponibili, sono previste quattro possibilità per valutare il traffico ponderale equivalente. La procedura base prevede la conoscenza del numero di passaggi dei singoli assi durante la vita utile prevista e dei corrispondenti fattori di equivalenza.

$$W_{80} = \sum_i^n n_i \times F_i$$

dove:

W_{80} è il traffico equivalente ponderale

N_i è il numero di passaggi dell'asse i -esimo

F_i è il fattore di equivalenza dell'asse- i -esimo

I fattori di equivalenza vengono determinati dalla tabella di seguito riportata.

Tipo Asse	PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI		
	Asse Singolo	Asse Tandem	Asse Tridem
1	0,0005	0,0001	0,00005
2	0,006	0,0007	0,0003
3	0,02	0,003	0,0009
4	0,07	0,008	0,002
5	0,15	0,02	0,005
6	0,29	0,03	0,01
7	0,53	0,06	0,02
8,16	1,00	0,10	0,03
9	1,52	0,14	0,04
10	2,40	0,20	0,06
11	3,66	0,28	0,08
12	5,40	0,40	0,11
13	7,76	0,54	0,14
14	10,87	0,73	0,19
15	14,91	0,96	0,24
16	20,06	1,26	0,30
17	26,54	1,63	0,38
18	34,59	2,08	0,48
19		2,64	0,59
20		3,30	0,72
21		4,09	0,88
22		5,03	1,06
23			1,27
24			1,52
25			1,81
26			2,14
27			2,51
28			2,94
29			3,43
30			3,98

Tabella 10.7

La seconda procedura precede la determinazione del numero equivalente di assi standard dalla conoscenza del numero di passaggi dei veicoli pesanti appartenenti alle diverse classi e dai corrispondenti fattori di equivalenza

$$W_{80} = \sum_i^n n_i \times F_i$$

dove:

W80 è il traffico equivalente ponderale

Ni è il numero di passaggi del veicolo pesante della classe iesima

Fi è il fattore di equivalenza del veicolo pesante della classe iesimo

Tab. 3
Äquivalenzfaktoren nach Schwerverkehrsklassen

Tab. 3
Facteurs d'équivalence par classes de véhicules lourds




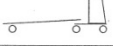
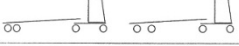
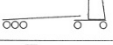

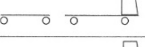
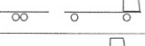
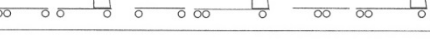
Fahrzeugsilhouetten der Schwerverkehrsklassen <i>Silhouettes des classes de véhicules lourds</i>	Oberbau mit bituminösem Mischgut <i>Chaussée en enrobé bitumineux</i>	Oberbau mit Beton <i>Chaussée en béton</i>
	0,8	0,7
	1,5	2,3
	1,5	2,6
	0,5	0,5
	1,6	1,7
	1,4	1,4
	1,1	1,4
	2,2	2,2
	2,6	2,7
	1,3	1,5

Tabella 10.8

La terza procedura prevede la stima del traffico ponderale equivalente in base alla categoria di veicoli pesanti

$$W_{80} = \sum_i^n n_i \times F_i$$

W80 è il traffico equivalente ponderale

Ni è il numero di passaggi del veicolo appartenente alla categoria

Fi è il fattore di equivalenza del veicolo pesante della categoria

CLASSE DEI VEICOLI PESANTI	Fequ. Pavimentazioni Flessibili
Autocarri	1,0
Autocarri con rimorchio	2,2
Semirimorchio	1,4

Tabella 10.9

L'ultima possibilità prevista dalla norma è la stima del traffico ponderale equivalente partendo dagli spettri di traffico previsti per la tipologia di strada considerata.

$$W_{80} = n \times F$$

dove:

W80 è il traffico equivalente ponderale

N è il numero di veicoli pesanti

F è il fattore di equivalenza dei veicoli pesanti

TIPOLOGIA DI STRADA	Fequ. Pavimentazioni Flessibili
Autostrade di transito	1,5
Autostrade	1,3
Strade principali	1,2
Strade locali	1.0

Tabella 10.10

3.2.5 Carichi in movimento per l'analisi dinamica e per i tests di laboratorio.

Il movimento di una ruota sulla pavimentazione stradale induce in un prefissato punto della pavimentazione una sollecitazione che dipende dalla profondità e dalla distanza del punto, oggetto dell'analisi, dall'asse della ruota. La sollecitazione in un punto sulla superficie stradale è zero quando il carico si trova a una distanza superiore a 6 volte il raggio d'impronta e raggiunge il valore massimo, pari alla pressione esercitata dalla ruota, quando essa si trova proprio in corrispondenza del punto.

Spesso si ipotizza che l'intensità del carico vari con una legge espressa dalla funzione "haversine":

$$q(t) = q_{\max} \cdot \sin^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi \cdot t}{d}\right)$$

dove:

d è la durata del carico in secondi

La durata d dipende dalla velocità dei veicoli. Ipotizzando un'impronta di 0,15 m di raggio e una velocità di 80 km/t si ottiene:

$$d = \frac{12 \cdot a}{v} = \frac{12 \cdot 0,15}{22,22} = 0,08s$$

3.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Vedi capitolo 8.

4. MODELLO STRUTTURALE E ANALISI TENSIONALE (RISPOSTA)

Anche se una pavimentazione stradale è, certamente sollecitata da carichi dinamici (impulsivi), la ricerca dello stato tensionale viene condotta quasi sempre attraverso un'analisi statica. Il carico applicato su un'area circolare (ruota singola) o più aree circolari (ruote gemelle), corrisponde a quello massimo dell'impulso. I materiali con i quali vengono realizzati gli strati della sovrastruttura hanno, come visto nei capitoli precedenti, comportamenti molto complessi, funzione delle condizioni ambientali (temperatura e presenza d'acqua), e della frequenza di applicazione dei carichi (comportamento reologico).

4.1 MULTI STRATO ELASTICO (MLET)

I primi modelli strutturali per affrontare l'analisi tensionale delle sovrastrutture stradali si richiamano al modello del multistrato con comportamento lineare ed elastico dei materiali, secondo la teoria del Boussinesq e del Burmister (vedi capitolo 2).

Con questo modello ogni strato è individuato da un modulo elastico E e dal coefficiente di Poisson. Per tener conto indirettamente del comportamento dipendente dal tempo, sia dei materiali legati con bitume e sia di quelli non legati e del sottofondo, gli strati sono caratterizzati da moduli elastici associati che tengono conto del comportamento in relazione al tempo di applicazione dei carichi. I conglomerati sono caratterizzati dal modulo complesso $|E^*|$. Gli altri dal modulo resiliente M_r .

Attraverso software, realizzati per questo scopo (BISAR), che hanno implementato la teoria del multistrato elastico, è possibile ricavare lo stato tensionale in qualsiasi punto della sovrastruttura. Se l'area d'impronta del carico è circolare ed è unica è opportuno ricorrere ad un sistema di coordinate polari. La sollecitazione di tipo triassiale sarà composta da una sollecitazione verticale, una radiale e una tangenziale e da una sollecitazione di taglio. In corrispondenza dell'asse del carico le sollecitazioni indicate saranno principali.

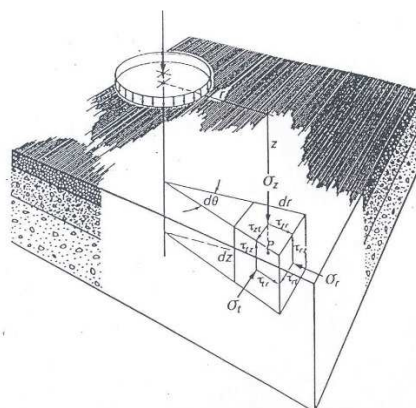


Figura 10.6 Sistema di coordinate cilindriche

Più in generale, quando l'azione esercitata dagli assi stradali è più complessa (ruote gemelle), lo stato della sollecitazione sarà rappresentato dalle sei componenti utilizzando un riferimento cartesiano come quello indicato in figura.

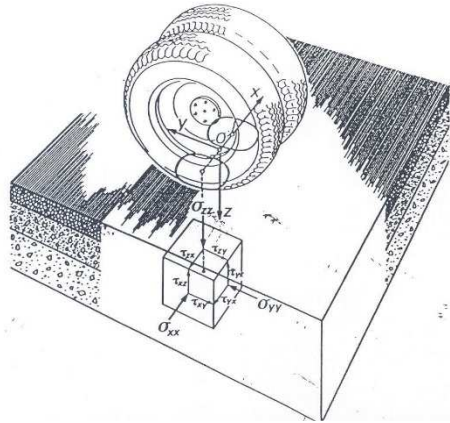


Figura 10.7 Sistema di coordinate cartesiane

4.2 ANALISI CON MODELLAZIONE FEM

L'analisi tensionale di tipo statico delle sovrastrutture stradali attraverso il calcolo numerico con una modellazione agli elementi finiti consente di valutare anche un comportamento elastico non lineare dei materiali e soprattutto consente anche di valutare il comportamento visco elastico degli strati in conglomerato bituminoso. E' possibile altresì impostare un'analisi dinamica considerando il peso proprio degli strati.

