SCUOLA DOTTORALE IN INGEGNERIA
SEZIONE SCIENZE DELL'INGEGNERIA CIVILE

CICLO DEL CORSO DI DOTTORATO
XXV

INDIVIDUAZIONE E CALIBRAZIONE DEL MODELLO DI SINTESI PER LA GESTIONE DELLA MANUTENZIONE STRADALE.

Dottorando:
Marco Santoni

Docente Guida:
Prof. Maria Rosaria De Blasiis

Coordinatore:
Prof. Leopoldo Franco

Collana delle tesi di Dottorato di Ricerca
In Scienze dell'Ingegneria Civile
Università degli Studi Roma Tre
Tesi n°41

Sommario

Le reti di sovrastrutture non dovrebbero essere manutenute ma amministrate. Obiettivo del presente studio è stato quello di sviluppare un protocollo per la gestione delle pavimentazioni basato sulle loro condizioni strutturali al fine di prevederne la vita utile in modo quantitativo e valutare gli idonei interventi manutentivi nel tempo.
E' noto come le sovrastrutture stradali, all'aumentare del traffico e del tempo, perdano le loro principali caratteristiche di aderenza, regolarità e portanza. Al fine di permettere il transito dei veicoli in adeguate condizioni di sicurezza e confort i piani di manutenzione sviluppati fino ad oggi hanno avuto come obiettivo quello di determinare le caratteristiche superficiali delle sovrastrutture. Tale approccio tuttavia si è dimostrato essere non sufficiente, in quanto se da un lato dà la possibilità di conoscere le caratteristiche attuali di viabilità della via, dall'altro permette di predirne le condizioni future soltanto in modo qualitativo.
Con l'avvento delle strumentazione deflettometriche a massa battente è nata la possibilità di valutare in modo puntuale lo stato di conservazione di una sovrastruttura stradale in tempi relativamente brevi permettendo l'acquisizione di informazioni relative alle caratteristiche meccaniche sia dei singoli strati costituenti sia del sottofondo. Per tale motivo gli enti gestori hanno ora la possibilità di svolgere campagne di prove che interessano intere reti viarie ottenendo informazioni dettagliate sulla vita utile che sarà lecito aspettarsi e sugli appropriati interventi che potranno svolgere a seconda del budget disponibile per i diversi intervalli temporali.
Lo studio presenta un protocollo manutentivo, basato sulle misure defletto metriche, che implementa il metodo di Odemark, per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, attraverso un modello meccanicistico, e valuta il degrado della sovrastruttura attraverso le leggi di fatica, permettendo la previsione degli interventi più opportuni e l'ottimizzazione a livello di rete attraverso la Life Cicle Cost Analysis.
Infine è stato oggetto di studio un metodo innovativo per la redazione del catasto stradale attraverso la strumentazione Laserscanner 3d, valutando anche l'utilizzo dei dati acquisiti come indicatori della regolarità della superficie viabile.

Abstract

The present study is aimed to develop a pavement management system based on the analysis of the structural conditions, to the purpose of imagining its life expectancy and considering appropriate maintenance works.
It's well-known that road superstructures lose their traction, roughness and bearing characteristics due to the increase of traffic in the course of time.
In order to have vehicles in safe transit conditions and comfort the pavement management system developed until now have the goal of define road surface characteristics. But this method has a limit because it allows to know the road viability at the present moment, obtaining only qualitative information about its future conditions.
With the coming of falling weight deflectometer instrument there was the chance to evaluate the conditions of a road structures soon enough to get information about mechanical characteristics both of single layer and of foundation.
For this reason now managing authorities can make campaign tests on whole hub networks getting detailed information about road life expectancy. Moreover they are able to arrange maintenance works based on budget availability.
This study presents a pavement management system for the evaluation of materials mechanical characteristics by a mechanistic model. The system, based on deflection measures, implements Odemark method and considers structure decay through fatigue law, allowing to arrange suitable maintenance works and to get networks optimization through Life Cicle Cost Analysis.
In the end, aim of the study was also to analyse an innovative method for developing road registry using Laserscanner 3d and considering obtained data as roughness index of pavement surface.

