

## CAPITOLO 5

# MODELLI PREVISIONALI DEL DECADIMENTO DELLE PERFORMANCE SUPERFICIALI

### 5.1 PREMESSE

Ai fini di una adeguata programmazione degli interventi di manutenzione delle pavimentazioni stradali è utile disporre di modelli di previsione del decadimento nel tempo delle grandezze che definiscono le condizioni superficiali del piano di rotolamento quali l'aderenza e la tessitura. Un'accurata previsione della vita utile di una pavimentazione comporta, infatti, una efficiente gestione della sovrastruttura, nel contesto del moderno Sistema di Gestione della Manutenzione delle Pavimentazioni (*Pavement Management System, PMS*), e può portare ad un significativo risparmio di capitale mediante una più accurata definizione dei piani e programmi di intervento. La previsione del degrado dell'aderenza è infatti funzionale ad un sistema di allocazione spaziale e temporale degli interventi, ottimizzato in relazione ai vincoli di budget ed alla riduzione generalizzata dei costi sostenuti dagli utenti, dall'ente gestore e dalla comunità [01].

I dati sulle condizioni delle pavimentazioni raccolti durante periodiche campagne di rilievo offrono la possibilità di ricavare leggi di evoluzione dei parametri di stato, in funzione del traffico veicolare e dell'età della pavimentazione, per assicurare la funzionalità viaria. A decorrere dall'istante di fine posa in opera del conglomerato bituminoso le caratteristiche superficiali del piano di rotolamento subiscono processi di decadimento, per effetto dell'azione combinata degli agenti atmosferici e dei carichi di traffico, in particolar modo dei carichi pesanti, in altri termini a causa dell'esercizio viario. Il valore che ciascuno degli indicatori possiede all'istante iniziale ( $t=0$ ) subisce delle evoluzioni, anche quantitativamente importanti, nel tempo. Tali evoluzioni sono analizzabili in funzione delle caratteristiche tanto dei materiali che dei carichi ed in letteratura sono definite numerose leggi evolutive [02].

In un inquadramento del tutto generale del problema e nell'ottica di una corretta gestione del patrimonio infrastrutturale risulta fondamentale, dunque, individuare valori caratteristici degli indicatori definiti "soglie"; esse sono riferite a specifici periodi di vita della sovrastruttura (consegna lavori, esercizio, manutenzione, etc.) e rappresentano parametri di riferimento nel rilievo sperimentale dei dati. Si individuano, dunque, a livello teorico-operativo, diversi *valori-soglia*  $L$ , con riferimento al generico indicatore  $I_i$  (intrinsecamente associato ad una ben determinata attrezzatura di rilievo, norma di riferimento e tecnica di individuazione di un valore medio per tratta, pur nella ben nota variabilità longitudinale e trasversale) e, sovente, alla determinata *tipologia*  $T_j$  (intesa in termini compositivo-esecutivi, o/e di importanza dell'arteria e traffico, o/e di particolare elemento piano-altimetrico, etc.). Per ogni livello si individua, poi, un *dominio temporale* di pertinenza con riferimento a diverse fasi della realizzazione-manutenzione dell'opera [03].

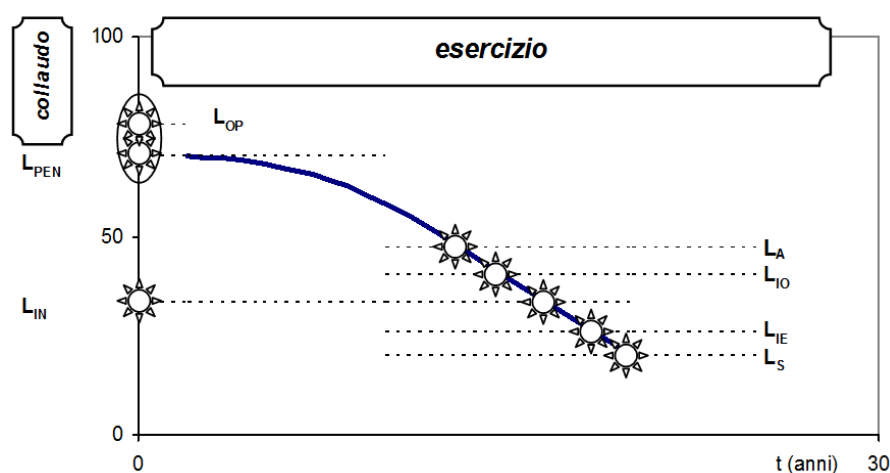


Fig. 5.1 - Soglie caratteristiche in collaudo ed in esercizio -[03]

Con riferimento al grafico di Fig. 5.1 nel quale è rappresentata qualitativamente una curva di decadimento del generico indicatore  $I_i$  è possibile individuare alcuni specifici livelli di soglia caratteristici, ed in particolare:

- Soglia  $L_{PEN}(T_j, I_i)$  di penalità ex novo, cioè al di sotto della quale c'è penalità per l'Impresa esecutrice;
- Soglie di inaccettabilità ex novo  $L_{IN}(T_j, I_i)$ ; per valori minori è necessario procedere all'asportazione od alla correzione tramite trattamenti di irruvidimento;

- Soglie-limite  $L_{f^*}(T_j, I_i)$  per classi di frequenza di controllo (soglie a cui corrisponde la transizione da una certa frequenza di controllo  $f^{**}$  ad un'altra  $f^* > f^{**}$ ; per esempio, per CAT >55 sorveglianza annuale; per CAT tra 45 e 55 sorveglianza semestrale, etc.);
- Livello ottimo di partenza  $L_{OP}$ ;
- Livello o soglia di allarme  $L_A$  (corrispondente ad uno stato di incipiente necessità di intervento);
- Livello o soglia di intervento ottimale  $L_{IO}$  (livello che, secondo gli estensori della Norma CNR BU 125/88 – [6], “collega i vari parametri decisionali del processo di pianificazione .. minimizza i costi sociali della manutenzione a lungo termine....”);
- Livello o soglia di intervento effettivo  $L_{IE}$  (valore “tale da richiedere comunque un intervento sulla pavimentazione .. “ [04]);
- Livello o soglia di sicurezza  $L_S$  (“valore .. il cui peggioramento può comportare incidentalità superiore.. ai valori medi presenti sulla strada..” [04]).

## 5.2 MODELLI DI DECADIMENTO: CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE.

I modelli di degrado o di prestazione vengono utilizzati sia nella progettazione di specifici interventi di manutenzione e riabilitazione su singole tratte stradali, che nelle analisi comparative tra più interventi in funzione dei costi raggiungibili nel ciclo di vita della sovrastruttura.

La Fig. 5.2 descrive in maniera schematica l'impiego dei modelli di degrado al fine di effettuare una valutazione previsionale del futuro stato funzionale di un tratto di pavimentazione stradale, e quindi di individuare sia le necessità di intervento che gli effetti indotti dai diversi tipi di intervento possibili [05].

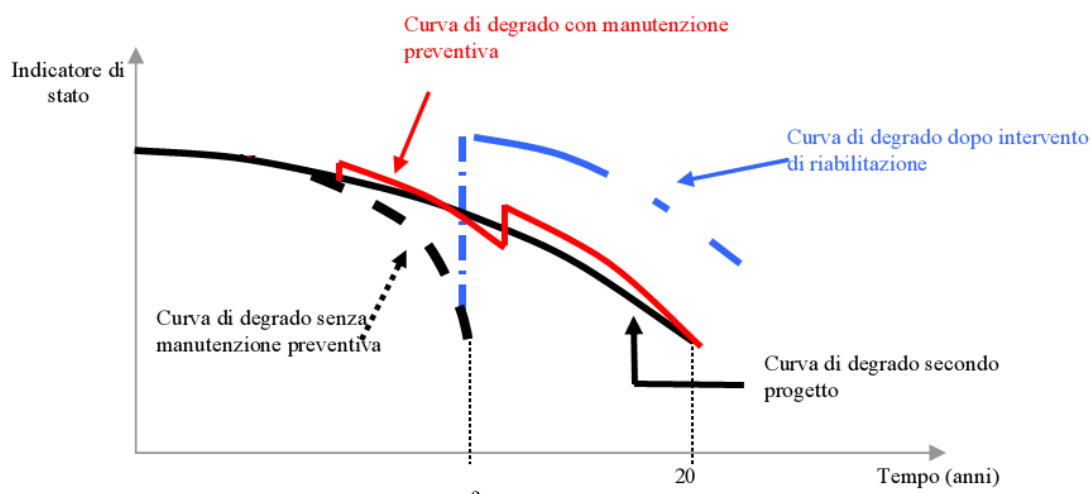


Fig. 5.2 - Esempi di possibili curve di decadimento [05]

Nello scenario relativo ai modelli comportamentali delle pavimentazioni stradali è possibile distinguere, in base alla struttura, le seguenti macrofamiglie [01], [06]:

- modelli empirici su base locale;
- modelli empirici generalizzati;
- modelli empirico-meccanicistici.

I modelli empirici su base locale si fondano sulla semplice dipendenza del modello dalla variabile che ne condiziona il comportamento; in altri termini, ad un valore assunto da una variabile corrisponde un comportamento del sistema osservato. Per tale ragione si tratta di modelli estremamente semplici che in tale caratteristica fondano, spesso, il loro punto di forza. I modelli di degrado, esistenti in letteratura, sono stati sviluppati quasi sempre seguendo un approccio di tipo empirico, utilizzando quindi dati misurati con campagne di rilievo e correlando, attraverso regressioni statistiche, la variabile osservata o misurata a diverse variabili indipendenti, quali ad esempio il numero di passaggi di assi standard, la rigidità della pavimentazione, le caratteristiche ambientali, etc. Se da una parte i modelli di degrado di tipo empirico, essendo stati ampiamente impiegati nel passato, vengono oggi utilizzati in maniera diffusa per valutare, in maniera previsionale, il degrado delle sovrastrutture stradali, allo stesso tempo, però, soffrono di alcune limitazioni, quali ad esempio: problemi causati da una mancanza di dati in fase di implementazione di un piano della manutenzione, problemi derivanti dalla non adattabilità ai nuovi materiali costituenti la pavimentazione e a nuove tipologie di veicoli, etc.

Le strutture empiriche generalizzate, invece, sono ben più articolate comprendendo molteplici variabili che possono condizionare con pesi differenti i sistemi esaminati.

I modelli di tipo empirico-meccanicistico, infine, sono basati sulla modellizzazione matematica di un problema reale. L'implementazione di un modello di degrado di tipo empirico-meccanicistico, dal punto di vista computazionale, risulta assai complicata, in quanto richiede di dover correlare tutti quei fattori che possono incidere sul degrado della sovrastruttura.

Una ulteriore importante distinzione, tra i modelli disponibili in letteratura, proviene dal considerare il tipo di strumento matematico che ne organizza il funzionamento, cosicché è possibile distinguere [07]:

- modelli con struttura statistica [08], [09];
- modelli con struttura sfumata (fuzzy) [10], [11], [12];
- modelli con struttura neuronale [10];
- modelli con struttura mista (neuro-fuzzy) [10];
- modelli con struttura logistica [13].

La grande varietà di modelli empirici formulati in campo stradale, in special modo indirizzati alla stima del degrado dell'aderenza e della tessitura superficiale sotto il profilo fenomenologico, mette in luce la mancanza di una generale omogeneità nella tipologia e nella espressione dei risultati. Inoltre, la scelta di ciascun modello deve essere sempre preceduta da uno studio preliminare dei relativi campi di validità e dei limiti di applicabilità ai fenomeni che si intendono rappresentare.

In relazione all'influenza che la tessitura superficiale delle pavimentazioni, tra gli altri fattori, ricopre sul livello di aderenza, lo studio dell'evoluzione temporale si potrebbe ricondurre all'analisi della evoluzione nel tempo della macrotessitura e microtessitura, in relazione alle condizioni specifiche del sito di impiego (condizioni di carattere meteorologico e climatico, tipologia ed entità di traffico). Un tale approccio offre la possibilità di superare la problematica dell'influenza del pneumatico e delle condizioni di misura; tuttavia esistono ben pochi esempi di relazioni che consentano di prevedere l'evoluzione della tessitura; sono invece più numerosi i modelli di degrado della grandezza "aderenza".

E' evidente che, poiché le modalità di misura forniscono parametri di aderenza (CAT o Scrim Value) fortemente dipendenti soprattutto dalla microtessitura della pavimentazione, i modelli

di previsione esistenti possono essere riconducibili a leggi di evoluzione temporale della microtessitura stessa.

Da un punto di vista prettamente fisico, il processo di evoluzione dell'aderenza e quindi della tessitura appare notevolmente complesso e non è stato ancora pienamente compreso. Infatti si deve osservare che all'interfaccia pneumatico-pavimentazione, a livello microscopico, accanto a sollecitazioni di natura meccanica si manifestano anche fenomeni termici ed inoltre l'interazione tra tali fenomeni risulta essere influenzata anche dalla presenza di sostanze contaminanti interposte e quindi dalle specifiche condizioni ambientali.