E' stato utilizzato il codice di calcolo ABAQUS (versione 6.3) con i diversi elementi assial simmetrici disponibili nella libreria del programma: gli elementi a tre nodi CAX3, lineari con un solo punto di integrazione, gli elementi a quattro nodi bi lineari con quattro punti di integrazione CAX8 e C4X8 a otto nodi bi quadratici con otto punti di integrazione. Sono stati predisposti anche dei modelli della sovrastruttura con elementi a quattro nodi e con elementi infiniti alla base a sul lato verticale vincolato (CINAX4 a nodi lineari). Questi ultimi sono stati utilizzati per una analisi comparativa con il programma BISAR.. La sovrastruttura analizzata è quella riportata nella tabella e nella mesh di figura 1.

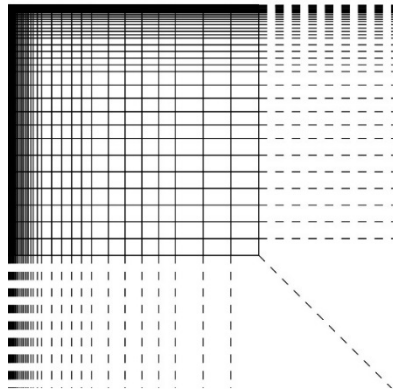


Figura 10.8 Mesh con elementi a quattro nodi e con elementi infiniti

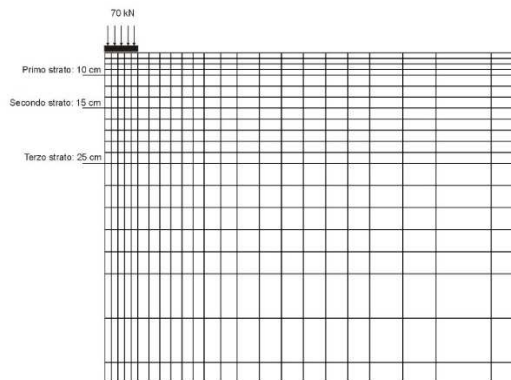


Figura 10.9 Mesh con elementi a quattro nodi

LAYERS	THICKNESS [m]	ELASTIC MODULUS [MPa]	Coef. poisson
Surface course	0,10	10000	0,35
Base course	0,15	7000	0,35
Subbase	0,25	800	0,40
Subgrade		90	0,45

Table 10.11 Caratteristiche della pavimentazione

Con questo modello sono state condotte le analisi statiche con gli strati costituiti da materiali a comportamento elastico lineare. Le risposte tensionali sono state comparate con quelle del multistrato elastico risolto con il programma Bisar. I risultati evidenziati nelle figure indicano differenze medie tra le tensioni verticali ed orizzontali con la profondità dell'ordine del 10 - 15 %.

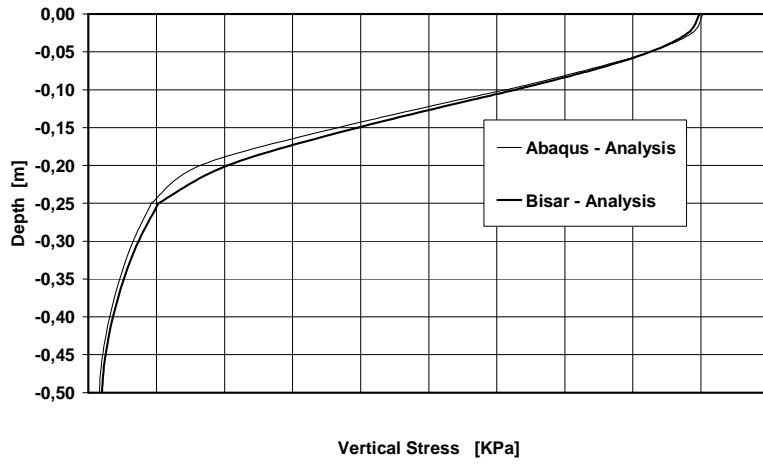


Figura 10.10 Confronto tra le sollecitazioni verticali

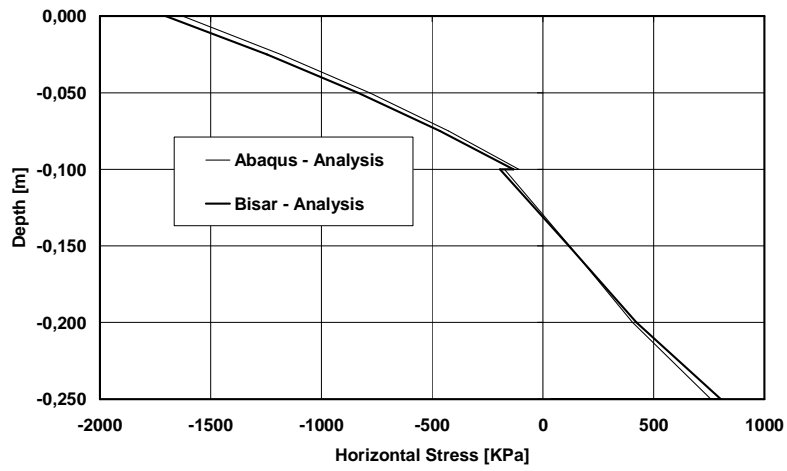


Figura 10.11 Confronto tra le sollecitazioni orizzontali

4.3 ANALISI TENSIONALE CON IL PROGRAMMA DI CALCOLO BISAR

5. MODELLI PER VALUTARE IL DEGRADO (PRESTAZIONE)

5.1 CALCOLO DEL DANNO A FATICA

Il calcolo del danno da fatica nei vari strati di una pavimentazione stradale si esegue, in assenza di più precise determinazioni, applicando la legge dell'accumulo lineare, scoperta da Miner nel campo delle metallurgia nel 1945. La legge di Miner viene estesa ai materiali stradali anche se, con riferimento a questi, manca una rigorosa verifica sperimentalmente. Tale legge si enuncia così: se $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \dots, \varepsilon_k$ sono le ampiezze rispettivamente di $n_1, n_2, n_3, \dots, n_k$ cicli di deformazione applicati a un materiale senza alcun ordine particolare, si verifica la rottura per fatica quando risulta:

$$\sum_1^k i \frac{n_i}{N_i} \geq 1$$

dove: N_i è il numero di cicli di deformazione che porterebbe a rottura il materiale qualora l'ampiezza di deformazione fosse sempre mantenuta a ε_i .

Nel caso delle pavimentazioni stradali le ampiezze ε_i sono le massime deformazioni orizzontali di trazione che, nelle varie condizioni di temperatura, i carichi di traffico provocano nei diversi strati della sovrastruttura; N_i è il numero di cicli di deformazione di ampiezza ε_i che porta a rottura il materiale mentre n_i è il numero di volte in cui durante la vita della pavimentazione in un punto di essa viene applicato il carico che provoca la deformazione ε_i .

Per utilizzare la formula dell'accumulo lineare di fatica si richiede, che venga eseguita questa sequenza di operazioni:

- a) Si suddivide l'anno solare secondo i casi in due o più periodi, durante i quali, con metodi visti in precedenza, determiniamo i valori del modulo E e del coefficiente di Poisson ν ;
- b) Si prendono in esame i carichi di ruote, semplici e gemellate, dei veicoli commerciali che transitano nella pavimentazione, considerati uniformemente ripartiti su aree circolari uguali alle aree della superficie di impronta. Si calcolano le tensioni e le deformazioni prodotte da questi carichi nei punti degli strati indicati in precedenza, assegnando agli strati le diverse caratteristiche elastiche che si assumono nelle varie condizioni di temperatura (condizioni stagionali);
- c) Si calcolano, mediante la curva di fatica alle diverse temperature, per la maggiore delle deformazioni orizzontali di trazione $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}$ provocate da ciascun carico e per ciascuna condizione ambientale, il numero N_i di cicli di deformazione che produce la rottura;
- d) Si determina, utilizzando le previsioni di traffico sulla strada in esame e i criteri di ripartizione del traffico fra le corsie, il numero di applicazioni annuali dei vari carichi di ruota considerati, che mediamente si avrà durante la vita della pavimentazione; si valuta quindi il numero di ripetizioni del carico che si avrà in ogni periodo in cui è stato diviso l'anno solare, il quale, moltiplicato per il numero di anni della richiesta vita utile della pavimentazione, fornisce il numero n_i corrispondente a ciascuna deformazione per la quale in precedenza si è valutato N_i .
- e) Si calcolano, in fine, i vari rapporti $\frac{n_i}{N_i}$ e se ne fa la somma; se risulta

$$\frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

la pavimentazione è progettata correttamente. In caso contrario occorre ridisegnare la pavimentazione e ripetere il calcolo.