Indice

ELENCO DELLE FIGURE ..... **VIII**

ELENCO DELLE TABELLE ..... **XI**

ELENCO DEI SIMBOLI ..... **XIII**

INTRODUZIONE **1**

STATO DELL'ARTE DEI SISTEMI DI GESTIONE DELLE PAVIMENTAZIONI **4**

2.2 Concetti alla base dei Pavement Management System moderni *6*
2.3 Principali PMS ad oggi in uso *10*
2.4 HDM-4 ..... *10*
2.4.1 Origini del sistema 10
2.4.2 Obiettivi 11
2.4.3 Fasi del sistema HDM4 12
2.4.4 Valutazione degli investimenti 14
2.4.5 Programmazione degli interventi 17
2.4.6 Indici utilizzati e modelli di previsione del decadimento 17
2.5 MicroPaver *19*
2.5.1 Inventario della rete 19
2.5.2 Il Pavement Condition Index 20
2.5.3 Analisi critica della procedura 22
2.5.4 Modello di degrado 25
2.5.5 Sviluppo delle strategie manutentive 27
2.6 Pavement Management System della provincia di Milano *27*
2.6.1 Generazione dell'inventario statico 28
2.6.2 Sviluppo ed implementazione del PMS 28
2.6.3 Valutazione delle condizioni della pavimentazione 29
2.7 Criticità dei PMS ad oggi in uso *31*

CARATTERIZZAZIONE GENERALE DELLA SOVRASTRUTTURA **32**

3.1 Requisiti di una sovrastruttura stradale *33*
3.2 L'aderenza *35*
3.2.1 Metodi tradizionali di misura della micro tessitura: il coefficiente di levigabilità accelerata 36
3.2.2 Metodi tradizionali di misura della micro tessitura: la valutazione dell'altezza in sabbia 37
3.2.3 Strumenti innovativi per la misura della macrotessitura: l'High Speed Texture Meter 38
3.2.4 Strumenti innovativi per la misura della macrotessitura: misura attraverso dinamometri su ruote 38
3.2.5 International Friction Index I.F.I. 39

3.3 La regolarità *40*
3.3.1 L' International Roughness Index 42
3.3.2 Waveband Analysis 44
3.4 La portanza delle pavimentazioni *45*

LA STRUTTURA FISICA DI UNA PAVIMENTAZIONE 47

4.1 Teoria dell'elasticità *47*
4.2 Il semispazio infinito soggetto ad un carico verticale *52*
4.3 Il metodo di Odemark *55*
4.4 Calcolo dello stato tenso-deformativo di una sovrastruttura *58*
4.5 Strumentazioni tradizionali per la misura della portanza *60*
4.5.1 La prova CBR 60
4.5.2 La prova PLT 64
4.5.3 La trave Benkelmann 69
4.6 Strumentazione innovativa per la misura della portanza *70*

L'INTERPRETAZIONE DEI DATI DEFLETTOMETRICI 74

5.1 I moduli di bacino *74*
5.2 Applicazione delle equazioni di Boussinesque *75*
5.3 La backcalculation dei moduli delle strati componenti la via *77*
5.4 Fattori che influenzano la backcalculation delle sovrastrutture viarie *79*

CALCOLO DELLA VITA RESIDUA DELLA SOVRASTRUTTURA 82

6.1 Principi di calcolo della vita residua *82*
6.2 Legge di Miner per il calcolo della vita residua *84*
6.3 Valutazione della vita utile nel caso aeroportuale *84*

CASI STUDIO 88

7.1 Campo prove attraverso strumentazione LFWD *88*
7.1.1 Applicazione della backcalculation all'LFWD 90
7.2 Caso studio mediante strumentazione FWD *92*
7.2.1 Analisi del traffico 93
7.2.2 Analisi dei dati acquisiti 93