Tuttavia gli studiosi sembrano essere d'accordo nel ritenere che nel processo di evoluzione dell'aderenza e della tessitura rivestono un ruolo fondamentale tre elementi cardine:

- i fattori compositivi delle miscele in termini di qualità del legante ed assortimento granulometrico e composizione mineralogica degli inerti;
- azione di levigatura compiuta dal traffico e dalle condizioni ambientali;
- le relative modalità di messa in opera del conglomerato.

Per l'elaborazione dei modelli possono considerarsi due distinti approcci [14]:

- misure di tessitura/aderenza su provini confezionati in laboratorio per valutarne l'evoluzione nel tempo [15], [16];
- test di laboratorio specifici atti a simulare il traffico veicolare in condizioni ambientali controllate per correlare il comportamento in laboratorio con le performance della pavimentazione in situ [17], [18].

In riferimento a quest'ultimo approccio si individuano 2 diverse metodiche procedurali [14]:

- *processo diacronico*: consiste nel monitoraggio della sezione stradale in continuo per una durata variabile dai 5 ai 7 anni fino al raggiungimento dei valori terminali di aderenza e tessitura;
- *processo sincronico*: presuppone una rapidità di studio in quanto i valori di aderenza vengono ricavati dallo studio di diverse sezioni stradali realizzate con le medesime miscele di conglomerato bituminoso ma di diversa "età".

Mentre la prima metodica risulta essere più lenta rispetto alla seconda, di contro fornisce correlazioni sicuramente più significative dato il numero elevato di variabili caratteristico dell'approccio sincronico.

### 5.3 FATTORI DI VARIABILITÀ DELLE CARATTERISTICHE SUPERFICIALI

Nello studio evolutivo delle caratteristiche superficiali del piano di rotolamento è fondamentale distinguere due livelli temporali diversi [19]:

- fluttuazioni temporali di breve periodo;
- variazioni di lungo periodo.

In particolare, si è visto che le variazioni di breve termine sono legate alla successione ed alla intensità delle precipitazioni atmosferiche, nella misura in cui questi eventi contribuiscono a rimuovere lo strato di sostanze contaminanti che si depositano sulla superficie stradale. Le variazioni stagionali possono essere stimate effettuando rilievi su strada in diversi periodi dell'anno. È noto che l'aderenza raggiunge i suoi valori minimi alla fine dell'estate e i valori più alti durante l'inverno (la variazione è approssimativamente sinusoidale). Sono state proposte diverse ipotesi che potessero chiarire il fenomeno; quella più diffusa consiste nel fatto che durante l'estate la polvere si frappona più facilmente fra ruota e pavimentazione e diventa più abrasiva, mentre le piogge invernali "lavano" la pavimentazione e la rendono più ruvida grazie anche a particolari reazioni chimiche.

L'entità della variabilità dell'aderenza per fenomeni di breve periodo può raggiungere anche valori dell'ordine del 30% rispetto al valore medio [20].

Il processo evolutivo subito dalle caratteristiche superficiali del piano di rotolamento si manifesta attraverso due fenomeni distinti ma conseguenti:

- perdita iniziale di aderenza (dopo la rimozione del film di bitume);
- decremento dei valori di aderenza e tessitura nel tempo;
- raggiungimento della condizione di equilibrio.

Tipicamente il fenomeno della perdita iniziale di aderenza si registra nei mesi immediatamente successivi alla posa in opera del manto stradale a causa delle condizioni ambientali e delle azioni dovute al traffico veicolare. Gli aggregati lapidei vengono via via "scoperti" poiché si verifica la progressiva rimozione della pellicola di bitume adesa sulla superficie; essendo gli aggregati maggiormente esposti al contatto con il pneumatico si verifica un incremento della microtessitura con conseguenti condizioni di aderenza migliori. Successivamente, proprio la suddetta maggiore esposizione determina un decremento dei valori di aderenza nel tempo a causa della levigazione degli inerti sotto traffico. Il processo di usura meccanica, ossia di levigazione degli inerti, è dovuto all'attrito che si innesca fra ruota e superficie soprattutto in

presenza di polvere. La presenza di polvere sulla superficie stradale genera, a sua volta, due distinti meccanismi, uno di tipo generale che consiste nello smussare le creste degli aggregati e uno differenziale che determina l'insorgere di nuove "creste" sugli aggregati stessi.

Anche la macrotestitura subisce nel tempo una progressiva diminuzione dovuta alla riduzione delle ampiezze di profondità e allo smussamento degli inerti a causa dell'occlusione dei vuoti. Inoltre, sotto l'effetto prolungato di post-compattazione esercitato dal traffico, gli aggregati vengono incorporati nella matrice di conglomerato con un'ulteriore riduzione della profondità media di tessitura.

Lo stato di equilibrio, in cui si verificano solo piccole oscillazioni dei valori registrati di aderenza, si raggiunge in genere dopo circa 2 anni dall'apertura al traffico della pavimentazione o 1 – 2 milioni di veicoli [21], [22], [23], [24].

La Fig. 5.3 mostra in termini qualitativi la variazione dell'aderenza del piano di rotolamento in funzione dell'età della pavimentazione; è possibile, in particolare, distinguere la fase di levigatura degli inerti ad opera del traffico con la conseguente sostanziale perdita di aderenza e la fase di assestamento attorno ad un valore minimo detta, appunto, fase di equilibrio.

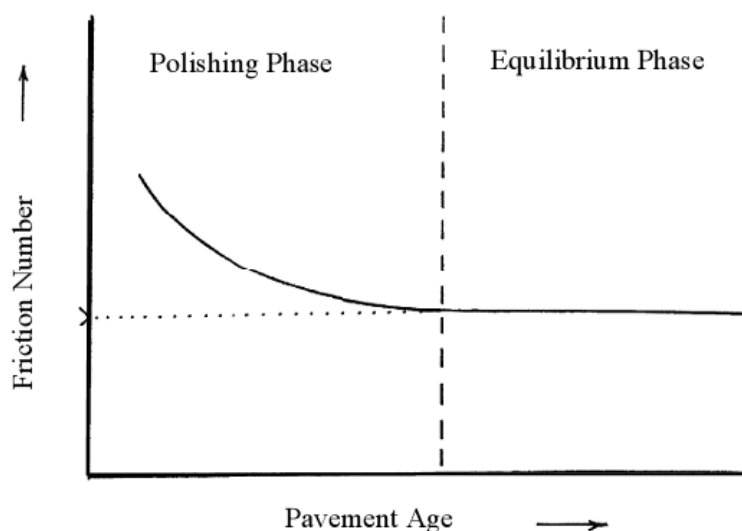


Fig. 5.3 - Processo di decadimento dell'aderenza a causa all'azione del traffico veicolare [25]

Fattore ulteriormente importante nel processo di evoluzione delle caratteristiche superficiali è l'invecchiamento dei materiali che costituiscono il conglomerato bituminoso dovuto a condizioni ambientali e climatiche (variazioni di temperatura, ossigenazione del bitume, piogge acide, ecc.). D'Apuzzo [14], a tal proposito, descrive il deterioramento della superficie stradale



come funzione del danno cumulato indotto dal traffico e legato alle caratteristiche della miscela secondo una legge evolutiva con la seguente espressione generalizzata:

$$F=F(E,T)$$

in cui E è la variazione di temperatura, cicli di gelo-disgelo responsabili dell'alterazione degli aggregati, dei processi di ossidazione del bitume e del degrado chimico mentre T rappresenta il traffico.

## 5.4 VARIAZIONI STAGIONALI

Le variazioni di natura stagionale [21], [23], [26], ampiamente evidenziate in passato da numerosi studi, sono fortemente legate alla frequenza degli eventi atmosferici ed alla temperatura che condiziona la resilienza della gomma impiegata nelle apparecchiature di misura e quindi il livello di aderenza che si registra in superficie. In generale, la complessa interazione tra questi fattori è responsabile di una sensibile diminuzione del livello di aderenza nei mesi estivi che viene però ripristinata nel successivo periodo invernale. Studi statunitensi riportano un valore massimo della banda di variazione dell'aderenza dovuta a tale fenomeno pari a 30 SN ma è stato osservato più frequentemente un valore di 5-15 SN; studi inglesi [23], [26], [27] hanno invece riscontrato un valore di 0.14 - 0.20 SFC (SFC = Side Force Coefficient, coefficiente di aderenza trasversale misurato con l'apparecchiatura SCRIM secondo la procedura inglese) per una serie di pavimentazioni flessibili e rigide. Infine esperienze italiane stimano la variabilità connessa a tale fattore pari al 7% rispetto al valore centrale [28], [29].

Hill e Henry (1981) [30], in uno studio in merito alle variazioni stagionali dell'aderenza su 21 siti in North Carolina e Tennessee mostrano che un incremento di temperatura di 10°C determina una riduzione di aderenza di 1.2 SN. I medesimi autori proposero un modello meccanicistico per prevedere le variazioni stagionali dell'aderenza in base all'analisi dei dati registrati su siti sperimentali in Pennsylvania dal 1978 al 1980. L'equazione mostra la formulazione matematica del modello in questione, graficamente illustrata in *Fig. 5.4*:

dove

$SN_{OL}$  = valore della variazione ciclica di lungo periodo (legate all'età della pavimentazione);

$SN_{OR}$  = valore della variazione ciclica di breve periodo dovuta a condizioni climatiche e ambientali;

$SN_{0F}$  = valore di SN in un certo senso assoluto, cioè indipendente dalle variazioni cicliche sia di breve che di lungo periodo.

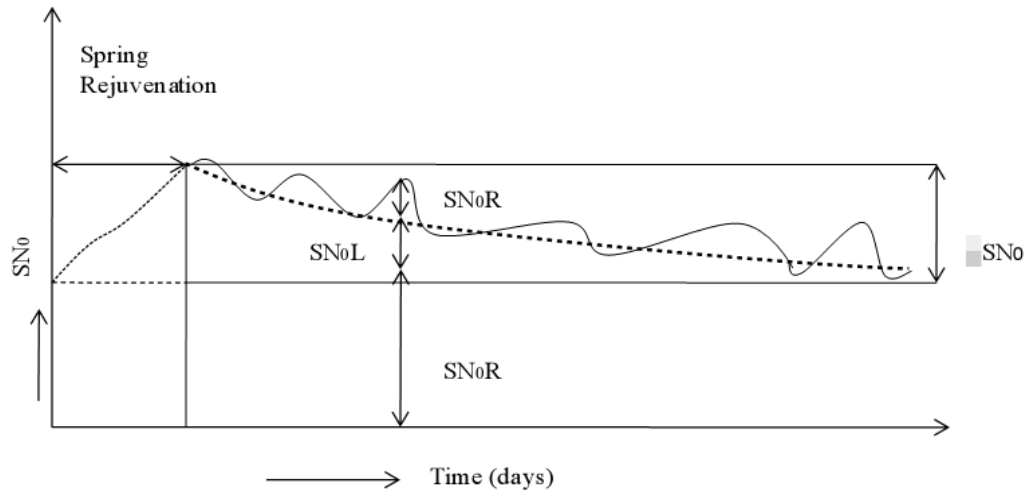


Fig. 5.4 - Aliquota delle variazioni dell'aderenza di breve periodo

Le variazioni di lungo periodo seguono un andamento di tipo esponenziale come mostrato dall'equazione seguente:

in cui:

$\Delta SN_0$  = variazione annual di SN;

$\tau$  = tempo nel quale sopraggiungono effetti di lungo termine;

$t$  = giorni trascorsi dall'inizio del test.

I parametri risultano essere dipendenti dal traffico giornaliero medio (ADT) e dalle proprietà di microtessitura della superficie come indicato nelle equazioni seguenti [30]:

dove

BPN è il valore del British Pendulum Number ;

ADT = è il traffico medio giornaliero.

Le variazioni di breve periodo sono dipendenti da fattori ambientali (temperature, giorni in assenza di pioggia prima dei test). La regressione che meglio interpola i dati sperimentali è la seguente:

dove:

DSF = dry spell factor =  $\ln(t_R + 1)$ ;

$T_p$  = numero di giorni dall'ultima precipitazione di entità pari a 2.5 mm ( $0 < t_R < 7$ );

T = temperature della pavimentazione (°C).

E' necessario tuttavia precisare che il coefficiente di correlazione risulta estremamente basso.