Si osservi che il valore massimo delle deformazioni unitarie di trazione, nel piano xy, non coincide con una delle direzioni degli assi se questi non sono assi principali. In questo caso è necessario individuare le direzioni principali e calcolare il valore massimo delle deformazioni di trazione. Il valore della deformazione unitaria principale di trazione (principal tensile strain) è dato da:

$$\varepsilon_{tmax} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \gamma_{xy}^2}$$

5.1.1. ASPHALT INSTITUTE (USA)

Il modello per valutare il degrado per fatica delle pavimentazioni flessibili nasce dall'equazione sviluppata in laboratorio dall'Asphalt Institute (AI 1982) con prove a sollecitazione costante:

$$N_f = k_1 \cdot C \cdot \varepsilon^{-k_2} \cdot E^{-k_3}$$

C = fattore correttivo, funzione delle proprietà volumetriche della miscela
k1, k2, k3 Fattori di correlazione

Il fattore correttivo C è definito dalla seguente espressione:

$$C = 10^M$$

In cui

$$M = 4.84 \left(\frac{V_b}{V_b + V_v} - 0.69 \right)$$

V_b = contenuto volumetrico di bitume (%)

V_v = contenuto volumetrico dei vuoti (%)

Una condizione particolare è fornita dalla coppia di valori $V_b = 11\%$ e $V_v = 5\%$, adottando i quali il fattore C risulta uguale a 1.

Considerando le differenze tra le prove di laboratorio e le condizioni di esercizio delle pavimentazioni AI propone il seguente modello di degrado:

$$N_f = 0,0796 \cdot \varepsilon^{-3,291} \cdot E^{-0,854}$$

In questa espressione E rappresenta il modulo dinamico medio degli strati in conglomerato bituminoso espresso in unità psi (1psi = 6,9 KPa).

5.1.2 MODELLO PRESTAZIONALE CNR

Per calcolare il numero di ripetizioni ammissibili corrispondenti agli stati tensionali di trazione che si verificano alla base degli strati legati a bitume (fatica negli strati legati) si è utilizzata la seguente formula di fatica:

$$N = N_0 + \Delta N$$

cioè, il totale delle ripetizioni ammissibili è dato come somma delle ripetizioni che servono per l'innescò della prima fessura alla base degli strati legati e le ripetizioni del carico che permettono alla fessurazione di propagarsi fino alla superficie.

- N_0 si ricava dalla seguente espressione:

$$\log(N_0) := 6 + 4.7619 \cdot \left(\log\left(\frac{\Gamma \cdot V_b}{V_b + V_v}\right) - \log(\varepsilon) \right)$$

dove:

ε = deformazione unitaria di trazione;

N_0 = numero di ripetizioni del carico necessario per raggiungere l'inizio della fessurazione;

V_b = percentuale in volume di bitume;

V_v = percentuale in volume dei vuoti;

Γ = coefficiente che dipende dal tipo di bitume utilizzato (valore medio $1,25 \cdot 10^{-4}$).

- ΔN si ricava dalla seguente espressione:

$$\log[N_{F10 \leq (10\%)} - N_0] = 1.373 \cdot e^{-1.089 \cdot n} \cdot h^{(-0.152 + 0.476 \cdot n)} \cdot [(E)^{\alpha_1} + \sigma^{\beta_1} + 10^{\mu_1}]$$

dove:

$\alpha_1 = 2,43 (n/5)$;

$\beta_1 = -3,25 (n/5)$;

$\mu_1 = -2,24 (n/5) + 0.847(1-n/5)$;

n = parametro dipendente dal conglomerato ($4 \div 5$);

h = spessore degli strati legati

E = Modulo del conglomerato bituminoso (kg/cm^2)

σ = tensione massima di trazione nel conglomerato.

5.1.3 MODELLO NCHRP-1-37 "Guide for mechanistic – empirical design"

Il modello proposto è ricavato da un'elaborazione del modello dell'Asphalt Institute e precisamente, considerando la propagazione delle fessure nello strato legato con bitume dal basso verso l'alto, si ottiene:

$$N_f = 0.00432 k_1' C \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3.9492} \left(\frac{1}{E}\right)^{1.281}$$

$$k'_1 = \frac{1}{0.000398 + \frac{0.003602}{1 + e^{(11.02 - 3.49 h_{ac})}}}$$

Dove:

h_{ac} è lo spessore totale degli strati legati con bitume (espresso in inches) interessati dalla fessurazione per fatica.

5.1.4 Fessurazione per fatica negli strati legati con cemento (misti cementati)

Vedi Cap. 9. Procedura iterativa indicata dall'AASHTO.

5.2 VERIFICA DEL DANNO PER ORMAIAMENTO

5.2.1 Modello CNR

Per calcolare il numero massimo di ripetizioni associate al valore della sollecitazione di compressione che si verificano nel sottosuolo (danno nel sottofondo) si utilizza la seguente relazione (Heuckelom):

$$\log(N) = \left[\left[\frac{(0.006 \cdot E_{sot})}{\sigma_{zz}} \right] - 1 \right] \cdot \frac{1}{0.7}$$

dove:

N = numero di ripetizioni ammissibili;

σ_{zz} = tensione verticale sulla superficie del sottofondo;

E_{sot} = modulo resiliente del sottofondo.

5.2.2 Altri Modelli

Generalmente nei metodi di verifica più diffusi, il numero di ripetizioni del carico per limitare la deformazione permanente nel sottofondo è direttamente correlato alla deformazione unitaria di compressione massima.

$$N = f_1 \cdot (\epsilon_c)^{-f_2}$$

I valori più comuni dei coefficienti f_1 e f_2 sono riportati nella tabella 3.6

AGENZIA		f_1	f_2	Profondità ormaie [in]
Asphalt Institute		$1,365 \times 10^{-9}$	4,477	0,5
SHELL	50 %	$6,15 \times 10^{-7}$	4,00	
	85 %	$1,940 \times 10^{-7}$	4,00	
	95 %	$1,050 \times 10^{-7}$	4,00	
U:K: TRL 85 %		$6,180 \times 10^{-8}$	3,95	0,4
Belgian RRC		$3,050 \times 10^{-9}$	4,35	

Tabella 10.12 Modelli per valutare l'ormaiamento per cedimenti del sottofondo

6. METODI EMPIRICI

6.1 INTRODUZIONE

Per tutte le ragioni evidenziate nell'introduzione al capitolo sulla progettazione delle pavimentazioni flessibili, ed in particolare per la difficoltà di associare a diverse situazioni ambientali modelli efficaci di degrado, per anni i metodi di progetto si basavano sull'esperienza acquisita in precedenti realizzazioni, in situazioni ambientali simili, con l'impiego di materiali con le stesse caratteristiche fisiche e meccaniche.

I metodi empirici più datati, ancora oggi utilizzati, da qualche Agenzia o Amministrazione, prevedono una valutazione della capacità portante del sottofondo attraverso l'indice CBR e la successiva determinazione dello spessore totale della sovrastruttura (strati legati e fondazione) con dei grafici simili a quello riportato nella figura.

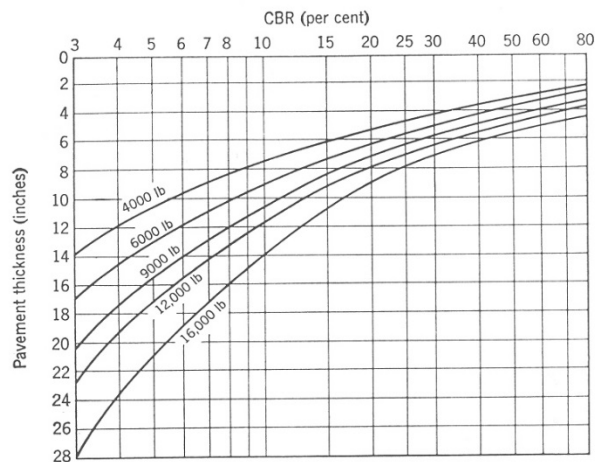


Figura 10.12

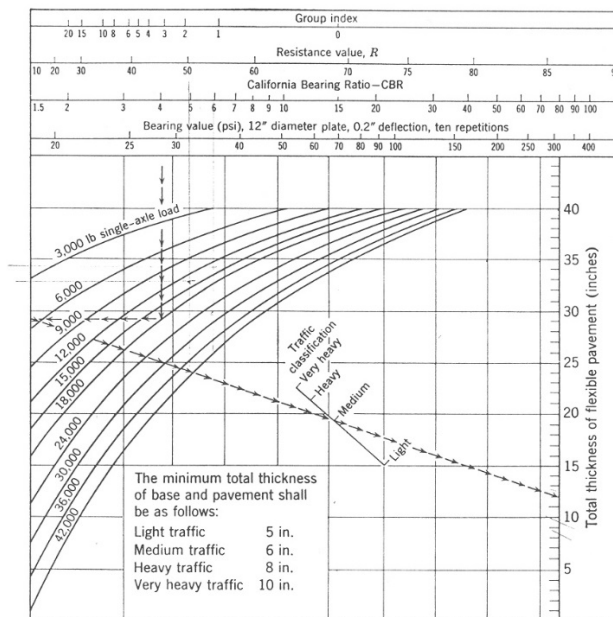


Figura 10.13

6.2 METODO DELL'AASHTO

La procedura di progettazione raccomandata dall'American Association of State Highway and Transportation Officials (**AASHTO**) è basata sui risultati delle indagini sperimentali eseguite sui circuiti stradali di prova ad Ottawa, nell'Illinois, verso la fine degli anni '50 e primi anni '60.