LA SUPERFICIE VIABILE DELLE INFRASTRUTTURE 101

8.1.1 La tessitura delle pavimentazioni 101
8.1.2 Il profilo longitudinale della superficie pavimentata 105
8.1.3 Il profilo trasversale della superficie pavimentata 106
8.2 I metodi di misura tradizionali *106*
8.3 I metodi di misura innovativi *108*
8.4 Il laserscanner per la misura delle caratteristiche superficiali *111*
8.4.1 Evoluzione della tecnologia 111
8.4.2 Applicazione laserscanner nel rilievo topografico 113
8.4.3 Principio di funzionamento del Laserscanner 114
8.4.4 Metodi per la misura elettronica di distanze 116
8.4.5 Condizioni al contorno che interferiscono con le misure del laserscanner ... 117
8.4.6 Considerazioni sull'impiego di tecnologia Laserscanner 3d 122

8.4.7 Georeferenziazione del rilievo Laserscanner 123
8.4.8 Estrazione di superfici e tecniche per la valutazione della regolarità trasversale 125
8.4.9 Differenze fra tecnologia laserscanner, barra profilometrica e rilievo topografico 127
8.4.10 Caso studio 128
8.4.11 Analisi e merge delle point cloud 130
8.4.12 Valutazione delle pendenze trasversali dai dati topografici tradizionali 132

L'ANALISI DEI COSTI DEL CICLO DI VITA NELLA PROGETTAZIONE DELLE PAVIMENTAZIONI 136

9.2 Principi di LCCA nella pratica comune 137
9.3 Procedure dell' LCCA 138
9.4 Valutazione delle alternative progettuali d'intervento nel periodo di analisi 139
9.5 Periodo di analisi 139
9.6 Determinazione del periodo di performance e della temporizzazione delle attività 140
9.7 Stima dei costi d'agenzia 141
9.8 Sviluppo del diagramma di flusso delle spese 142
9.9 Calcolo del Net Present Value 143
9.10 Analisi dei risultati 144

CONCLUSIONI 146

DEFLECTION = DEF_P_FIN_TEMP(GEOF);BIBLIOGRAFIA 151

BIBLIOGRAFIA 152

Elenco delle figure

Figura 2.4.1 – HDM-4 Model *13*
Figura 2.4.2 - Valore di IRI medio in base al budget disponibile per la rete principale *16*
Figura 2.4.3 - Budget necessario al miglioramento dell'IRI per la rete .. *16*
Figura 2.5.1 - Diagramma per il calcolo del Deduct Value *21*
Figura 2.5.2 - Abaco per il calcolo del Total Deduct Value *22*
Figura 2.6.1 - Sovrastrutture oggetto d'indagine *28*
Figura 3.2.1 - Skid Tester *37*
Figura 3.3.1 - Quarter Car Model *42*
Figura 3.3.2 - Valori tipici di IRI per diversi tipi di pavimentazione *43*
Figura 3.3.3 - Indice PSD in funzione delle lunghezze d'onda *45*
Figura 4.1.1 - Distribuzione delle forze per un elemento infinitesimo *50*
Figura 4.2.1 - Corpo all'interno del piano cartesiano. *53*
Figura 4.3.1 - Rappresentazione grafica della semplificazione di Odemark. *56*
Figura 4.5.1 - Fustella CBR senza e con disco spaziatore *61*
Figura 4.5.2 - Pressa prova CBR e valori di cedimento significativi *62*
Figura 4.5.3 - Andamenti tipici della prova CBR (fonte: Norma 10009) *64*
Figura 4.5.4 - Prova di carico con piastra *65*
Figura 4.5.5 - Struttura porta-comparatori e particolare di un comparatore *66*
Figura 4.5.6 - Intervalli di carico e di cedimento per il calcolo di Md - sottofondo e fondazione *67*
Figura 4.5.7 - Effetto scala prova PLT *68*
Figura 4.5.8 - Schema Trave Benkelmann *69*
Figura 4.6.1 - Falling Weight Deflectometer (FWD) *71*
Figura 4.6.2 - Schematizzazione FWD - modalità di carico e disposizione geofoni. *72*
Figura 4.6.3 - Andamento tipico della tensione in prove FWD *73*
Figura 5.1.1 - Schema rappresentativo delle deflessioni all'interno della sovrastruttura *75*
Figura 5.2.1 - Azione del carico puntuale P *76*