Jayawickrama e Thomas (1998) [31] quantificano la differenza tra i rilievi di aderenza effettuati in inverno e i dati monitorati in estate in 6 SN. Secondo gli stessi autori il processo che principalmente governa il fenomeno delle fluttuazioni stagionali non è di facile comprensione. L'ipotesi generale è che le particelle più fini che si accumulano sulla pavimentazione durante prolungati periodi di assenza di precipitazioni meteoriche, come in estate, innescano processi di levigazione della superficie. Ciò ha come conseguenza diretta non solo una riduzione sostanziale della microtessitura ma anche un decremento della macro a causa della ostruzione dei vuoti e determina, quindi, una riduzione dell'aderenza superficiale. La contaminazione dovuta alla presenza di oli o altre sostanze contaminanti contribuisce ulteriormente alla diminuzione dell'aderenza. Anche i sali utilizzati durante l'inverno per lo scioglimento del ghiaccio determinano ulteriori fenomeni abrasivi di superficie. Le piogge abbondanti durante l'inverno, invece, liberano i pori dalle impurità e determinano, quindi, un nuovo incremento della macrotessitura in primavera e in estate. Conclusioni analoghe si trovano in Saito e Herry (1983) [32], Caltrans (2007) [33], Faung and Hughes (2007) [34]. Kulakowski e Harwood (1990)[35] studiano l'effetto dell'accumulo d'acqua sulla superficie stradale sulla variazione dell'aderenza offerta; in particolare, le conclusioni principali della ricerca sono le seguenti:

- uno spessore del velo idrico di 0.05mm determina una riduzione dell'aderenza variabile fra il 10 ed il 30% rispetto al valore di riferimento in condizioni di superficie asciutta;
- spessori minori (0.025mm) possono ridurre i valori di aderenza anche del 75% rispetto ai livelli di riferimento.

Al fine di quantificare l'effetto della temperatura sull'aderenza superficiale, è necessario considerare quattro diversi contributi:

- temperatura dell'aria ( $T_a$ ),
- temperatura dell' acqua ( $T_w$ )
- temperatura dei pneumatici ( $T_t$ )

- temperatura della pavimentazione ( $T_p$ ).

Tutti i contributi precedentemente elencati risultano correlati alle caratteristiche superficiali del piano di rotolamento (Runkle e Mahone (1980) [36] Hill e Henry (1982) [30] Kummer e Meyer (1962) [37]). In *Tabella 5.1* è riportato un elenco delle principali considerazioni rinvenute in letteratura in merito a tali dipendenze.

Source	Study Location	Type of Temperature	Friction Parameter	Effect of Temperature on Friction
Kummer and Meyer (1962)	Florida	slider rubber temperature	BPN	Coefficient decreases with temperature
Giles, Sabey, and Cardew (1964)	London	$T_a$	Friction Coefficient	Significant temperature effect
Tung, Henry, and Dahir (1977)	Pennsylvania	$T_p$ and average and maximum $T_a$ (day and night time)	$SN_0$	$SN_0$ decreases with temperature
Hill and Henry (1978)	Pennsylvania	$T_p$	$SN_{0R}$ (Short term $SN_0$ )	$SN_{0R}$ decreases with temperature
Dahir and Henry (1979)	Pennsylvania	$T_p$	$SN_0$	$SN_0$ decreases with temperature
Burchett and Rizenbergs (1980)	Kentucky	average $T_a$ during 4 to 8 weeks before test	$SN_{40}$	$SN_{40}$ decreases with temperature
Runkle and Mahone (1980)	Virginia	maximum, minimum, and average $T_a$ on the test day or in one week before test	$SN_{40}$	$SN_{40}$ decreases with temperature
Elkin, Kercher, and Gulen (1980)	Indiana	$T_p$	$SN_{40}$	$SN_{40}$ decreases with temperature
Anderson, Meyer, and Rosenberger (1984)	New York, Virginia, Pennsylvania	$T_a$ during testing	$SN_{40}$	Significant temperature effect
Mitchell, Phillips, and Shah (1986)	Maryland	$T_a$ during testing	$SN_{40}$	No significant effect observed
Oliver, Tredrea, and Pratt (1988)	Australia	$T_p$ and $T_t$	SFC & SRV	SFC & SRV decrease with temperature
Jayawickrama and Thomas (1998)	Texas	$T_a$ during testing (24 hr / 5 days)	$SN_{40}$	$SN_{40}$ decreases with temperature
Luo, Flintsch, and Al-Quadi (2004)	Virginia	pavement temperature	$SN_0$ & PNG	$SN_0$ and PNG decrease with temperature
Wilson (2006)	New Zealand	seasonal variation	SN	Significant variation
de Solminihac and Echaveguren (2007)	Chile	daily temperature oscillations and speed	GT	Skid resistance values measured are higher in the warm seasons
Faungs and Hughes (2007)	Virginia	seasonal variation	SN	Maximum SN values during the winter, minimum values in summer or fall

Tabella 5.1 – La temperatura come variabile di modelli di previsione dell'evoluzione dell'aderenza [38]

Nello studio condotto da Oliver (1980) [39] le variazioni stagionali di aderenza (misurata con Skid Tester) sono state verificate su provini di laboratorio simili a miscele poste in opera in situ. La gamma di valori di BPN registrati ha coperto un range variabile da 15 a 90 unità con variabilità della tessitura superficiale tra 0 e 1,5 mm e di temperatura tra 7 e 59 ° C (da 45 a 138 ° F). Il modello empirico rilevato ha la seguente formulazione analitica:

in cui:

$T$  = temperatura della pavimentazione (°C);

$SRV_T$  = valore di aderenza misurato alla temperatura  $T$ ;

$SRV_{20}$  = valore di aderenza corrispondente alla temperatura di 20°C.

L'effetto della temperatura della ruota sull'aderenza in curva è stato indagato dallo stesso autore [39]; il modello ricavato dall'analisi dei dati sperimentali mostra un decremento dell'aderenza con la temperatura della ruota, a sua volta proporzionale alla temperatura dell'aria:

in cui:

$SFC$  = coefficiente di aderenza misurato con SCRIM alla temperatura  $T$ ;

$T$  = temperatura del pneumatico (°C) calcolata come

$T_a$  = temperatura dell'aria;

$T_p$  = temperatura della pavimentazione (°C).

Luo et al. (2004) [40] analizzano l'effetto della variazione di temperatura sull'evoluzione stagionale dell'aderenza (misurata con dispositivo mobile a diverse velocità con pneumatico liscio e non) per sette pavimentazioni in conglomerato bituminoso in Virginia. Il modello analitico elaborato è il seguente:

$$\frac{SRV_T}{SRV_{20}} = \left( \frac{T - T_a}{T_p - T_a} \right)^n$$

in cui

$SNS(T)$  = aderenza misurata con pneumatico liscio (smooth) alla temperatura  $T$ ;

$SNR(T)$  = aderenza misurata con pneumatico scanalato (rough) alla temperatura  $T$ ;

$T$  = temperature della pavimentazione a 38.1 mm (1.5 in) al di sotto della superficie;

$V$ = velocità dell'apparecchio di misura (km/h).

La variazione di aderenza tra il valore minimo e il massimo annuale è stimata attorno al 30% (Donbavand and Cook, 2004) [41]. Per tale ragione, una pavimentazione che fornisce una adeguata aderenza durante l'inverno può arrivare a soglie molto basse e addirittura minime durante l'estate, con conseguenti rischi per la circolazione veicolare. Il range di variabilità dell'aderenza in funzione della temperatura varia in maniera considerevole da pavimentazione a pavimentazione, principalmente a causa di differenze in termini di tessitura superficiale (Li et al., 2004) [42].

Il modello proposto da Bazlamit e Reza (2005) [43] mostra che un incremento di temperatura pari ad  $1^{\circ}\text{K}$  determina un decremento di BPN (British Pendulum Number) di 0.232:

in cui

$T$ = temperatura in  $^{\circ}\text{K}$ .

La ricerca condotta da Ahammed e Tihe (2009) [44] mostra una relazione analoga a quella proposta nel modello di previsione precedentemente descritto. In accordo con la correlazione ricavata un aumento di  $1^{\circ}\text{C}$  nella temperatura registrata comporta una diminuzione del BPN di 0.35.

con  $T$  temperatura in  $^{\circ}\text{C}$ .

L'andamento della variabilità dell'aderenza registrata sui siti sperimentali è riportato in Fig.5.5, sia per pavimentazioni in conglomerato bituminoso (AC) che per pavimentazioni cementizie.

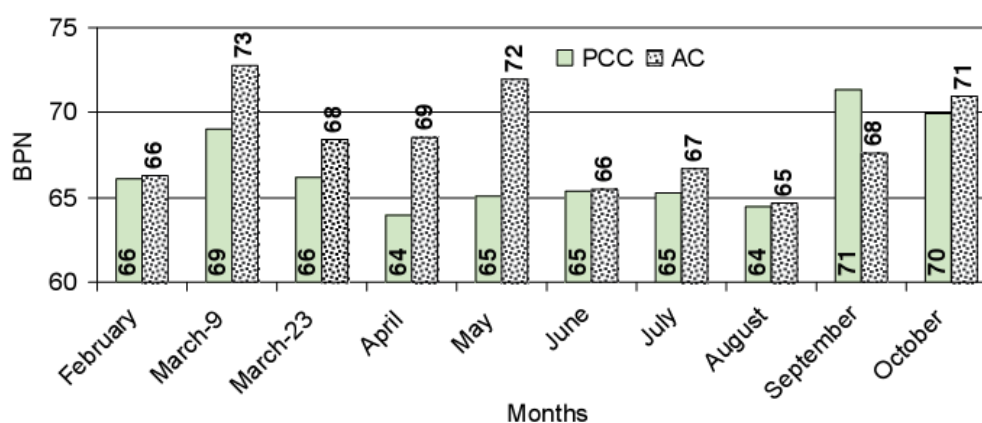


Fig. 5.5 - Variabilità dell'aderenza (BPN) sui siti sperimentali [19]

## 5.5 VARIAZIONI DI LUNGO PERIODO DOVUTE ALL'AZIONE DEL TRAFFICO VEICOLARE

Un comune denominatore dei modelli di degrado presenti in letteratura è quello di avere una matrice empirica; essi, cioè, sono frutto di relazioni funzionali ricavate tra parametri misurati sperimentalmente. Nella fattispecie si è osservato che, in passato, diversi studiosi hanno cercato di sviluppare modelli di degrado dell'aderenza in funzione del traffico, anche se non sempre si è tenuto conto dei problemi relativi alla variabilità delle misure ed alla omogeneizzazione del traffico. Più di recente lo studio dell'evoluzione dell'aderenza è basato sostanzialmente sulla elaborazione di curve di regressione ricavate da campagne di misura della durata di 5/6 anni su una data sezione stradale ed espresse in funzione del traffico cumulato. Il principale inconveniente di tale approccio consiste nel fatto che è estremamente dipendente dal contesto in cui si opera (l'equazione è governata da precise condizioni al contorno) e che è necessario un periodo di monitoraggio non sempre breve [03]. Le sollecitazioni trasmesse dal traffico sono responsabili del progressivo disgregamento e lucidatura degli inerti, e quindi di una diminuzione del livello di tessitura e di aderenza, fino al raggiungimento di un valore terminale. Poiché al traffico va associato non solo un valore di intensità ma anche uno spettro, nasce l'esigenza di individuare un criterio per omogeneizzare opportunamente il "danno" provocato, in termini di diminuzione del livello di aderenza, dalle varie categorie di veicoli. Poiché non sono stati ancora pienamente compresi i fenomeni responsabili della diminuzione di aderenza ad opera del traffico, non esiste un unico criterio che fornisca un fattore di equivalenza tra veicoli diversi. Alcuni studiosi [45], [46] suppongono che il danno sia proporzionale al numero di pneumatici ed all'estensione dell'area di impronta per cui pervengono ad un fattore di equivalenza veicolo pesante/autoveicolo pari a 8.5 – 10. Altri invece [11] suppongono che il danno sia proporzionale anche alle pressioni (normali e/o tangenziali) esercitate dai pneumatici per cui ricavano un fattore di equivalenza veicolo pesante/autoveicolo pari a 40. Si può facilmente verificare che, adottando quest'ultimo valore del fattore di equivalenza e considerando le comuni percentuali di mezzi pesanti per strade a forte traffico (20 – 30 %), nella valutazione del danno totale si commette un errore trascurabile nel considerare il solo traffico cumulato di veicoli commerciali.

Occorre osservare che sulla natura del valore limite di aderenza non esiste un pieno accordo tra gli studiosi. Alcune esperienze [11], [47] hanno infatti evidenziato che il valore finale di aderenza è funzione soltanto delle caratteristiche e dei componenti della miscela messa in

opera mentre altre hanno mostrato che tale valore è dipendente anche dal volume di traffico giornaliero [21], [25]. In altre parole, si è riscontrato che al termine del processo di usura svolto dal traffico viene raggiunta una condizione di equilibrio più che uno stato limite. Tale valore di equilibrio sembra essere inversamente proporzionale all'intensità del traffico giornaliero; è stato poi osservato un aumento di aderenza al diminuire del TGM.