Il comitato tecnico dell'AASHTO pubblicò, nel 1961, la prima guida completa per la progettazione di una pavimentazione stradale, sia essa flessibile che rigida (1961).

Successivamente, la guida è stata modificata nel 1972 e nel 1981. Nel 1984-1985 il sottocomitato "Pavement Design" e un gruppo di consulenti esterni ha modificato ed integrato la guida nel quadro di progetto NCHRP 20-7124, pubblicando la nuova versione nel 1986.

La guida è stata nuovamente rivista e ripubblicata nel 1993 senza alcun cambiamento sostanziale nel metodo di progettazione.

Le equazioni empiriche ricavate dai dati dell'esperimento dell'ASHO sono ancora oggi usate, con qualche lieve modifica ed integrazione per renderle applicabili ad altre regioni degli Stati Uniti. Come è noto le equazioni originali sono state formulate per una determinata condizione climatica, per precise caratteristiche di portanza del sottofondo e utilizzando dei specifici materiali per la costruzione della pavimentazione. Il clima del luogo dove sono state eseguite le prove è temperato, con una precipitazione media annua di circa 864 mm (34poll.). La profondità media di penetrazione col gelo è di circa 711 mm (28poll.). I terreni del sottofondo sono costituiti da terre appartenenti alle classi A-6 e A-7-6. I valori dell'indice di portanza CBR variano da 2 a 4 %.

6.2.1. Variabili generali di progetto

La metodologia empirica dell'AASHTO prevede, nella verifica o progettazione delle pavimentazioni flessibili, una serie di variabili di carattere generale e delle variabili intrinseche al tipo di sovrastruttura oggetto dell'analisi. Nel primo gruppo si annoverano il periodo di tempo da considerare per la vita utile della pavimentazione, il traffico espresso come numero totale cumulato di assi standard nel periodo di tempo stabilito per il progetto, il concetto di affidabilità della progettazione, l'indicatore di degrado della pavimentazione e l'effetto delle condizioni ambientali sul degrado di una pavimentazione. Tra le variabili intrinseche si definisce il modulo resiliente efficace del sottofondo stradale e l'indicatore strutturale di resistenza (Structural Number) della pavimentazione.

6.2.2 Periodo di tempo

Per quanto riguarda il tempo si definiscono due periodi: il periodo prestazionale e il periodo di analisi. Il primo coincide con il tempo previsto per la durata della pavimentazione, durante il quale l'indicatore di funzionalità PSI scende al sotto di un valore di soglia previsto dal progettista. Dopo tale periodo la pavimentazione necessiterà di un intervento di ripristino. Il periodo di analisi può coincidere con il periodo prestazionale o più spesso è un periodo più ampio che prevede una progettazione organizzata per fasi con l'obiettivo di razionalizzare le risorse economiche a disposizione nel tempo.

Nel passato le pavimentazioni venivano progettate ed analizzate considerando un periodo prestazionale di 20 anni. Ora è opportuno considerare periodi più lunghi di analisi, perché così si possono migliorare le strategie di lunga durata basate sul ciclo di vita-costi.

La tabella contiene la guida di riferimento generale per la scelta del periodo di analisi in funzione del tipo di strada

Periodo di analisi	
Tipo di strada	Periodo di analisi (anni)
	30-50
Urbana a forte traffico	
Extraurbana a forte traffico	20-50
Urbana a basso traffico	15-25
Locale a basso traffico	10-20

Tabella 10.12 Lunghezza del periodo di analisi.

6.2.3 Traffico

Le procedure di progettazione sono basate sul calcolo del traffico equivalente espresso in numero di passaggi dell'asse da 80 KN (18kip) calcolati nell'intero periodo di vita utile (ESAL). La procedura per convertire il traffico misto in ESAL è stata descritta nel capitolo 9.

Se una pavimentazione è progettata per un periodo di analisi senza alcun intervento di manutenzione, si richiede il valore ESAL totale calcolato per il periodo di analisi. Se viene prevista in modo anticipato un intervento di ripristino, è necessario utilizzare l'equazione cumulativa ESAL, in modo da valutare il traffico per ogni fase.

6.2.4 Affidabilità.

L'affidabilità assicura che le diverse soluzioni di progetto garantiscano la funzionalità della pavimentazione nel periodo di analisi previsto.

Il livello di affidabilità dovrebbe aumentare in modo direttamente proporzionale al volume di traffico, alla difficoltà di stimare l'incremento del traffico nel tempo e alla tipologia di strada.

Nella tabella 2.2 sono indicati i livelli di affidabilità per le diverse tipologie funzionali delle strade.

CLASSE FUNZIONALE	Livello di affidabilità	
	Urbano	Extraurbano
Autostrade	85-99.9	80-99.9
Arterie principali	80-99	75-95
Strade di collegamento	80-95	75-95
Strade locali	50-80	50-80

Tabella 10.13 Livelli di affidabilità in funzione della tipologia di strada.

6.2.5 Effetto ambientale sul degrado

Le equazioni del modello AASHTO si basano sui risultati ottenuti dai dati ricavati dal monitoraggio delle pavimentazioni in un biennio. Gli effetti a lungo termine causati dalla temperatura e dell'umidità che possono provocare un'ulteriore riduzione dell'indicatore prestazionale non sono considerati. Quando in un sito si hanno significativi problemi dovuti alla plasticità dei terreni di sottofondo o alla penetrazione del gelo nella struttura,

è necessario valutare la perdita complessiva di funzionalità durante il periodo di analisi, aggiungendo al degrado dovuto ai carichi del traffico cumulato, l'effetto delle condizioni ambientali.

Attraverso il grafico di figura 2.1 è possibile valutare il degrado nel tempo come somma di due contributi: perdita dovuta al rigonfiamento dei terreni plastici e perdita dovuta all'azione del gelo.

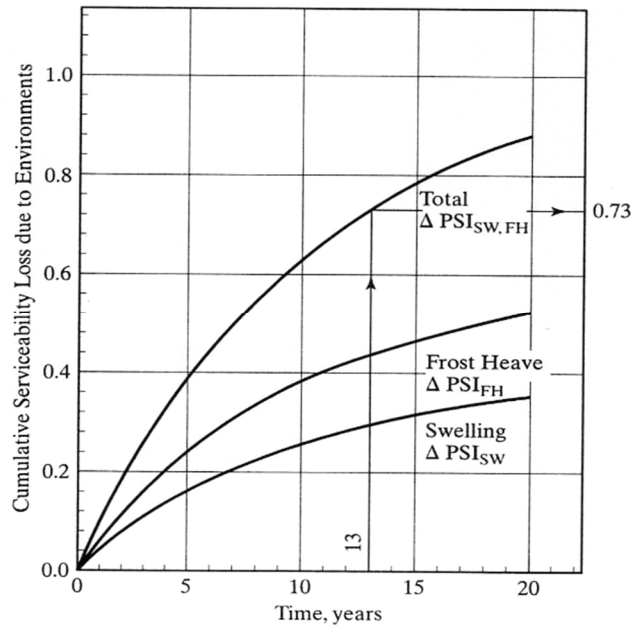


Figura 10.14 Perdita di funzionalità per cause ambientali in funzione del tempo.

6.2.6 Funzionalità

Per valutare il grado di ammaloramento di una pavimentazione stradale è necessario stabilire un valore iniziale e uno finale dell'indicatore prestazionale PSI e quindi un ΔPSI. L'indice iniziale di utilità è dato in funzione del tipo di pavimentazione e della qualità della costruzione. I valori tipici per la prova su strada AASHTO erano 4,2 per le pavimentazioni flessibili e 4,5 per le pavimentazioni rigide.

L'indice finale di funzionalità è il valore più basso che si può tollerare prima di un intervento globale di riabilitazione della strada che può comportare un rifacimento della superficie della pavimentazione oppure la ricostruzione completa della sovrastruttura. Viene consigliato un indice di 2,5 per la progettazione di strade principali con molto traffico e di 2,0 per strade principali con minor traffico.