Figura 5.3.1 - Diagramma di flusso semplificato delle procedure di backanalisys *78*
Figura 6.3.1 - Esempio di danno dello strato in conglomerato bituminosoo per diversi intervalli temporali per l'Airbus A320 ..... *86*
Figura 6.3.2 - CDF finale nell'anno di riferimento *87*
Figura 6.3.3 - Schema delle prove LFWD per il campo A *89*
Figura 6.3.4 - Schema delle prove LFWD per il campo B *90*
Figura 6.3.5 - Valori di modulo all'aumentare del numero di passate *92*
Figura 7.2.1 - Andamento del traffico atteso *93*
Figura 7.2.2 – Rappresentazione dei dati GPR *94*
Figura 7.2.3 – Analisi dei bacini di deflessione *95*
Figura 7.2.4 – Moduli elastici dello strato in conglomerato bituminoso *97*
Figura 7.2.5 – Moduli elastici dello strato in misto granulare *97*
Figura 7.2.6 – Moduli elastici dello strato di sottofondo *97*
Figura 7.2.7 – Punti di analisi delle tensioni *98*
Figura 7.2.8 – Cicli funzione della deformazione indotta *99*
Figura 7.2.9 – Vita residua della sovrastruttura *100*
Figura 7.2.10 - Lunghezza ed ampiezza dell'onda *102*
Figura 8.3.1 - Somma del profilo acquisito dal sensore laser e dall'accelerometro *108*
Figura 8.3.2 - Risoluzione per la misura del profilo *109*
Figura 8.4.5.1 - Riflettanza speculare e diffusa *117*
Figura 8.4.5.2 - Riflettanza in funzione delle lunghezze d'onda e del contenuto d'acqua *119*
Figura 8.4.5.3 - Riflettanza in funzione delle lunghezze d'onda in presenza di vegetazione (Leblon 1996) *120*
Figura 8.4.5.4 – Valori di riflettanza in funzione del tipo di materiale e della lunghezza del raggio laser *121*
Figura 8.4.2 - Utilizzo dei punti per la generazione virtuale dei target *125*
Figura 8.4.3 – Variagramma delle quote dei punti *126*
Figura 8.4.4 – Piano interpolatore dei punti *127*
Figura 8.4.5 – Planimetria delle misure topografiche tradizionali *129*
Figura 8.4.6 – Planimetria delle stazioni e dei target Laserscanner *130*
Figura 8.4.11.1 – Merge delle 4 point cloud *131*
Figura 8.4.12.1 – Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione *132*
Figura 8.4.12.2 – Curve di livello e profilo generato dai punti *133*
Figura 8.4.12.3 – Point Cloud n.0 vista in sezione *134*

Figura 8.4.12.4 – Point Cloud n.0 vista in prospettiva..... 134
Figura 9.5.1 - Andamento delle condizioni della pavimentazione per il periodo di analisi 140
Figura 9.8.1 - Diagramma di flusso di spesa..... 143