### **5.5.1 Il monitoraggio del traffico veicolare**

Un corretto approccio al problema dell'adeguamento e della manutenzione di una infrastruttura di trasporto e l'elaborazione di opportuni modelli di degrado delle caratteristiche superficiali del piano di rotolamento non possono prescindere, dunque, dalla conoscenza dell'entità del traffico veicolare che interessa direttamente l'infrastruttura.

La tecnologia oggi mette a disposizione una enorme gamma di dispositivi che consentono di acquisire i dati utili allo scopo. Si tratta di dispositivi differenti in relazione alla loro complessità, alle finalità di utilizzo, al grado di accuratezza che sono in grado di offrire, ai costi di installazione, manutenzione e, non ultimo, ai costi di gestione ed elaborazione dei dati acquisiti. Quelli maggiormente impiegati possono essere raggruppati in tre principali famiglie [01]:

- **Weight In Motion (W.I.M.):** utilizzati in simbiosi con le spire induttive i sistemi di pesatura dinamica sono in grado di descrivere in maniera dettagliata ed accurata numerosi parametri caratteristici del deflusso veicolare, quali: volume di traffico, classificazione veicolare, numero di assi, distanziamento tra gli assi, peso complessivo, peso per singolo asse, velocità;
- **Stress In Motion (S.I.M.):** tali sistemi vengono impiegati proprio nell'intento di approfondire lo studio dei complessi fenomeni che hanno luogo all'interfaccia pneumatico-pavimentazione poiché permettono di misurare la distribuzione delle tensioni di contatto che si sviluppano tra un pneumatico in movimento e la superficie stradale in corrispondenza dell'area di impronta. Pertanto, anche e soprattutto con l'ausilio di sistemi S.I.M., si è incominciato ad indagare su come le distribuzioni delle tensioni di contatto possano condizionare l'insorgenza di differenti fenomeni di degrado nelle pavimentazioni.



- Dispositivi di rilievo del traffico: in aggiunta ai dispositivi WIM e SIM, specificamente nati per la misura delle sollecitazioni trasmesse dai veicoli al solido stradale, possono essere di interesse, in tema di progettazione e manutenzione delle pavimentazioni, le informazioni fornite da tutta una serie di altri dispositivi concepiti per il monitoraggio del traffico e la misura dei parametri di deflusso veicolare. La quantificazione e la classificazione dei veicoli in transito costituisce, infatti, un'informazione fondamentale anche nell'ambito del processo di gestione e programmazione delle attività di manutenzione delle infrastrutture viarie, in quanto fornisce una misura diretta del traffico complessivamente sopportato dalla pavimentazione stradale, da cui dipende l'usura della stessa. Per tale finalità è rilevante sottolineare l'importanza della classificazione dei veicoli, rispetto al semplice conteggio, in quanto l'entità delle sollecitazioni trasmesse al manto stradale da ciascun mezzo dipende, in prima battuta, dal peso dello stesso, ovvero dalla sua classe (moto, auto, furgone, camion, autoarticolato, autotreno, autobus). Il rilievo di alcuni dati può essere manuale o automatizzato. I parametri misurati con le tecniche ed i dispositivi di seguito presentati sono in generale le variabili fondamentali del deflusso veicolare: flusso, densità, velocità.

A questi si possono affiancare ulteriori informazioni correlate al traffico ed ai veicoli: grandezze complementari (tasso di occupazione, presenza di un veicolo, lunghezza della coda), caratteristiche dei veicoli e loro classificazione (lunghezza, peso per asse, peso complessivo, altezza), infrazioni (eccesso di velocità, eccesso di carico), condizioni meteorologiche e parametri ambientali (temperatura, umidità, presenza di nebbia, vento, neve, livello di pressione sonora) [01]. Proprio in merito alla valutazione delle procedure di acquisizione dei dati relativi al traffico veicolare la World Bank [48] ha individuato quattro criteri di riferimento di seguito elencati:

- importanza: ogni dato raccolto deve avere una influenza diretta sull'output, altri dati che potrebbero essere considerati interessanti, o possibilmente utili, nel futuro potrebbero essere omessi in favore di quelli che sono essenziali, pertinenti, o di utilizzo immediato;
- adeguatezza: il volume dei dati e la frequenza di aggiornamento degli stessi sono i fattori che determinano maggiormente i costi operativi del sistema di gestione. Il

naturale entusiasmo di rilevare ed inserire nel database ogni tipo di dato deve essere bilanciato, in maniera pragmatica, con il costo per la memorizzazione ed il trattamento. La frequenza con cui i dati sono aggiornati è strettamente correlata con il volume dei dati. I dati che non sono aggiornati sono poco utilizzabili soprattutto se il loro valore cambia rapidamente, ecco perché occorre fissare dei limiti tra il rilievo poco frequente di dati raccolti con precisione e la raccolta meno precisa di dati che devono essere aggiornati frequentemente;

- affidabilità: i livelli di accuratezza ed affidabilità richiesta dei dati possono variare considerevolmente tra le diverse applicazioni, per esempio l'accuratezza della misura del carico di ogni asse deve essere molto più precisa, se si ha l'obiettivo di multare i trasgressori, di quanto non sia necessario per l'analisi strutturale della pavimentazione;
- realizzabilità: l'ampiezza e la qualità di tutti i dati deve essere garantita in termini di risorse finanziarie e di personale disponibile.

Tali criteri risultano di fondamentale importanza nelle operazioni di acquisizione dei dati. È stato dimostrato [49], [50], infatti, come gli errori di stima della vita utile di una pavimentazione stradale, dovuti ad informazioni più o meno precise e complete (dati più o meno dettagliati) possono variare dall'8% al 50%, determinando previsioni di vita utile della pavimentazione fino a due volte maggiori di quelle effettive, con immaginabili conseguenze nella programmazione degli interventi di manutenzione. Ragionamenti simili sono stati condotti per tutti i tipi di ammaloramento ai quali è soggetta nel tempo la sovrastruttura [51], arrivando ad evidenziare, ad esempio, come nella stima del danno legato alla formazione di ormaie l'errore può essere anche del 200% al decrescere dei livelli di definizione degli input di traffico.

## **5.6 PRINCIPALI MODELLI DI DECADIMENTO RINVENUTI IN LETTERATURA.**

Numerosi sono i modelli di previsione del decadimento delle caratteristiche superficiali del piano di rotolamento (aderenza e tessitura) rintracciati in letteratura. Poiché essi forniscono indicazioni in merito al processo evolutivo sia della microtessitura superficiale (espressa in termini di aderenza), sia della macrotessitura, risulta utile, ai fini della trattazione, procedere ad una prima classificazione dei modelli in base a queste due principali macrofamiglie.

All'interno di ciascuna delle due categorie di cui sopra è possibile, poi, individuare dei sottogruppi che potremmo definire "omogenei" di modelli che presentano analogie nella tipologia di variabile dipendente che da essi è possibile ricavare. Una possibile gerarchizzazione viene schematizzata in Fig.5.6.

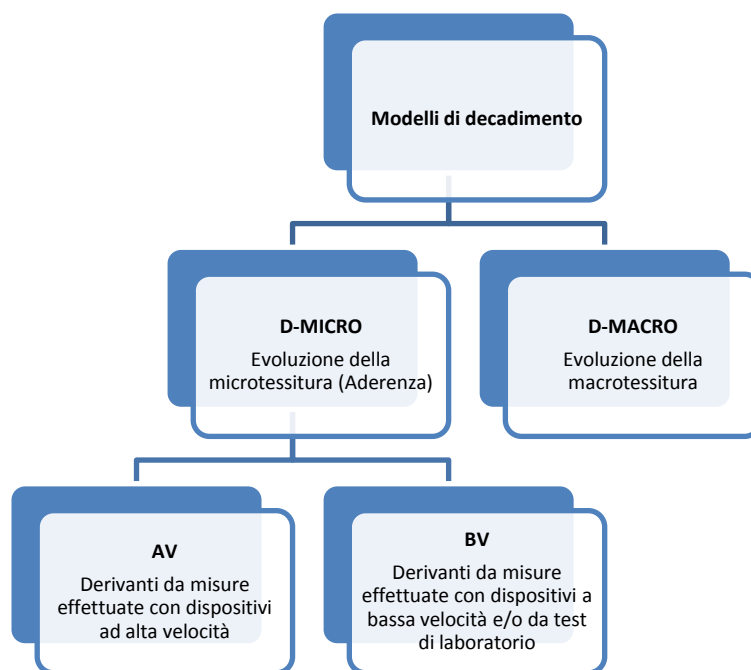


Fig. 5.6 – Possibile classificazione dei modelli di decadimento rinvenuti in letteratura

### 5.6.1 Principali modelli di decadimento (D-MICRO) rinvenuti in letteratura.

I modelli di previsione dell'evoluzione della microtessitura appartenenti a tale classe sono ulteriormente raggruppabili in sottocategorie in base alla metodica di misura impiegata per il rilievo delle caratteristiche di aderenza delle superfici stradali per le quali il modello stesso è stato elaborato. In particolare, da quanto si evince dallo schema di Fig.5.6, è possibile distinguere in base alla strumentazione di rilievo dell'aderenza impiegata, ricorrendo alla medesima classificazione riportata al Capitolo 3 della presente tesi, due classi di modelli così identificabili nel prosieguo della trattazione:

- “modelli AV”: derivanti da misure effettuate con dispositivi ad alta velocità (a ruota bloccata, a scorrimento fisso o variabile, ad angolo di deriva imposto<sup>1</sup>);
- “modelli BV”: derivanti da misure effettuate con strumentazioni a bassa velocità (sostanzialmente si tratta di modelli previsionali del BPN) e da test di levigabilità

<sup>1</sup> Cfr. classificazione delle strumentazioni di misura dell'aderenza al Cap. 3.

accelerata su provini di conglomerato bituminoso confezionati ad hoc in laboratorio ai fini della simulazione dell'azione esercitata in situ dal traffico veicolare.

La *Tabella 5.2* fornisce un elenco dettagliato dei modelli di evoluzione della microtessitura afferenti alla classe "D-MICRO-AV"; ciascuna espressione analitica ivi elencata verrà successivamente analizzata e descritta in maniera più approfondita in termini di variabili considerate, condizioni al contorno e osservazioni sulla rispondenza dei dati di previsione da modello con i dati sperimentali misurati.

MODELLI D-MICRO-AV	
Fonte bibliografica	Espressione analitica
Emery et al. I, II [52]	
Russel [53]	
Awoke, Goulias [54]	
TRL [55]	$CAT_{50}=0.024-0.0000663 \cdot \quad +0.010 \cdot$
New Zealand Transport Ag. [56]	
D'Apuzzo M. [03]	
Huschek S. [57]	
Ahammed M. [58]	
D'Apuzzo M., Nicolosi V. [14]	—
Autostrade I, II, III [03]	
HDM 4 – Banca Mondiale [03]	
Modello Colonna I, II [03]	
Praticò F. [59]	$F = F_1 + F_2 \cdot e^{\left[ \frac{y}{y^*} \cdot L_n  0.001  \right]} + F_3 \cdot \prod_{\tau=1}^{\tau\tau} \sin(2 \cdot \pi \cdot fre_i - \varphi_i)$

Tabella 5.2 – Principali modelli D-MICRO-AV rinvenuti in letteratura

Emery et al. I, II [52]

Due sono i modelli di decadimento elaborati da Emery et al, uno (I) relativo alla previsione del fenomeno evolutivo dell'aderenza per strade con traffico elevato, l'altro (II) per infrastrutture stradali con traffico veicolare di modesta entità. Tale distinzione si è rivelata necessaria a causa delle forti differenze registrate nei valori di aderenza misurati sulle diverse tipologie di strade prima menzionate. Il modello I è stato elaborato utilizzando i dati di aderenza (misurata in accordo alla norma ASTM E 247-79 con dispositivo a ruota bloccata a 100 Km/h) registrati lungo 3 anni di rilievi effettuati su due autostrade di Toronto (Highway 401 e Highway 7). I parametri statisticamente significativi del modello sono:

- proprietà meccaniche del conglomerato (Stabilità e scorrimento Marshall);
- caratteristiche volumetriche della miscela (percentuale dei vuoti);
- traffico equivalente.