Per la progettazione di strade secondarie avendo, generalmente un capitale iniziale di spesa inferiore, viene suggerito di utilizzare un periodo di progetto inferiore oppure un volume di traffico inferiore mantenendo lo stesso valore finale di PSI pari a 2.

6.3. EQUAZIONE DI PROGETTO

Le equazioni originali si basano esclusivamente sui risultati delle misure sui circuiti stradali prova dell'AASHO; successivamente, i modelli sono stati modificati per tener conto delle diverse condizioni climatiche e del sottofondo rispetto quelle della strada utilizzata per i test.

L'equazione più recente valida per qualsiasi condizione del sottofondo, stimata attraverso il modulo resiliente efficace, e con l'introduzione del concetto di affidabilità è la seguente:

$$\log(W_{t18}) = 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left(\frac{4,2 - PSI_t}{4,2 - 1,5}\right)}{0,4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \cdot \log M_r - 8,07$$

Dove:

M_r è il modulo resiliente efficace del sottofondo stradale.

SN è l'indicatore strutturale della pavimentazione

PSI_t valore finale di PSI

W_{t18} è il numero di ripetizioni dell'asse di 80 KN nel tempo t

L'indicatore strutturale della pavimentazione viene calcolato con la seguente espressione:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

a_1, a_2 e a_3 sono i coefficienti di equivalenza degli strati rispettivamente per la superficie, la base e la sottobase e D_1, D_2 e D_3 sono gli spessori rispettivamente della superficie, della base e della sottobase.

m_2 rappresenta il coefficiente di drenaggio della fondazione

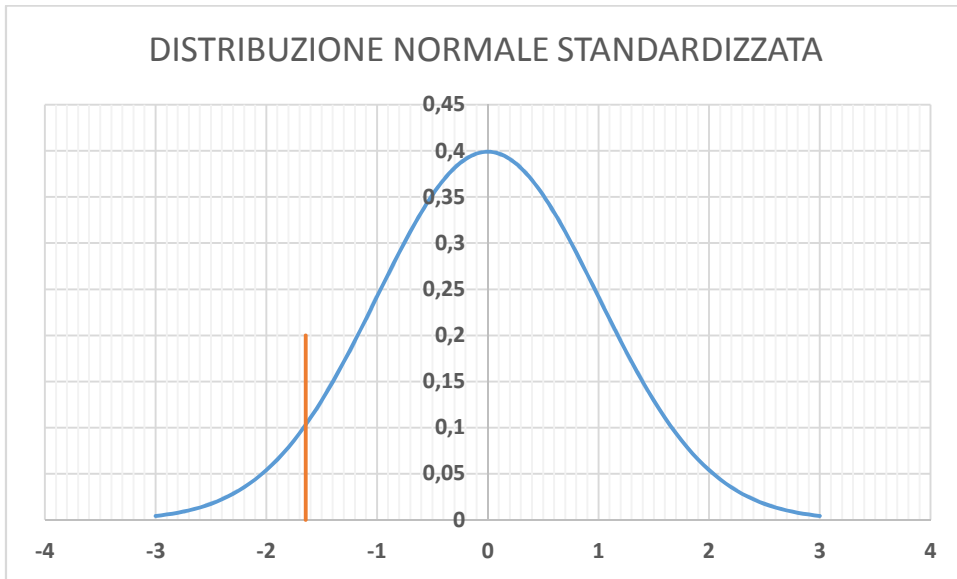
m_3 rappresenta il coefficiente di drenaggio del sottofondo.

Se il numero previsto di applicazioni W_{18} è uguale a W_{t18} l'affidabilità del progetto è soltanto del 50% perché tutte le variabili dell'equazione sono basate su valori medi. Per realizzare una maggior affidabilità W_{18} deve essere minore di W_{t18} come si evince dalle figure sottostanti della distribuzione del traffico normale e standardizzata.

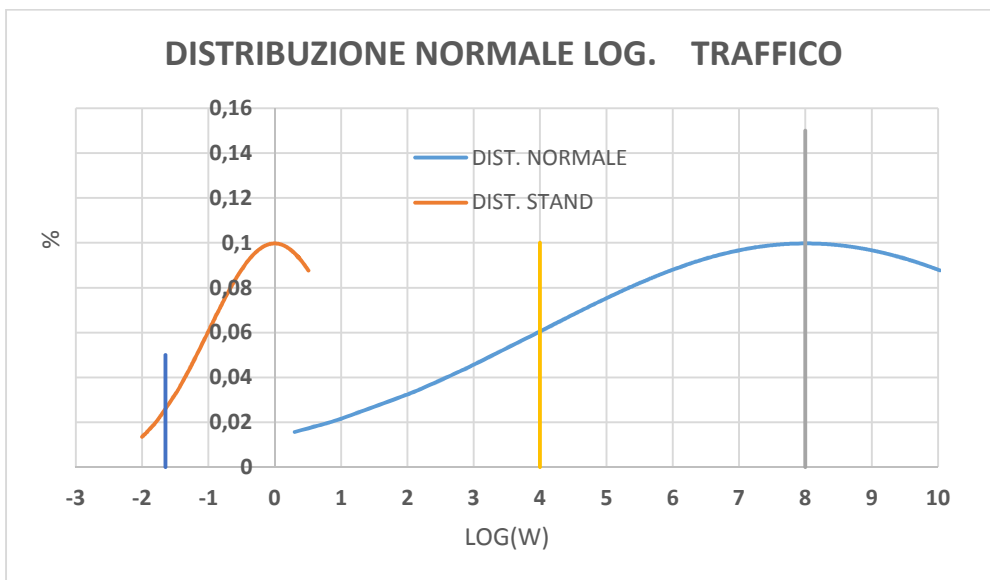
Per ottenere l'affidabilità nota del progetto, dalla curva standardizzata (vedi tabella 10.14) si ottiene il valore della deviazione normale (varianza) Z_r .

AFFIDABILITA' %	DEVIAZIONE NORMALE STANDARD [Zr]
50	0,000
60	-0,253
70	-0,524
80	-0,841
90	-1,282
95	-1,645

Tabella 10.14 Affidabilità del progetto



$$Z_R = \frac{\log(W_{18}) - \log(W_{t18})}{S_0}$$



$$\log(W_{18}) = Z_r \cdot S_0 + 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left(\frac{4,2 - PSI_t}{4,2 - 1,5}\right)}{0,4 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32$$

$$\cdot \log M_r - 8,07$$

Qui sotto si riporta un grafico equivalente all'espressione precedente.