Per pavimentazioni stradali chiuse, in riferimento ai valori misurati sulle sezioni dell'autostrada 401, il modello assume la seguente formulazione matematica:

dove:

$SN_{100}$ : Skid Number misurato a 100 Km/h (ASTMS E-274);

MS: Stabilità Marshall;

FLOW: Scorrimento Marshall (0.25 mm);

VOIDS: percentuale dei vuoti nella miscela;

EQT(F): traffico equivalente, calcolato con la seguente formula:

$$EQT(F) = (3 \cdot 10^{-5}) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{F-1}{100} \right) \cdot COMM \right] \cdot AGE \cdot ADDT$$

in cui F è il fattore di equivalenza per i veicoli commerciali, AGE (in mesi) è pari alla vita utile della pavimentazione, COMM rappresenta la percentuale di veicoli commerciali e ADDT il traffico giornaliero medio annuo. Il coefficiente di correlazione calcolato per il modello in questione è pari a  $R^2 = 0.926$ .

L'equazione analitica del modello mostra come al crescere della Stabilità Marshall caratteristica della miscela di conglomerato bituminoso si ottengano valori di aderenza più elevata. Il fenomeno è attribuibile, secondo gli autori, ad un incremento della capacità della miscela nella resistenza alla dispersione degli aggregati nella matrice bituminosa del

conglomerato. Anche il segno positivo associato al termine FLOW indica una proporzionalità diretta fra aderenza e scorrimento, il che risulta in forte contraddizione con quanto precedentemente affermato, evidenziando alcune limitazioni intrinseche al modello previsionale. Tuttavia, a tal proposito, non vengono fornite considerazioni esaustive.

Il modello II, elaborato per strade con bassi volumi di traffico, ha la seguente espressione analitica:

con evidente analogia dei termini esplicitati per il modello I. Il coefficiente di correlazione calcolato per il modello in questione è pari a  $R^2=0.865$ .

Dal confronto fra le due equazioni si evince come la dipendenza dalle caratteristiche volumetriche dello strato di superficie sia maggiormente rilevante per le pavimentazioni con bassi livelli di traffico; viceversa le caratteristiche meccaniche della miscela sembrano influenzare in maniera più significativa l'evoluzione dell'aderenza per pavimentazioni soggette a livelli di traffico elevati.

#### Russel [53]

Il modello consente di calcolare il coefficiente di attrito FN (Friction Number) a partire dalle caratteristiche dei materiali costituenti la miscela e dal traffico cumulato. Il modello, elaborato da Russel, è stato utilizzato nell'ambito di una ricerca promossa dal Midwest Regional University Transportation Center e condotta presso il Wisconsin Departement of Transportation (WisDOT).

L'espressione analitica attraverso la quale è valutabile la variabilità temporale del coefficiente di aderenza è la seguente:

in cui:

FN: coefficiente di aderenza misurato con dispositivo a ruota bloccata a 40 mph;

D: percentuale di aggregato di natura dolomitica nella miscela;

LAVP: numero di passaggi veicolari cumulati per corsia ;

LAWEAR: perdita in peso degli aggregati valutata attraverso la prova Los Angeles.

Il modello stabilisce un valore minimo desiderabile di FN pari a 35.

*Awoke e Goulias [54]*

Il modello di decadimento elaborato è basato sui dati reperiti nel database del Maryland PMS, relativamente al periodo 2000-2006. La formulazione matematica è la seguente:

Le variabili contenute nell'equazione rappresentano rispettivamente:

FN: Friction Number (misurato con dispositivo a ruota bloccata e pneumatico scanalato);

X1: velocità veicolare(mph);

X2: traffico giornaliero medio annuo;

X3: numero di anni dall'ultimo intervento di manutenzione sulla pavimentazione.

Dall'equazione è possibile evincere come l'aderenza diminuisca all'aumentare della velocità del veicolo, così come all'aumentare del traffico; al contrario FN risulta inversamente proporzionale all'età della pavimentazione. Tali osservazioni sono, tuttavia, consolidate da tempo da studi analoghi.

*Modello "Transport Research Laboratory"[55]*

Oltre ai numerosi studi in merito alla qualità degli aggregati lapidei costituenti le miscele di conglomerato bituminoso, il TRL (Transport and Road Research Laboratory) ha condotto anche una ricerca relativamente alla elaborazione di un modello matematico di correlazione fra il volume di veicoli commerciali transitanti su una sezione stradale e le caratteristiche meccanico-fisiche degli aggregati costituenti la miscela con cui è realizzata la pavimentazione. Questo lavoro ha portato all'elaborazione di un modello analitico di decadimento dell'aderenza finalizzato alla preparazione della cosiddetta "relative risk rating charts", attualmente utilizzata in Inghilterra nelle attività di manutenzione stradale e più di recente aggiornata dall'Highway Agency. Il principio su cui si basa tale modello è che dopo 1 anno il livello di aderenza del manto stradale, misurato con il CAT, secondo le norme inglesi a velocità di 50 km/h, raggiunge un valore di equilibrio dipendente dall'intensità del traffico giornaliero medio di veicoli pesanti e dalle caratteristiche di levigabilità degli inerti qualificate attraverso il PSV fornito dalla prova di levigabilità accelerata. La relazione ricavata è la seguente:

$$CAT_{50}=0.024-0.0000663 \cdot \quad +0.010 \cdot \quad (R^2=0.85)$$

con CVD Traffico giornaliero medio dei veicoli pesanti (con peso scarico maggiore di 1.5t) e PSV Polished Stone Value degli aggregati lapidei.

L'equazione caratteristica del modello elaborato è la seguente:

New Zealand Transport Agency [56]

Il modello di decadimento è stato proposto al fine di investigare la variabilità delle performance di aderenza di pavimentazioni tipo "chipseal", appartenenti a tronchi autostradali, in funzione delle qualità degli aggregati e per diverse condizioni di traffico veicolare pesante. L'analisi di regressione è stata condotta a partire da misure di aderenza con apparecchio SCRIM acquisite dal 1998 sui tronchi autostradali per 47 sezioni ivi localizzate e in 18 diverse campagne di acquisizione dati distribuite nel tempo.

Il modello di regressione elaborato ha la seguente formulazione analitica:

in cui:

: coefficiente di aderenza previsto (SCRIM), mediato sui valori acquisiti durante le campagne di misura negli anni 1998-2001;

PSV: polished stone value;

CHCV: numero di veicoli commerciali pesanti per corsia (in milioni), pari a: 0.0003 ,  
in cui il termine 0.0003 rappresenta il numero di giorni operativi all'anno ( $300/10^6$ ), HCV il numero di veicoli commerciali con massa maggiore di 3.5t/corsia/giorno e il termine AGE rappresenta l'età della pavimentazione espressa in anni;

ALD: il valore medio della dimensione più piccola degli aggregati (mm)

Il coefficiente di correlazione del modello è pari a:  $R^2=0.35$

Huschek [57]

Fra le leggi di evoluzione dell'aderenza nel tempo quella di Huschek (2004) ha la seguente formulazione matematica:

dove

coefficiente di aderenza misurato con apparecchio SCRIM;

t: tempo (in anni) dalla data di costruzione della pavimentazione;

a, b: coefficienti da determinare empiricamente.



*Mohammed Alauddin Ahammed [58]*

L'analisi statistica alla base dell'elaborazione del modello è stata implementata attraverso il software SPPSS Statistic Version 15.0.

Per lo studio della variabilità dell'aderenza su pavimentazioni in conglomerato bituminoso e cementizio nel lungo periodo e la costruzione dei relativi modelli di decadimento sono stati utilizzati i dati contenuti nel database LTPP (DataPave) della US Federal Highway Administration. Per le pavimentazioni in conglomerato bituminoso sono stati selezionati e analizzati i dati relativi a 256 sezioni in 33 stati/province. Per ciascuna di esse è stato determinato il valore di Skid Number medio fra le varie misurazioni, identificato come caratteristico della sezione stessa ad ogni livello di età. E' stato determinato il tempo intercorrente tra le diverse campagne di misura (anni) ed è stata quindi calcolata l'età complessiva di ciascuna sezione. Le misure di temperatura e di velocità sono state trasformate opportunamente nel sistema metrico. Il traffico giornaliero medio annuale e la percentuale di veicoli pesanti sono stati estrapolati dai dati di traffico relativi ai periodi di misura; successivamente si è proceduto al calcolo dei valori di traffico cumulato. E' stata altresì determinata la percentuale media di giorni umidi all'anno (numero di giorni umidi in 1 anno) e la temperatura media annuale calcolata attraverso i dati meteorologici dal 1986 al 2005 (20 anni). Sono stati infine calcolati i valori medi di stabilità Marshall, scorrimento e percentuale dei vuoti per ciascuna miscela di ogni sezione esaminata. Per ogni miscela sono stati poi reperiti i dati relativi alla percentuale di aggregato grosso e alla dimensione massima degli aggregati.

Nello studio del processo di evoluzione dell'aderenza per pavimentazioni in conglomerato bituminoso i dati relativi alla temperatura media annuale e alla percentuale di giorni umidi nell'anno sono risultati essere irrilevanti al fine della costruzione del modello stesso. Al contrario, i codici che definiscono la regione climatica di riferimento per la zona oggetto di campagne sperimentali, si sono rivelati statisticamente significativi. La correlazione fra aderenza e proprietà meccanico-volumetriche del conglomerato bituminoso si sono mostrate anch'esse poco significative nell'elaborazione del modello. Uno studio condotto dal CPATT (Centre for Pavement and Transportation Technology – Università di Waterloo) ha inoltre dimostrato come né i valori di percentuale dei vuoti della miscela di conglomerato, né la percentuale di vuoti della miscela di soli aggregati lapidei, siano significativi a livello statistico

per la correlazione con i valori di SN. Anche la percentuale di aggregato grosso e la massima dimensione degli aggregati sono stati identificati come parametri statisticamente non significativi per le variazioni di aderenza di lungo periodo. L'età della pavimentazione e i passaggi di traffico cumulato sono invece significativi.

I modelli elaborati sono due:

in cui

SNs= Skid Numer alla velocità V con Dynatest Friction Tester;

S= velocità del veicolo test (Km/h);

Y=età della pavimentazione;

V= numero passaggi cumulati del traffico (in milioni);

T= temperatura (in °C) registrata durante la prova;

DW= codici di condizioni meteorologiche Dry /Wet (clima secco, dry=1; clima umido, wet=0);

FNF= codici di condizioni meteorologiche Freeze /No Freeze (No Freeze=1; Freeze=0).

I coefficienti di correlazione per i due modelli sono rispettivamente  $R^2 = 0.484$  e  $R^2 = 0.412$ . Tuttavia, tutte le variabili di previsione per entrambi i modelli sono statisticamente significative al 5% di livello di significatività. La significatività dei valori di DW e FNF dimostra come i fattori ambientali abbiano rilevanza per la previsione dell'evoluzione delle condizioni di aderenza per pavimentazioni in conglomerato bituminoso. Il modelli mostrano, inoltre, come per le pavimentazioni in conglomerato bituminoso i valori di aderenza diminuiscono di 1.2SN all'anno o, in maniera equivalente, di 0.27SN per milione di passaggi dei veicoli. Se il clima è prevalentemente freddo i valori si riducono di 3/4 SN.

D'apuzzo M., Nicolosi V.[14]

Nel modello matematico proposto i fattori legati al traffico e alla pavimentazione sono stati assunti come variabili principali indipendenti che determinano la levigazione degli inerti. Il traffico è la principale variabile indipendente in un modello di decadimento; tuttavia è chiaro che diverse tipologie di veicoli inducono un danno diverso (supponendo le rimanenti condizioni al contorno costanti). Per cui è necessario individuare un criterio attraverso il quale poter distinguere il danno indotto da un certo veicolo da quello dovuto ad un altro. Sono stati

proposti diversi criteri di equivalenza ma la maggior parte degli autori afferma che il danno indotto dai veicoli leggeri è irrilevante se comparato a quello dovuto ai veicoli commerciali; sono in alcuni studi sono stati distinti gli effetti dovuti alle diverse tipologie veicolari.

Il concetto di fondo è che il danno indotto dalla ruota sulla pavimentazione è proporzionale all'energia dissipata nel processo di usura del pneumatico.

Per ciò che riguarda l'usura del pneumatico è stato sviluppato un approccio di tipo energetico.

Il problema viene di solito affrontato suddividendo il fenomeno in due fasi distinte:

1. valutazione dell'energia dissipata per distanza unitaria percorsa;
2. valutazione dell'aliquota di usura del pneumatico in funzione dell'energia applicata.

La fase 1 è influenzata dalle caratteristiche del pneumatico e del veicolo e dalle condizioni ambientali/operative (comportamento utente); la fase 2, invece, è governata dalla tessitura superficiale, dalla composizione della gomma, dalla temperatura e dalla presenza di eventuali agenti contaminanti all'interfaccia pneumatico-pavimentazione.

Secondo Moore, come riportato da Bennett e altri (2001) l'energia dissipata nel rotolamento può essere stimata attraverso la seguente espressione:

(1)

dove

Ed: Energia dissipata per distanza unitaria percorsa;

: coefficiente di attrito longitudinale o trasversale;

N: forza normale trasmessa dalla ruota;

scorrimento longitudinale o trasversale.

Per valori di piccoli si ha:

— (2)

in cui:

: coefficiente di slittamento longitudinale o trasversale (funzione delle proprietà geometriche e meccaniche della ruota);

: forza di attrito longitudinale o trasversale;

n: valore sperimentale che può essere assunto pari ad 1.

Combinando le equazioni (1) e (2) si ottiene:

La valutazione dell'energia trasferita alla superficie, dovuta al movimento della ruota, può essere valutata presupponendo le seguenti considerazioni: se la ruota si muove su una lunghezza  $x$ , alla superficie viene trasmessa un'energia pari a  $E = k \cdot x$ ; se si assume un'area di impronta rettangolare di dimensioni  $A$ , il "danno" arrecato alla superficie e l'energia sono legati dalla seguente espressione:

in cui  $E/A$  rappresenta l'energia dissipata per unità di superficie mentre  $A$  è l'area stessa della superficie.

Le forze longitudinali e trasversali compongono una forza totale calcolabile come segue:

dove

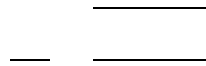
$\mu$  è il coefficiente di attrito totale richiesto.

Quindi si ottiene:

Si definisce quindi il *fattore di danno equivalente*, al fine di valutare l'"aggressività" dei diversi veicoli in un campione di traffico. Si assume, quindi, come riferimento il danno relativo indotto da una tipologia  $i$ -esima di veicolo calcolato come segue:

$$DR_i = \frac{\sum_{j=1}^{nw_i} k_{i,j} \cdot \mu^2 \cdot N_{i,j} \cdot r_{i,j}}{\sum_{j=1}^4 k_{lv,j} \cdot \mu^2 \cdot N_{lv,j} \cdot r_{lv,j}}$$

Al numeratore il calcolo è riferito al veicolo  $i$ -esimo, mentre il denominatore si riferisce ad un veicolo standard leggero con 4 ruote. Assumendo che il carico verticale possa essere equamente ripartito fra le ruote la pressione sul singolo pneumatico vale:



Per cui il danno relativo è pari a:

$$DR_i = \frac{k_i \cdot W_i \cdot \sqrt{\frac{W_i}{nw_i \cdot P \cdot \pi}}}{k_{lv} \cdot W_{lv} \cdot \sqrt{\frac{W_{lv}}{nw_{lv} \cdot P \cdot \pi}}}$$

Il danno è legato al carico da una legge di potenza 1.5 per cui anche il contributo del traffico leggero non è trascurabile nel processo di decadimento. E' possibile, dunque, determinare il danno cumulato espresso in termini di numero di passaggi dei veicoli leggeri dopo i anni:

dove:

: traffico giornaliero medio annuo;

$i$ : numero di anni in esercizio della pavimentazione;

FHW: frazione di veicoli pesanti sul traffico totale;

DR': media pesata del danno equivalente

In ogni caso, per un valore unitario di energia trasmessa alla superficie stradale, l'aliquota di danno è principalmente dovuta alla qualità dell'aggregato impiegato nella miscela di conglomerato. E' quindi necessario considerare un'ulteriore variabile indipendente che prenda in considerazione un fattore di quantificazione del processo di levigazione degli aggregati. La composizione mineralogica degli aggregati è universalmente nota come il principale fattore di discriminazione nel processo di levigazione. Al fine di considerare le performance degli aggregati nel processo di levigazione è necessario quantificare la proporzione delle diverse frazioni mineralogiche. E' stato quindi introdotto il concetto di Aggregate Exposure Factor, definito secondo le seguenti ipotesi:

1. la frazione superficiale di un componente della miscela (bitume, aggregati o vuoti) può essere considerata uguale alla sua frazione granulometrica;
2. aggregati di 2mm possono contribuire al livello della microtessitura di tutta la miscela;
3. le due principali varietà mineralogiche da considerare sono basalto e argilla.

Note tutte le proprietà volumetriche e la composizione mineralogica della miscela è possibile definire il BEF che rappresenta il rapporto fra la frazione volumetrica di basalto rispetto a

quella totale dell'aggregato per dimensioni maggiori di 2mm.

Definite le due variabili principali indipendenti è possibile ottenere la formulazione analitica del modello:

—

a, b, c, d, e sono coefficienti determinati sperimentalmente.

I valori di aderenza espressi in termini di coefficiente di aderenza (SFC), determinati attraverso apparecchio SCRIM, e i valori di macrotestitura (TXT), oggetto di analisi della ricerca [], sono stati misurati su due strade della rete ANAS (Napoli) nel 2003. Le strade in questione sono state scelte per il numero di strati di usura di diversa età interessate da diversi spettri di traffico. Il nastro stradale esaminato ha una lunghezza complessiva di 136 km con unica carreggiata a due corsie; alcuni rilievi hanno interessato anche una parte dell'infrastruttura a due carreggiate. Insieme alle misure di aderenza sono stati determinati i seguenti parametri:

- età della pavimentazione;
- proprietà volumetriche della miscela;
- composizione mineralogica degli aggregati;
- spettri dei flussi di traffico.

Il coefficiente di correlazione del modello è pari a 0.80

#### Modelli di degrado "autostrade"[03]

Il parametro descrittivo è il CAT misurato con l'apparecchio SCRIM. Il traffico è quello cumulato dei veicoli commerciali (trasformazione in veicoli equivalenti). Un'ultima elaborazione del modello ha portato alla seguente relazione analitica:

con TCVP traffico cumulato dei veicoli pesanti.

#### Modelli "HDM" [03]

Tali modelli non derivano da indagini sperimentali condotte ad hoc ai fini dell'elaborazione analitica ma da un'analisi bibliografica della letteratura in materia. Essi prevedono l'impiego di coefficienti di calibrazione per adattarli ai diversi contesti internazionali scontando, però, una

maggiore imprecisione. Il parametro descrittivo dell'aderenza è anche in questo caso il CAT misurato con ruota in deriva a 50 Km/h.

dove  $CAT_i$  è il valore dell'indice alla fine dell'i-esimo anno,  $\Delta CAT_i$  è la variazione del CAT nell'anno i-esimo,  $V_i$  è il volume giornaliero di traffico pesante nell'anno i-esimo [veic/corsia/gg],  $K$  è un fattore di calibrazione.

#### Modelli "colonna" [03]

La relazione è stata determinata a valle di uno studio della variabilità delle caratteristiche di tessitura lungo la sezione trasversale accanto all'analisi delle traiettorie del veicolo ed al rilievo del traffico. L'aderenza è espressa attraverso lo Skid Number misurato a ruota bloccata a 64 km /h (norme ASTM) ed il Numero di pneumatici omogeneizzati (NPO), parametro descrittivo del traffico e del numero di pneumatici equivalenti leggeri complessivi  $n_{eq}$

dove NPO è dato dalla seguente relazione, funzione anche del traffico medio giornaliero (TGM) e della percentuale dei veicoli pesanti p:

$$n_{eq} = 365 \cdot TGM \cdot (4 + 0.3p)$$

#### Praticò F.G. [59]

Sulla base della letteratura scientifica internazionale in materia viene proposta la seguente espressione analitica di previsione dell'evoluzione dell'aderenza a causa del fenomeno di decadimento indotto dalle condizioni ambientali e dal traffico veicolare (cfr. Fig.5.7):

$$F = F_1 + F_2 \cdot e^{\left[ \frac{Y}{Y^*} \cdot Ln | 0.001 | \right]} + F_3 \cdot \prod_{\tau=1}^{\tau\tau} sen(2 \cdot \pi \cdot fre_i - \varphi_i)$$

per la quale è possibile fornire le seguenti indicazioni:

- gli effetti sull'aderenza dovuti variazioni di tipo stagionali, mensili e giornaliero vengono considerati in base alle diverse frequenze ( $fre_i$ ); in questo caso non viene preso in considerazione l'incremento classico di aderenza nelle prime fasi di vita della pavimentazione dovuto al fenomeno di spogliamento degli inerti;

- il valore terminale  $F_1$  dipende dalla durezza dell'aggregato lapideo, e in particolare dal Polishing Stone Value (PSV, determinabile tramite British Standard BS 812, o CNR BU 140/92) e dalla resistenza alla frammentazione degli inerti valutata tramite prova Los Angeles (o micro-Deval);
- il tempo (espresso in anni) necessario al raggiungimento di un valore pseudo costante di aderenza è quantificabile generalmente in un intervallo variabile dai 2 ai 4 anni dall'apertura al traffico della pavimentazione (in funzione del traffico e delle proprietà degli aggregati), corrispondente a 2 milioni di passaggi cumulati di veicoli;
- $F_2 \cdot F_1^{-1}$  assumono valori pari a  $0.8 \sim 1.1$  per aggregati provenienti da rocce sedimentarie e  $0.5 \sim 1.4$  per rocce ignee;
- $F_3 \cdot F_1^{-1}$  possono assumere valori pari  $0.1 \sim 0.3$ .

La Fig.5.7 fornisce una rappresentazione grafica semplificata del modello con, alla base, le ipotesi precedentemente elencate. Nel grafico in questione le variabili assumono i seguenti valori:  $Y^*=4$ ,  $F_1=47$ ;  $F_2=38$ ,  $fre_1=1\text{year}^{-1}$ ,  $\phi_1=\phi_2=0$ ;  $fre_2=4\text{ year}^{-1}$ ,  $F_3 \cdot F_1^{-1}=0.22$ . La curva rappresentata con linea puntinata è riferita al caso di  $fre_2=0$ .

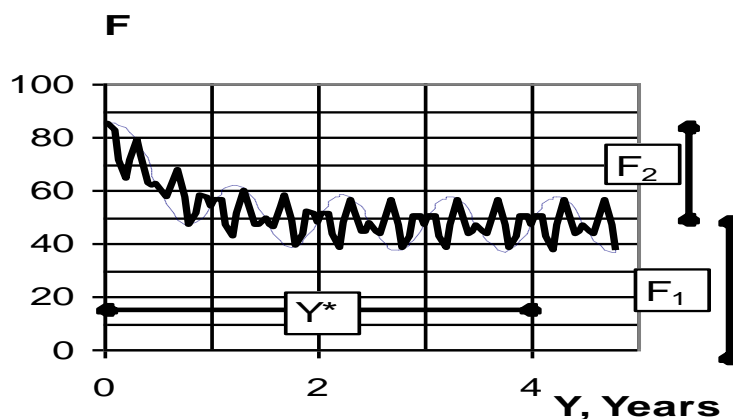


Fig. 5.7 – Rappresentazione grafica del modello [59]

In Tabella 5.3, inoltre, vengono elencati i principali modelli di previsione dell'evoluzione temporale dell'aderenza misurata con strumentazioni a bassa velocità (definiti modelli "D-MICRO-BV"), nonché attraverso prove di laboratorio atte a simulare l'azione del traffico veicolare agente su pavimentazioni stradali poste in opera. Anche in questo caso i modelli elencati verranno successivamente descritti nelle loro variabili rappresentative



MODELLI D-MICRO-BV	
Fonte bibliografica	Espressione analitica
D'Apuzzo [03]	
Do et al. [61]	

Tabella 5.3 – Principali modelli D-MICRO-BV rinvenuti in letteratura

D'Apuzzo [03]

Il modello elaborato da D'Apuzzo ha la seguente espressione analitica:

con numero di passaggi di assi equivalenti cumulati sulla pavimentazione;

a, b coefficienti da determinare empiricamente.

Minh-Tan Do, Zhenzhong Tang, Malal Kane, Francois De Larrard [60]

La maggior parte dei test di laboratorio hanno lo scopo di simulare il fenomeno di usura detto levigazione, al fine di trovare il valore minimo di aderenza raggiungibile. Scopo dello studio in questione [ ] è quello di sviluppare un modello che descriva la curva di evoluzione globale dell'aderenza al fine di poter comparare successivamente tale curva con i dati acquisiti in situ, nonché ricercare possibili correlazioni fra l'effetto indotto dal test di levigabilità, eseguito in laboratorio, e i livelli di traffico agenti sulla pavimentazione in situ.