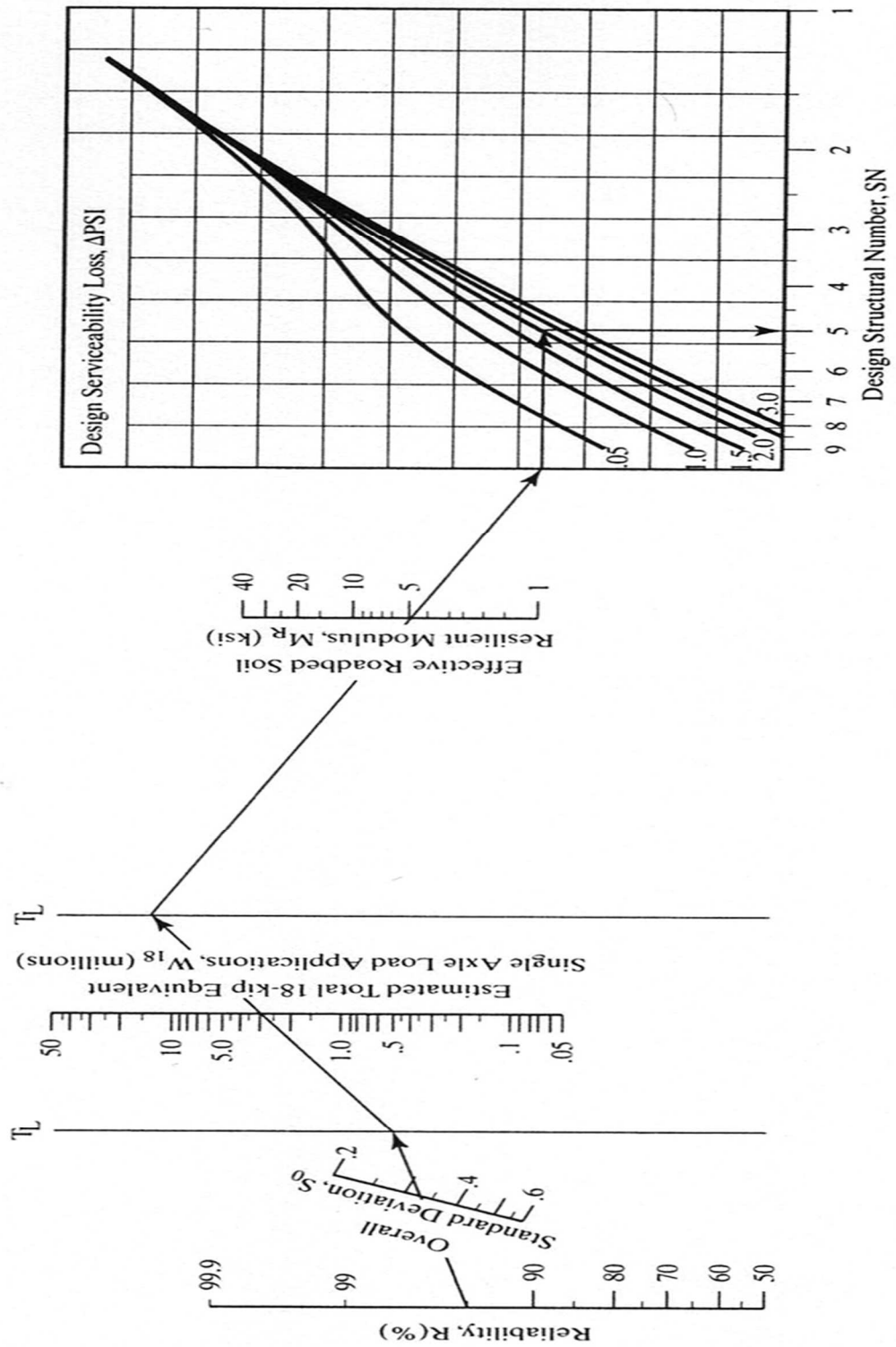


Figura 10.16 Metodo grafico per la determinazione dello Structural Number

6.4 MODULO RESILIENTE DEL SOTTOFONDO

L'effettivo modulo resiliente del sottofondo stradale (M_R) è equivalente ad un modulo costante per tutto il periodo dell'anno, che provocherebbe gli stessi danni utilizzando i valori stagionali (M_{Ri}).

Dall'uguaglianza del danno provocato da un valore costante del modulo resiliente del sottofondo per tutto il periodo dell'anno, con il danno complessivo causato dai valori diversi, per ogni periodo, di M_{Ri} , si ottiene la seguente equazione che consente di determinare il valore effettivo del modulo.

$$1,18 \cdot 10^8 \cdot (M_R)^{-2,32} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \left[1,18 \cdot 10^8 \cdot (M_{Ri})^{-2,32} \right]$$

Il grafico della figura facilita questa valutazione perché consente di calcolare direttamente i danni relativi ai valori dei moduli M_{Ri} .

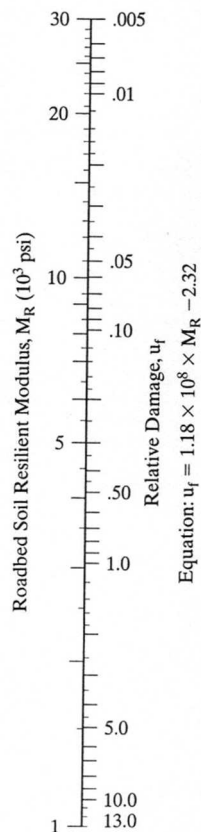


Figura 10.17 Grafico per la stima dell'effettivo modulo resiliente.

Mese	Modulo Resiliente PSI	Danni relativi Uf
Gennaio	15900	0,02
Febbraio	27300	0,01
Marzo	38700	0,00
Aprile	50000	0,00
Maggio	900000	16,52
Giugno	1620	4,22
Luglio	2340	1,80
Agosto	3060	0,97
Settembre	3780	0,59
Ottobre	4500	0,39
Novembre	4500	0,39
Dicembre	4500	0,39
	$\Sigma u_f =$	25,30
	Danno medio $U_{fm} = \Sigma u_f / n$	2,11

Tabella 10.14 Esempio del calcolo del danno equivalente

6.5 INDICATORE STRUTTURALE

L'indicatore strutturale SN dipende dal spessore degli strati, dai coefficienti di equivalenza degli strati e dai coefficienti di drenaggio della fondazione e del sottofondo e può essere calcolato attraverso la formula vista precedentemente.

6.5.1 Coefficiente di equivalenza degli strati

Il coefficiente di equivalenza dello strato a_i indica la capacità strutturale relativa di uno strato continuo di materiale omogeneo. I coefficienti possono essere determinati empiricamente dai dati dell'esperimento AASHO, oppure possono essere determinati partendo dalle proprietà dei materiali.

Conglomerati Bituminosi

Nella Figura 2.5 viene messo in relazione il coefficiente di equivalenza di HMA al relativo modulo resiliente a 21°C (70°F). Particolare attenzione dovrebbe essere usata nella determinazione dei coefficienti di equivalenza per conglomerati con moduli

maggiori di 3,1 GPa. Il coefficiente a_1 del strato HMA utilizzato nelle prove su strada AASHO è 0.44, che corrisponde ad un modulo resiliente di 3,1 GPa (450.000 PSI).

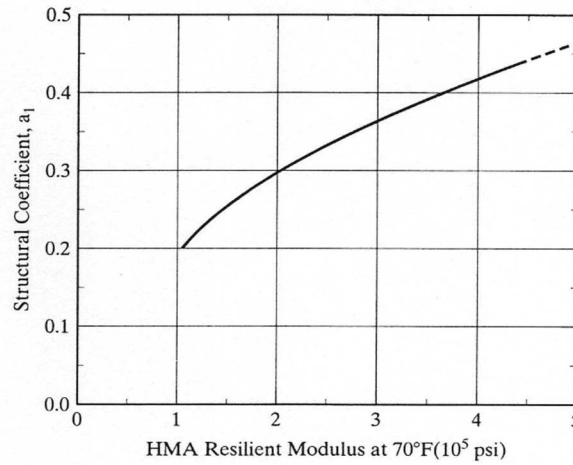


Figura 10.18 Coefficiente di strato in funzione modulo resiliente.

Strati di base non legati e strati di base stabilizzati

La seguente equazione può essere utilizzata per valutare il coefficiente a_2 di una base non legata in funzione del modulo elastico E_2 :

$$a_2 = 0,249 (\log E_2) - 0,977$$

Il coefficiente a_2 del strato costituito dal materiale granulare utilizzato nella prova AASHO è 0,14, che corrisponde ad un basso modulo resiliente $M_r = 207$ MPa (30000PSI).

Il modulo resiliente dei materiali granulari non legati dipende dallo sforzo θ e viene calcolato con la seguente formula:

$$E_2 = K_1 \theta^{k_2}$$

Valori tipici di K_1 per materiali utilizzati per la base variano da 3000 a 8000; i valori di K_2 variano da 0,5 a 0,7. Quando non è possibile eseguire le prove in laboratorio per la determinazione dei coefficienti K_1 e K_2 si possono utilizzare i valori della Tabella 2.4 e della tabella 2.5 anche in funzione dello sforzo Z .

Valori tipici di K_1 e K_2 per materiali non trattati usati per la base		
Umidità	K_1	K_2
Asciutto	6.000 - 10.000	0,5 - 0,7
Umido	4.000 - 6.000	0,5 - 0,7
Umido	2.000 - 4.000	0,5 - 0,7

Tabella 10.15 Valori tipici di K_1 e K_2 per materiali non trattati usati per la base.

Spessore dell'asfalto [in.]	Modulo Resiliente del terreno del sottofondo		
	3.000	7.500	15.000
Minore di 2	20	25	30
2 - 4	10	15	20
4 - 6	5	10	15
maggiore di 6	5	5	5

1 in. = 25,4 mm ; θ è in psi = 6,9 Kpa

Tabella 10.16 Valori tipici dello stato di sforzo θ sulla base stradale.

Strato di sottobase granulare

La relazione fra a_3 e E_3 per gli strati di sottobase può essere espressa con questa formula:

$$a_3 = 0,227(\log E_3) - 0,839$$

Il coefficiente di strato della sottobase granulare a_3 nella prova AASHO assume il valore 0,11, che corrisponde ad un modulo resiliente di 104 MPa (15.000psi).

I valori di K_1 e K_2 , dello sforzo θ e di E_3 per la sottobase possono essere stimati con l'ausilio delle tabelle .

Valori tipici di K_1 e K_2 per sottofondi stradali granulari		
Umidità	K_1	K_2
Asciutto	6.000 - 8.000	0,4 - 0,6
Umido	4.000 - 6.000	0,4 - 0,6
Umido	1.500 - 4.000	0,4 - 0,6

Tabella 10.17 Valori tipici di K_1 e K_2 per sottofondi stradali granulari.

Umidità	K_1	K_2	Condizione di sforzo θ [psi]		
			5	8	10
Umido - Damp	5.400	0,6	14,183	18,090	21,497
Bagnato - Wet	4.600	0,6	12,082	15,410	18,312

1 in. = 25,4 mm ; θ è in psi = 6,9 Kpa

Tabella 10.18. Valutazione del Modulo Resiliente dei sottofondi attraverso la prova AASHO.

6.5.2 Coefficiente di drenaggio

A seconda della capacità di drenaggio e alla quantità di umidità presente, negli strati di base non legati e sottofondo si stabiliscono i valori dei coefficienti m_2 e m_3 dell'equazione:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

La Tabella 2.8, fornisce i coefficienti di drenaggio consigliati per i materiali non trattati della sottobase. La qualità del drenaggio della base e del sottofondo dipende soprattutto dal grado di permeabilità di questi strati.

La percentuale di tempo durante il quale il terreno è esposto a livelli di contenuto d'acqua vicini alla saturazione dipende dalla pioggia media annuale e dalla presenza o meno di strati di drenaggio.

Coefficienti di drenaggio per le basi e le sottobasi delle pavimentazioni flessibili

Qualità di drenaggio	Tempo di drena.	Percentuale di tempo che la struttura è esposta a livelli di umidità che si avvicinano alla saturazione			
		< 1%	1 - 5%	5 - 25%	> 25%
Eccellente	2 ore	1,40-1,35	1,35-1,30	1,30-1,20	1,20
Ottima	1 giorno	1,35-1,25	1,25-1,15	1,15-1,00	1,00
Buona	1 settimana	1,25-1,15	1,15-1,05	1,00-0,80	0,80
Scarsa	1 mese	1,15-1,05	1,05-0,80	0,80-0,60	0,60
Molto Scarsa	Mai drenata	1,05-0,95	0,95-0,75	0,75-0,40	0,40

Tabella 10.19 Coefficienti di drenaggio per le basi e le sottobasi

6.6 DETERMINAZIONE DEGLI SPESSORI DEGLI STRATI DI UNA PAVIMENTAZIONE FLESSIBILE

Una volta determinato il numero strutturale SN di una pavimentazione, è necessario selezionare un insieme di spessori in modo tale che lo SN sia superiore allo SN determinato inizialmente.

Si osserva che applicando l'espressione per il calcolo dello SN si possono ottenere diverse soluzioni. Tra le molte combinazioni di spessori accettabili, si valuterà la soluzione migliore, in funzione dei costi effettivi, dei vincoli di manutenzione e della costruzione, in modo tale da ottenere un progetto efficace ed economicamente conveniente.

Dal punto di vista economico-progettuale se il rapporto dei costi tra HMA e la base granulare è minore del corrispondente rapporto tra i coefficienti di strato e i coefficienti di drenaggio, allora è economicamente conveniente diminuire lo spessore della base e aumentare lo spessore dell'HMA.

6.6.1 Determinazione dello spessore minimo

Generalmente è poco pratico e poco economico utilizzare strati con spessori inferiori ad uno spessore minimo. Inoltre le condizioni di traffico e la dimensione degli inerti possono imporre spessori minimi per garantire stabilità alla struttura.

La Tabella 10.20, indica gli spessori minimi della base e dello strato di conglomerato bituminoso.

Traffico (ESAL)	Conglo. Bituminoso	Base
< 50.000	1,0	4,0
50.001 - 150.000	2,0	4,0
150.001 - 500.000	2,5	4,0
500.001 - 2.000.000	3,0	6,0
2.000.001 - 7.000.000	3,5	6,0
> 7.000.000	4,0	6,0

Tabella 10.20 Spessori minimi determinati con l'esperienza.

6.6.2 Procedura Generale

Il procedimento generale di progetto dei spessori degli strati parte solitamente con la determinazione del spessore dello strato superiore. Secondo le indicazioni date dalla Figura 2.6 il progetto può essere suddiviso nelle seguenti fasi:

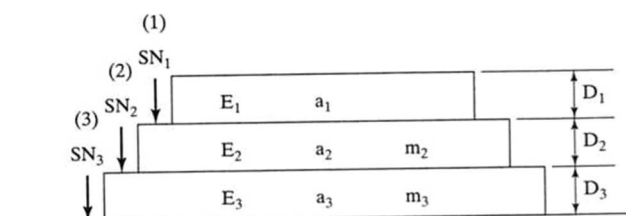


Figura 10.19 Selezione del spessore degli strati.

- Usando E_2 come M_r , si determina il numero strutturale SN_1 richiesto per progettare la base e calcolare lo spessore dello strato 1, attraverso:

$$D_1 > SN_1 / a_1$$

- Usando E_3 come M_r si determina il numero strutturale SN_2 richiesto per progettare la sottobase e calcolare lo spessore dello strato 2, attraverso:

$$D_2 > (SN_2 - a_1 D_1) / a_2 m_2$$

- Sulla base del modulo resiliente M_r del terreno di sottofondo si determina il numero strutturale SN_3 richiesto per progettare la base e calcolare lo spessore dello strato 3, attraverso:

•

$$D_3 > (SN_3 - a_1 D_1 - a_2 D_2 m_2) / a_3 m_3$$

7. CATALOGO DELLE PAVIMENTAZIONI STRADALI - CNR

Il catalogo delle pavimentazioni stradali redatto dalla Commissione di studio per le norme relative ai materiali stradali e progettazione, costruzione e manutenzione strade del Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), fornisce diverse soluzioni di sovrastrutture stradali di varie tipologie, idonee a sopportare diverse condizioni di traffico e ambientali durante la vita utile prevista. Sono previste quattro tipologie di sovrastrutture: flessibile (F), semirigida (SR), rigida non armata (RG) e rigida ad armatura continua (RC). Sono previsti otto tipi di strade che corrispondono alle classi previste dal Nuovo Codice della Strada. In più il catalogo contempla anche le corsie preferenziali per i mezzi pubblici. Per quanto riguarda il livello di traffico di progetto previsto sulla corsia più sollecitata durante tutta la vita utile della pavimentazione, il catalogo considera sei livelli espressi in numero di veicoli commerciali (Tab.)

LIVELLO DI TRAFFICO	NUMERO VEICOLI COMMERCIALI
I	400.000
II2	1.500.000
III	4.000.000
IV	10.000.000
V	25.000.000
VI	45.000.000

Tabella 10.21 Livelli di traffico corsia più caricata

Per la composizione del traffico previsto su ciascun tipo di strada, sono stati assunti degli spettri di traffico di veicoli commerciali (vedi Cap. pag.).

Per quanto riguarda il sottofondo, sono state considerate tre categorie di terreno di buona, media e scarsa portanza rappresentate dai valori medi del modulo resiliente M_r riportati nella tabella 2.11.

M_r [N/mm ²]	K [KPa/mm]	CBR [%]
150	100	15
90	60	9
30	20	3

Tabella 10.22 Portanza del sottofondo

7.1 CARATTERISTICHE FISICO – MECCANICHE DEI MATERIALI

Tab. 8 - Caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali

Conglomerato bituminoso per strato di usura						
traffico (1)	granulometria (2)	bitume (%)	stabilità Marshall (75 colpi) (Kg) (daN)		rigidezza Marshall (Kg/mm)	vuoti residui Marshall (%)
PP	fig. 1	4,5÷6	≥1100	≥1080	300+450	4÷6
P	"	"	≥1100	≥1080	300+450	4÷6
M	"	"	≥1000	≥980	>300	3÷6
L	"	"	≥1000	≥980	>300	3÷6
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 97%						
Conglomerato bituminoso per strato di collegamento						
traffico (1)	granulometria (2)	bitume (%)	stabilità Marshall (75 colpi) (Kg) (daN)		rigidezza Marshall (Kg/mm)	vuoti residui Marshall (%)
PP	fig.2	4,5÷5,5	≥1000	≥980	300+450	3÷6
P	"	"	≥1000	≥980	300+450	3÷6
M	"	4÷5,5	≥ 900	≥880	>300	3÷7
L	"	"	≥ 900	≥880	>300	3÷7
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 98%						
Conglomerato bituminoso per strato di base						
traffico (1)	granulometria (2)	bitume (%)	stabilità Marshall (75 colpi) (Kg) (daN)		rigidezza Marshall (Kg/mm)	vuoti residui Marshall (%)
PP	fig.3	4÷5	≥800	≥780	>250	4÷7
P	"	"	≥800	≥780	"	"
M	"	3,5÷4,5	≥700	≥690	"	"
L	"	"	≥700	≥690	"	"
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 98%						
Misto granulare non legato						
CBR (dopo 4gg di immersione in acqua)			CBR ≥ 30%			
Densità (rispetto alla densità AASHTO modificata)			≥ 98%			
Misto cementato						
			Semirigide		Rigide	
Classe di cemento			cemento 197/1 tipo 1+5		cemento 197/1 tipo 1+5	
Contenuto di cemento			2,5÷3,5%		3,5÷5	
Resistenza media a compressione a 7gg			$2,5 \leq \sigma_{rm} \leq 4,5 \text{ N/mm}^2$		$4,0 \leq \sigma_{rm} \leq 7,0 \text{ N/mm}^2$	
Conglomerato cementizio						
Resistenza media a trazione per flessione			$f_{cfm} = 5,5 \text{ N/mm}^2$ (*) (*)		$f_{cfm} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ (**) (*)	
Modulo elastico			$E = 47000 \text{ N/mm}^2$ (*)		$E = 34000 \text{ N/mm}^2$ (**)	
Coefficiente di Poisson			$\nu = 0,2$ (*)		$\nu = 0,2$ (**)	

(1) Traffico (T) in numero di autoveicoli commerciali sulla corsia più caricata.