Oltre alla prova classica utilizzata per la determinazione del PSV (Polished Stone Value) degli aggregati, esistono altre strumentazioni atte a quantificare l'evoluzione dell'aderenza di provini in conglomerato bituminoso simulando l'azione del traffico veicolare. In questo lavoro di ricerca [ ] è stata utilizzata la Wehner e Schulze Polishing Machine (WS). La macchina è costituita da due teste radenti che servono a misurare la levigabilità e l'aderenza superficiale. I provini sono di diametro 22.5cm (estratti in situ o confezionati in laboratorio). Il test (su sabbia o pietrisco) usa dischi composti da grani inseriti in una matrice di resina. La levigazione si effettua con 3 coni di gomma montati su una delle teste radenti e scorrevoli sulla superficie del provino. La frequenza di rotazione della testa è di 5000 giri/min (circa 17 Km/h). La pressione di contatto è di 0.4 N/mm<sup>2</sup> (quella di una ruota è di circa 0.2). La percentuale di scorrimento varia tra 0.5 e 1% pari circa a quella della ruota reale. Un fluido composto da acqua e liquido abrasivo viene versato sulla superficie dei provini durante la prova di levigazione. La corona che rappresenta la zona levigata è di 16 cm di diametro e spessa 6 cm. I provini, a fine prova,

vengono puliti con un getto di vapore. Successivamente il singolo provino viene posto sulla testa di misura che è composta da 3 piccole imbottiture di gomma disposte a 120°. La pressione è di 0.2N/mm<sup>2</sup>. Quindi si attiva la seconda testa a velocità di 100 Km/h. Quando la velocità raggiunge il valore di 90 Km/h viene spruzzata dell'acqua in superficie: la rotazione viene bloccata dall'attrito che si sviluppa fra la gomma e la superficie del provino. Il valore misurato a 60Km/h coincide con il valore di attrito misurato con apparecchio SCRIM.

Durante la prova di levigazione il provino viene levigato con 180000 rotazioni con uno stop a 80000 giri al fine di effettuare l'operazione di "sabbatura" per simulare l'influenza delle condizioni ambientali sul processo.

Per costruire la curva di evoluzione dell'aderenza vengono effettuate più interruzioni della prova ogni 1000 rotazioni. Il provino viene rimosso a 90000 giri con conseguente misura della microtessitura. Le misure di attrito sono direttamente fornite dalla macchina WS. Vengono usati sensori laser per la misura di micro e macrotessitura. La macrotessitura viene rilevata al centro del provino (zona che rimane immutata per tutta la prova). Vengono tracciati 1024 profili paralleli di 1024 punti ogni 0,1 mm. Le misure di microtessitura vengono condotte sulla zona levigata con il tracciamento di 15 profili paralleli di lunghezza maggiore di 70 mm, distanziati di 0.5mm e campionati ogni 0.01 mm.

L'obiettivo principale della sperimentazione è quello di trovare una correlazione tra i test di laboratorio e i risultati delle misure in situ. Sono state individuate diverse sezioni di strade di nuova costruzione al fine di tracciare l'evoluzione dell'aderenza a partire dal completamento della costruzione. Altre sezioni stradali sono state individuate al fine di stabilire una correlazione fra il numero di rotazioni sulla WS e i volumi di traffico reali.

La scelta dei siti sperimentali dipende da specifiche caratteristiche (materiali e traffico) e dalla possibilità di prelevare campioni all'atto della stesa e in esercizio. Sono stati scelti 3 siti con le seguenti tipologie di pavimentazioni:

- SCAC: semi-coarse asphalt concrete;
- VTAC (0/6): very thin asphalt concrete;
- VTAC (0/10): very thin asphalt concrete.

Circa un mese dopo l'apertura al traffico della strada sono stati prelevati 10 campioni; un provino è stato conservato come riferimento e uno esposto all'atmosfera per verificare l'influenza delle condizioni ambientali. Altri provini sono stati estratti ogni 6 mesi: 2/3 dalla

corsia di destra e 1 dal ciglio della corsia ogni 10 m; sono stati tutti tagliati al fine di far rimanere solo i 4 cm superiori. Allo stesso tempo gli aggregati impiegati nelle diverse miscele sono stati utilizzati per produrre dischi da sottoporre a prova secondo la seguente procedura:

- i dischi confezionati secondo dimensioni standardizzate (diametro 22.5cm);
- il materiale è reso il più possibile omogeneo e uniforme nella disposizione; gli interstizi rimasti vengono riempiti con sabbia Fontainbleau;
- la sabbia viene fissata con un'apposita resina al resto del materiale e il provino viene ripulito;
- una volta stesa la resina il provino risulta essere completamente "chiuso".

L'evoluzione del coefficiente di aderenza simulato con la WS machine è mostrato in figura 1

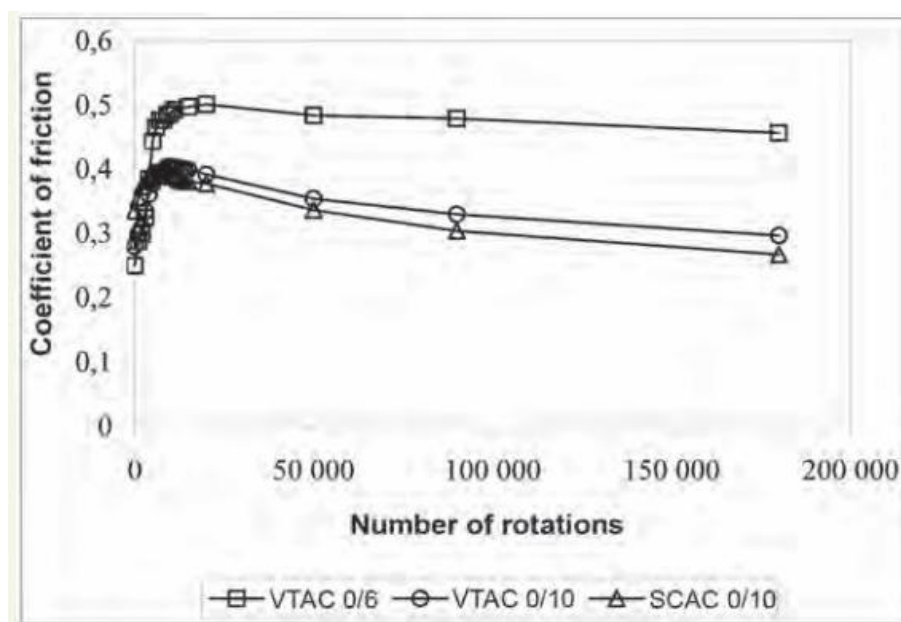


Fig. 5.8 – Evoluzione dell'aderenza al crescere del numero di giri della WS Machine [60]

Nel grafico di Fig.5.8 è possibile distinguere 2 zone: una fase iniziale di aumento dell'attrito fino ad un valore massimo e un successivo decremento. Questo trend è sicuramente realistico. Ci sono differenze importanti fra le tre tipologie di miscele coerenti con alcuni dati di input. Ad esempio il numero di rotazioni per il quale si registra un valore di aderenza massimo è di 6000 per la miscela SCAC, 10000 per VTAC(0/10) e 20000 per VTAC(0/6). Questo fenomeno è giustificato dal fatto che dopo la posa in opera lo strato di bitume superficiale è più spesso per il VTAC che per il SCAC, quindi è necessario un tempo maggiore per rimuoverlo dalla superficie degli inerti. L'aderenza raggiunge il valore più alto in assoluto per la miscela VTAC(0/6) grazie

alla composizione granulometrica ricca di frazioni più fini. Infine, si osserva una maggiore stabilità dell'aderenza, dopo la fase iniziale, per la miscela VTAC 0/6.

La fase di confronto fra l'evoluzione simulata in laboratorio e quella osservata in situ è senza dubbio quella più critica per validare i risultati. Analizzando i dati si osserva che:

- sia in laboratorio che in situ si registra un aumento di aderenza che si stabilizza a circa 2 anni dall'apertura al traffico della strada;
- il valore di aderenza massimo simulato è simile a quello misurato in situ;

Alla base dello studio della correlazione fra levigazione e volumi di traffico ci sono due ipotesi fondamentali:

- la relazione cercata è nella forma  $N=KT$  dove  $N$  è il numero di rotazioni,  $T$  è il traffico e  $K$  è un coefficiente ottenuto dalla calibrazione del modello;
- la relazione dipende dal tipo di materiale superficiale; i valori di  $K$  sono diversi per SCAC e VTAC.

Sono state impiegate due settimane di rilievo per stimare il traffico annuale. Per provini estratti periodicamente l'asse  $x$ (tempo in mesi) è stato trasformato nel carico di traffico annuale. Per i provini di laboratorio il traffico è ottenuto dividendo il numero di rotazioni per il fattore  $K$ . Quindi il  $K$  è stato calibrato sui punti osservati. I migliori risultati si sono ottenuti per  $K=0.02$  SCAC e  $K=0.1$  per VTAC.

Lo studio del ruolo degli aggregati nell'evoluzione dell'aderenza ha mostrato come la prova con la WS per i soli aggregati faccia registrare un valore di attrito massimo iniziale con un successivo continuo decremento nel tempo. Ciò è dovuto al fatto che in questo caso non esiste più la pellicola di bitume che ricopre gli inerti che, quindi, "spogliandosi" fanno aumentare l'aderenza della superficie.

La legge di decadimento proposta nella ricerca in questione è tale da descrivere sia la fase crescente che quella decrescente della curva aderenza-numero di giri. Essa è del tipo:

$$(3)$$

dove

: coefficiente di aderenza misurato con WS machine;

$N$ : numero di rotazioni della WS machine;

$a_1, a_2, \dots, a_5$ : parametri da determinare empiricamente.

La relazione (3) consente di descrivere entrambe le fasi della curva di evoluzione; tuttavia il numero di parametri in gioco è molto elevato. L'esemplificazione del modello, in riferimento alla sola fase decrescente della curva di evoluzione ha la l'espressione analitica:

Per  $N=0$  si ha  $a+b$  che rappresenta il coefficiente iniziale di aderenza per i soli aggregati (poiché l'equazione descrive il ramo decrescente della curva a spogliamento avvenuto).

### 5.6.2 Principali modelli di decadimento (D-MACRO) rinvenuti in letteratura.

I modelli definiti "D-MACRO" consentono la previsione dell'evoluzione delle caratteristiche di macrotestitura della pavimentazione stradale in funzione del traffico veicolare; in particolare tali modelli si basano su misure di macrotestitura effettuate con il metodo dell'altezza in sabbia. In *Tabella 5.4* vengono fornite indicazioni in merito alle espressioni analitiche dei modelli in questione; nel seguito se ne forniranno maggiori chiarimenti.

MODELLI D-MACRO	
Fonte bibliografica	Espressione analitica
D'Apuzzo [03]	
HDM 4 – Banca Mondiale I, II [03]	

*Tabella 5.4 – Principali modelli D-MACRO rinvenuti in letteratura*

#### D'Apuzzo [03]

I modelli elaborati da D'Apuzzo per la previsione dell'evoluzione della macrotestitura di una pavimentazione stradale hanno la seguente espressione analitica:

con

$e$  : profondità di tessitura espressa rispettivamente in altezza di sabbia (HS) e Mean Texture Depth (MTD)

: numero di passaggi di assi equivalenti cumulati sulla pavimentazione;

a, b : coefficienti da determinare empiricamente.

#### Modello "HDM" [03]

Il modello di degrado della macrotestitura, espressa in termini di altezza in sabbia HS, ha la seguente formulazione matematica:

dove  $\Delta H_{Si}$  è la variazione di HS nell'anno i-esimo;  $H_{Si-1}$  è il valore dell'HS dell'anno i-1,  $H_{Si}$  è il valore di HS all'atto della realizzazione dello strato superficiale,  $N_{i,j}$  è il numero di veicoli leggeri equivalenti che transitano nell'anno i-esimo,  $\alpha$  è un coefficiente che dipende dal tipo di strato in esame,  $K$  è un fattore di calibrazione del modello.

### 5.7 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.

Dall'analisi effettuata nel presente capitolo risulta evidente che, pur esistendo un considerevole numero di modelli di previsione per la stima del degrado della micro e macrotestitura di breve e lungo periodo, tali relazioni presentano differenze anche molto marcate dovute principalmente alla mancanza di una procedura omogenea ed unitaria nella misura e nel successivo trattamento dei dati rilevati sperimentalmente. In particolare, le maggiori differenze nelle forme funzionali sembrano dovute alla diversa omogeneizzazione delle sollecitazioni trasmesse dal traffico. Altro fattore determinante nell'elaborazione dei modelli di previsione risulta essere il considerare o meno le variazioni stagionali dell'aderenza nella rielaborazione delle misure in maniera tale da descrivere una evoluzione temporale dei parametri in gioco che tenga conto delle condizioni ambientali nonché del processo di usura dovuto al traffico veicolare. E' importante, dunque, precisare che l'impiego dei modelli deve essere attentamente ponderato ed accompagnato da una approfondita conoscenza dei relativi campi di validità e limiti di applicabilità. Risultano altresì necessari processi attenti di calibrazione per estenderne la validità a condizioni operative diverse.

## 5.8 BIBLIOGRAFIA SPECIFICA CAPITOLO 5

- [01] AIPCR, Associazione mondiale della strada, COMITATO TECNICO C4.2 - *“Interazione strada/veicolo” - Monitoraggio delle caratteristiche e delle azioni del traffico veicolare per il progetto e la manutenzione delle pavimentazioni stradali* - XXV Convegno nazionale stradale – Ottobre 2006.
- [02] D’Amico F. - *La programmazione degli interventi manutentori: l’analisi del degrado del piano stradale per la sicurezza d’esercizio* - Tesi di Dottorato n° 21, Collana delle tesi di Dottorato di Ricerca In Scienze dell’Ingegneria Civile, Università degli Studi Roma Tre, Febbraio 2009.
- [03] AIPCR, Associazione mondiale della strada, Comitato tecnico C1 - *Caratteristiche Superficiali - Aderenza dei manti bituminosi* - XXIV Convegno Nazionale Stradale, 2005.
- [04] BU CNR 125/88, *Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale*, Roma, 1988.
- [05] Crispino M., Vigo P., Pozzi M. - *Standard prestazionali e criteri di manutenzione delle pavimentazioni stradali: l’esperienza di Regione Lombardia* - Atti Del XVII Convegno Nazionale SIIV - Enna 2008
- [06] Mattarocci M. - *Un modello di degrado empirico-meccanicistico per la valutazione della irregolarità longitudinale nelle sovrastrutture stradali flessibili* - Università degli Studi di Napoli “Federico II”, Dottorato di Ricerca in “Trasporti” XVIII Ciclo, A.A. 2008/2009
- [07] A. Lo Bianco, Madonia G., Nigrelli J. - *Un modello analitico per la simulazione del processo di levigazione degli elementi lapidei del rivestimento stradale* - X Convegno Nazionale S.I.I.V., Parma 2002
- [08] Hosking J.R. - *Road aggregate and skidding* - Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, 1972.
- [09] Boscaino G., Praticò F.G. - *La tessitura e i requisiti funzionali delle pavimentazioni stradali* - Atti Convegno Infravia 2000, Verona, 10-13 Maggio 2000.
- [10] Cammarata S. - *Reti Neuronali. Dal Perceptron alle reti caotiche e neuro-fuzzy* - Ed. Etas Libri, 1997.
- [11] Camomilla G., Marchionna A. – *Procedura per il controllo delle caratteristiche superficiali e la programmazione della manutenzione* – Autostrade, Luglio - Settembre 1992
- [12] Marchionna A., Paoloni G. - *Decadimento dell’aderenza sulle pavimentazioni autostradale- Leggi di evoluzione fuzzy di S.F.C.* – Autostrade, Gennaio - Marzo 1994

- [13]. Devaney R. L. - *Caos e Frattali* - Ed. Addison-Wesley, 1999.
- [14] D'Apuzzo M., Nicolosi V. - *Predicting skid-resistance progression through mathematical model* - 4th International SIIV Congress – Palermo, 12-14 Settembre 2007
- [15] Camomilla, G. Malgarini, M. Peroni, G. – *High Performance Measurement for Programming and Controlling maintenance of Surface Characteristics: Operational System in Use on Italian Motorways*- Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031, Papers of the First International Symposium on Surface Characteristic, American Society of Testing Materials, Philadelphia, pp. 176-198. 1990
- [16] Noyce, D. Bahia, H. Yambo, J. Kim, G.– *Incorporating road safety into pavement management: maximising asphalt pavement surface friction for road safety improvements* – Midwest Regional University Transportation Centre Report, pp. 1107. 107, 2005.
- [17] Nitta, N. Saito, K. Isozaki, S., – *Evaluating the Polishing Properties of Aggregates and Bituminous Pavement Surfaces by Means of the Penn State Reciprocating Polishing Machine* – Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031, Papers of the First International Symposium on Surface Characteristic, American Society of Testing Materials, Philadelphia, pp. 113-126, 1990.
- [18] Diringer, K., Barros, R.– *Predicting the Skid Resistance of Bituminous Pavements Through Accelerated Laboratory Testing of Aggregates* –, Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031, Papers of the First International Symposium on Surface Characteristic, American Society of Testing Materials, Philadelphia, pp. 61-76, 1990.
- [19] Masad E., Rezaei A., Chowdhury A., Harris P. - *Predicting asphalt mixture skid resistance based on aggregate characteristics* - Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration - August 2009.
- [20] Transit New Zealand. - *Specification for Skid Resistance Deficiency Investigation and Treatment Selection* - TNZ T/10 Transit New Zealand, Wellington, New Zealand, 2002.
- [21] Hosking J. R. - *Road aggregate and skidding* - Transport Research Laboratory State-of-the-art Review n. 4, HMSO, 1992.
- [22] Henry J., Saito K., - *Mechanistic model for predicting seasonal variations in skid resistance* - Transportation Research Record 946, Transportation Research Board, Washington, 1983.



- [23] K. Kennedy, A. E. Young, I. C. Butler - *Measurement of Skidding Resistance and Surface Texture and the Use of the Result in United Kingdom* - Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031, Papers of the First International Symposium on Surface Characteristic, American Society of Testing Materials, Philadelphia 1990.
- [24] Cenek P. D., Patrick J. E. - *Prediction of Pavement Texture Modelling Road Deterioration and Maintenance Effects* - HDM-4, Works Central Laboratories, New Zealand, RETA 5549-REG Highway Development and Management Research Final Report, Prepared for Asian Development Bank, October 1995.
- [25] Skerrett, W.H. - *Aggregate Type and Traffic Volume as Controlling Factors in Bituminous Pavement Friction* - Transportation Research Record 1418, Transportation Research Board, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1993
- [26] Diringer K. T., Barros R. T., - *Predicting the Skid Resistance of Bituminous Pavements Through Accelerated Laboratory Testing of Aggregates* - Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031, Papers of the First International Symposium on Surface Characteristic, American Society of Testing Materials, Philadelphia 1990.
- [27] Gargett T. - *The Introduction of a Skidding Resistance Policy in Great Britain* - Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM STP 1031, Papers of the First International Symposium on Surface Characteristic, American Society of Testing Materials, Philadelphia 1990.
- [28] Camomilla G., Marchionna A. - *Procedura per il controllo delle caratteristiche superficiali e la programmazione della manutenzione* - Rivista Autostrade, Luglio Settembre 1992.
- [29] A. Marchionna, G. Paoloni - *Decadimento dell'aderenza sulle pavimentazioni autostradali* - Rivista Autostrade, Gennaio Marzo 1994.
- [30] Hill, B.J. and Henry, J.J. - *Short-Term Weather Related Skid Resistance Variations* - Transportation Research Record 836, Transportation Research Board, TRB, National Research Council, Washington, D.C 1981.
- [31] Jayawickrama P.W. and Thomas, B. - *Correction of Field Skid Measurements for Seasonal Variations in Texas* - Transportation Research Record 1639, Transportation Research Board, TRB, National Research Council, Washington, D.C. 1998.

- [32] Saito, K., Horiguchi, T., Kasahara, A., Abe, H., and Henry, J.J. - *Development of Portable Tester for Measuring Skid Resistance and Its Speed Dependency on Pavement Surfaces* - Transportation Research Record 1536, Transportation Research Board, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1996.
- [33] Caltrans, Division of Maintenance - *Chapter 2 Surface Characteristics* - MTAG, Rigid Pavement Preservation. Volume II, second Edition:2-20. 2007.
- [34] Faung, H., and Hughes, W. - *Friction Monitoring of SuperPave Mixes in Virginia* - Virginia Highway & Transportation Research Council: 8-9, 2007
- [35] Kulakowski, B.T., Henry, J.J., and Lin, C. - *A Closed Loop Calibration Procedure for a British Pendulum Tester* - Surface Characteristics of Roadways: International Research and Technologies, ASTM Special Technical Publication 1031, W.E. Mayer, and J. Reichert, Eds., American Society for Testing and Materials , 1990.
- [36] Runkle, D., and Mahone, S. - *Variation in Skid Resistance Over Time* - Virginia Highway & Transportation Research Council: 10-13, 1980
- [37] Kummer, W., and Meyer, E. - *Measurement of Skid Resistance, Symposium on Skid Resistance*. - ASTM Special Technical Publication, No. 326:3-28. 1962
- [38] Gonzalez Rodriguez O.D. - *Evaluation of pavement surface friction seasonal variations* - Thesis submitted to the faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, degree of Master of Science in Civil and Environmental Engineering, 2009
- [39] Oliver, J. - Temperature Correction of Skid Resistance Values Obtained with the British Pendulum Skid Resistance Tester - Australia Road Research Board Internal Report AIR 314-2 , 1980.
- [40] Luo, Y., Flintsch, G., and Al-Quadi, L. - Analysis of the Effect of Pavement Temperature on the Frictional Properties of Flexible Pavements Surface - Transportation Research Board 2005, TRB Annual Meeting of the Transportation Research Board, 2004.
- [41] Donbavand, J., and Cook, D. - *Procedures for correcting Seasonal Variation* - Transit New Zealand (Correcting Seasonal Variations): 2-3, 2004
- [42] Bazlamit, S., and Reza, F. - *Changes in Asphalt Friction Components and Adjustment Number for Temperature* - The Journal of Transportation Engineering, ASCE 2005:131-470, 2005

- [43] Li, S., Noureldin, S., and Zhu, K. - *Upgrading the INDOT Pavement Friction Testing Program* - Joint Transportation Research Program, Perdue Libraries: 6-9, 2004.
- [44] Ahammed A.M. and Tighe S.L. - *Evaluation of Concrete Pavement's Surface Friction Using LTPP Data: Preliminary Analysis and Texture Performance Models* - Proceedings of the 86th Transportation Research Board Annual Meeting (CD), Washington, D.C., January 2007.
- [45] Cenek P. D., Patrick J. E. - *Prediction of Pavement Texture* - Modelling Road Deterioration and Maintenance Effects in HDM-4, Works Central Laboratories, New Zealand, RETA 5549-REG Highway Development and Management Research Final Report, Prepared for Asian Development Bank, October 1995.
- [46] AA. VV. - *Pavement Surface Texture* - Part C Road Deterioration Models, Analytical Framework and Model Descriptions, HDM4 documentation, World Bank, 2000.
- [47] Jayawickrama P. W., Graham G. L. - *Use of skid performance history as basis for aggregate qualification for seal coats and hot-mix asphalt concrete surface courses* - Transportation Research Record 1501, Transportation Research Board, Washington, 1995.
- [48] Paterson W.D.O., Scullion T. - *Information systems for road management* - The World Bank, Washington D.C., 1990
- [49] Papagiannakis T. - *Traffic data collection requirements for reliability in pavement design* - Journal of Transportation Engineering ASCE Vol. 132, n°3, March 2006
- [50] FHWA - *Optimization of traffic data collection for specific pavement design applications* - FHWA Report n° FHWA-HRT-05-079, Washington D.C., 2005
- [51] Zaghloul S. et al - *Sensitivity analysis of input traffic levels on MEPDG predictions* - 85th TRB Annual Meeting, Washington D.C., 2006
- [52] Emery J. J., M. A. Lee and N. Kamel - *Skid Resistance Predictive Models* - Pavement Surface Characteristics and Materials, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, ASTM STP 763, pp 61072, 1982
- [53] Vadakpat, G.C. - *Analytical Study of Surface Friction of Wisconsin Trunk Highway System Pavements*. Masters Thesis, University of Wisconsin-Madison, Madison, WI, 1994.
- [54] Awoke G. and D.Goulias- *Review of Maryland's Pavement Friction Survey and Impact of Variable Test Speed on Friction Values* - Texture, Friction Management and Ride Quality, Proceedings of the 87th Annual Meeting of Transportation Research Board (TRB), National Research Council, Washington D.C., 2008.

- [55] Boyle T. – *Skid Resistance Management on the Auckland State Highway Network* – Surface Friction Conference, New Zealand, Maggio 2005
- [56] Cenek P., Jamieson N. – *Sensitivity of In-Service Skid Resistance Performance of Chipseal Surfaces to Aggregate and Texture Characteristics* – Surface Friction Conference, New Zealand, Maggio 2005
- [57] Huschek S. - *Experience with Skid Resistance Prediction Based on Traffic Simulation* - Proceedings of the 5th International Symposium on Pavement Surface Characteristics, 6-10 June 2004, Toronto, Canada.
- [58] Mohammad Alauddin Ahammed - *Safe, Quiet and Durable Pavement Surfaces* - University of Waterloo, Electronic Theses and Dissertations , 2009
- [59] Praticò F.G. - *How should payment adjustments be assessed when both surface and mechanical defects are involved? A synergetic study on theory and experiments* - SURF 08 – 6th Symposium on surface characteristics, Portoroz, Slovenia, 20/22, October -2008.
- [60] Minh-Tan Do, Zhenzhong Tang, Malal Kane, Francois de Larrard - *Experimental simulation and modeling of pavement surface polishing by road traffic* - Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, Aprile - Maggio – Giugno 2007