PP (molto pesante)	T > 22.000.000
P (pesante)	8.000.000 < T < 22.000.000
M (medio)	3.500.000 < T < 8.000.000
L (leggero)	T < 3.500.000

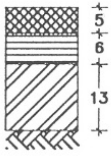
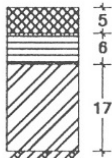
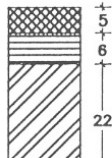
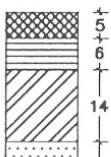
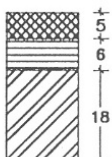
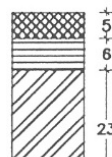
(2) Le caratteristiche degli aggregati delle miscele da adottare sono quelle indicate nelle norme CNR per le categorie di traffico PP, P, M ed L individuate in funzione del traffico commerciale complessivo secondo la nota 1.

(*) Per le autostrade extraurbane ed urbane, per le strade extraurbane principali e secondarie a forte traffico e per le urbane di scorrimento.

(**) Per le strade extraurbane secondarie sia ordinarie che turistiche, per le urbane di quartiere e locali e per le corsie preferenziali.

(*) Valori corrispondenti approssimativamente a resistenze caratteristiche cubiche R_{ck} rispettivamente di 55 e 30 N/mm².

7.2 SCHEDE DEL CATALOGO

N. 3F Modulo resiliente del sottofondo	STRADE EXTRAURBANE PRINCIPALI E SECONDARIE A FORTE TRAFFICO					
	Numero di passaggi di veicoli commerciali					
	400.000	1.500.000	4.000.000	10.000.000	25.000.000	45.000.000
150 N/mm. ²	TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA					TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA
90 N/mm. ²						
30 N/mm. ²		SOTTOFONDO NON ADEGUATO AL TIPO ED ENTITA' DEL TRAFFICO (PREVEDERE BONIFICA)				

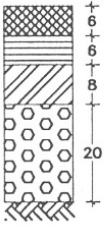
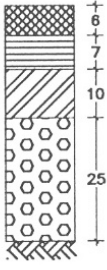
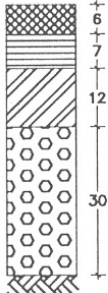
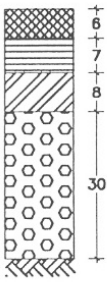
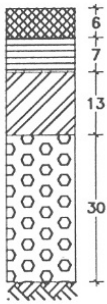
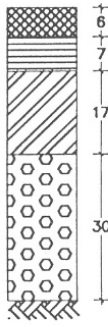
 CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI USURA

 CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI COLLEGAMENTO




 CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI BASE



 MISTO GRANULARE NON LEGATO

NB. Gli spessori sono indicati in cm.

N. 1SR Modulo resiliente del sottofondo	AUTOSTRAD E EXTRAURBANE					
	Numero di passaggi di veicoli commerciali					
	400.000	1.500.000	4.000.000	10.000.000	25.000.000	45.000.000
150 N/mm. ²						
90 N/mm. ²						
30 N/mm. ²				SOTTOFONDO NON ADEGUATO AL TIPO ED ENTITA' DEL TRAFFICO (PREVEDERE BONIFICA)		


TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA



-  CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI USURA
-  CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI COLLEGAMENTO
-  CONGLOMERATO BITUMINOSO PER STRATO DI BASE

-  MISTO CEMENTATO
-  MISTO GRANULARE NON LEGATO

NB. Gli spessori sono indicati in cm.

N. 3RC	STRADE EXTRAURBANE PRINCIPALI E SECONDARIE A FORTE TRAFFICO					
	Numero di passaggi di veicoli commerciali					
	400.000	1.500.000	4.000.000	10.000.000	25.000.000	45.000.000
150 N/mm ²	TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA					TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA
90 N/mm ²						
30 N/mm ²		SOTTOFONDO NON ADEGUATO AL TIPO ED ENTITA' DEL TRAFFICO (PREVEDERE BONIFICA)				

 LASTRA IN CALCESTRUZZO NON ARMATO
 $f_{cm} = 5.5 \text{ N/mm}^2$

 MISTO CEMENTATO
 MISTO GRANULARE NON LEGATO

NB. Gli spessori sono indicati in cm.

PROGETTO DELLE PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI

FATTORI DI EQUIVALENZA – ESAL - DESIGN

ESERCIZIO 1

Dato il traffico di un'autostrada extraurbana a tre corsie per ogni senso di marcia al momento del progetto della pavimentazione, calcolare gli ESAL per la corsia più sollecitata per tutto il periodo di vita utile previsto per la sovrastruttura.

$TGM_0 = 25000$ veic./g

VP = 35 %

r = 3 %

ESERCIZIO 2

Data una strada extraurbana secondaria di tipo C1 con uno spettro di traffico per i veicoli commerciali riportato nella tabella, determinare il fattore di equivalenza di un veicolo commerciale per il calcolo degli ESAL. Si impieghi il metodo empirico dell'AASHO considerando una pavimentazione flessibile con SN = 5 inch e un PSI finale pari a 2,5.

CLASSE VEICOLO	Percentuale %	N. assi
5	40	3
7	40	4
11	20	5

ESERCIZIO 3

Determinare il fattore di equivalenza degli assi riportati nella tabella 1 per due tipologie di pavimentazioni flessibili i cui dati sono indicati nella tabella 2, con i metodi dell'AASHO, norme Svizzere e con i criteri di resistenza (rottura a fatica e ormaiamento per accumulo di deformazioni nel sottofondo). I moduli dinamici degli strati legati si intendono come valori medi in tutto il periodo dell'anno.

TIPOLOGIA DI ASSE	PESO KN
AS 40	40
AS 60	60
AS 80	80
AS 110	110
AT 160	160
ATr 270	270

Tabella 1

STRATO	SPESSORE [cm]	MODULO DINAMICO [MPa]	Coeff. Poisson
TAPPETO + BINDER	8	12000	0,35
BASE	12	9000	0,35
FONDAZIONE	25	250	0,40
SOTTOFONDO		90	0,40

Tabella 2

ESERCIZIO 4

Data la sovrastruttura del catalogo delle pavimentazioni del CNR di un Autostrada Extraurbana per 10.000.000 di veicoli commerciali nella vita utile e per un sottofondo con modulo resiliente di 90 MPa, determinare con la metodologia empirica dell'AASHTO, il fattore di equivalenza di un veicolo commerciale. Confrontare il risultato con il valore previsto dalle norme Svizzere.

ESERCIZIO 5

Calcolare analiticamente il fattore di equivalenza dell'asse singolo 60 KN con il modello di degrado per fatica degli strati legati e con il modello di accumulo delle deformazioni permanenti nel sottofondo. La pavimentazione da realizzarsi nel Friuli Venezia Giulia presenta le seguenti caratteristiche:

STRATO	H [cm]	E _i * [MPa]	E _p * [MPa]	E _E * [MPa]	E _A * [MPa]	Coeff. Poisson
TAPPETO + BINDER	8	12000	8000	6000	7500	0,35
BASE	12	9000	7000	5000	7000	0,35
FONDAZIONE	25	250	250	250	250	0,40
SOTTOFONDO		90	90	90	90	0,40

ESERCIZIO N 6

Progettare la pavimentazione flessibile per l'autostrada A4 nel tratto dove sono previste le tre corsie per ogni senso di marcia. Il dato di traffico (TGM) attuale è di 35.000 veicoli al giorno con una percentuale di veicoli commerciali del 35 %. Si ipotizzi un incremento del traffico pesante del 3 % all'anno. Le prove in sito per la caratterizzazione del sottofondo hanno indicato una terra di tipo A4.

ESERCIZIO N 7

Calcolare la vita residua di una pavimentazione in esercizio conoscendo gli spessori medi degli strati determinati con un geo radar e i moduli dinamici valutati con il defletto metro a massa battente nel periodo invernale. La strada è del tipo C1 extraurbana secondaria, con un TGM di 8000 veicoli giornalieri medi. La percentuale del traffico pesante si attesta mediamente al 15 %.

STRATO	H [cm]	E_i^* [MPa]	E_p^* [MPa]	E_E^* [MPa]	E_A^* [MPa]	Coeff. Poisson
TAPPETO + BINDER	10	8000				0,35
BASE	15	6000				0,35
FONDAZIONE	20	250	250	250	250	0,40
SOTTOFONDO		90	90	90	90	0,40