Elenco delle tabelle

Tabella 2.4.1 - Coefficienti di calibrazione ambientale "m" 18
Tabella 2.6.1 - Regole per l'applicazione della manutenzione 30
Tabella 3.3.1 - Lunghezze d'onda che interessano sicurezza e confort ... 41
Tabella 4.1.1 - Valori della funzione Gamma 49
Tabella 4.5.1 - Caratteristiche del carico di prova..... 67
Tabella 5.3.1 - Software di backcalculation maggiormente impiegati 77
Tabella 6.3.1 - Dispersioni degli aeromobili 85
Tabella 6.3.2 - Modulo elastico misurato sul sottofondo..... 90
Tabella 6.3.3 - Modulo elastico dello strato granulare dal modello di Matlab 91
Tabella 7.2.1 - Moduli elastici calcolati attraverso il multistrato elastico 95
Tabella 7.2.2 - Moduli elastici calcolati attraverso le reti neurali..... 96
Tabella 7.2.3 – Esempio di deformazioni medie indotte per la medesima postazione rispettivamente al 2007, 2009, 2011 99
Tabella 7.2.4 - Caratteristiche di tessitura della superficie pavimentata 102
Tabella 7.2.5 - Caratteristiche di uniformità della superficie pavimentata 103
Tabella 8.1.3.1 - Risoluzione dei sensori 109
Tabella 8.1.3.2 - Passo di campionamento 110
Tabella 8.4.1 - Spettri maggiormente utilizzati..... 115
Tabella 8.4.2 - Riflettanza per il cemento ed il conglomerato bituminoso 121
Tabella 8.4.11.1 - Coordinate nel sistema relativo dei target di misura131
Tabella 8.4.12.1 – Analisi della regolarità localizzata..... 133
Tabella 8.4.12.2 – Valutazione dei parametri di piano 135
Tabella 9.6.1 - Trattamenti manutentivi dell'infrastruttura..... 141
Tabella 9.9.1 - Tassi di sconto nel tempo..... 144

Elenco dei simboli

Nell'elenco che segue sono riportati i principali simboli che compaiono nei capitoli della tesi.

IRI	*International Roughness Index*
a_0, K_{gm}	*Coefficienti di calibrazione strutturale*
m	*Coefficiente ambientale*
AGE3	*Età della pavimentazione*
SNPKb	*Adjusted Structural Number*
YE4	*ESA per corsia per anno*
K_{gm}	*Fattore di calibrazione*
m	*Coefficiente ambientale*
Ri_a	*Regolarità all'inizio dell'anno*
HS	*Altezza media di sabbia*
V	*Volume del materiale*
D	*Diametro del cerchio*
F	*Forza di aderenza*
N	*Carico verticale sullo pneumatico*
Fs	*Forza aderenza perpendicolare al piano dello pneumatico*
N	*Carico Verticale sullo pneumatico*
S	*Velocità di scorrimento relativa fra pneumatico e pavimentazione*

Sp	*Costante di velocità funzione della macrotessitura*
Tx	*Misura della macrotessitura*
F60	*Misura dell'aderenza a 60 km/h*
λ	*Lunghezza d'onda della superficie*
A	*Ampiezza d'onda della superficie*
l	*Lunghezza del profilo*
s	*Velocità simulata*
Zs	*Derivata della posizione della massa smorzata nel tempo*
Zu	*Derivata della posizione della massa non smorzata nel tempo*
Sy	*Valore di PSD in termini di lunghezza d'onda*
Ry	*Funzione di autocorrelazione spaziale*
Φ	*Stress Function*
$J_p(r)$	*Equazione di Bessel del primo tipo di ordine p*
σ_x	*Sforzo per compressione lungo l'asse x*
τ_{xy}	*Sforzo di taglio lungo il piano xy*
ε_x	*Deformazione lungo l'asse x*
γ_{xy}	*Deformazione angolare lungo il piano xy*
a	*Raggio della piastra di carico*
v	*Coefficiente di Poisson*
w	*abbassamento*
E	*Modulo elastico*
p	*Pressione applicata*

z	*Coordinata lungo la profondità*
R	*Rigidezza dello strato*
h	*Altezza di uno strato*
P_1	*Affondamento del pistone nel primo ciclo di carico*
P_2	*Affondamento del pistone nel secondo ciclo di carico*
M_d	*Modulo di deformazione*
ΔP	*Intervallo di carico di riferimento*
ΔS	*Intervallo di cedimento*
$D0$	*Deflessione misurata dal geofono posto a distanza di 0 pollici dal punto di carico*
E_{Ts}	*Modulo elastico misurato alla temperatura T*
β	*Fattore di correzione*
N_{fail}	*Numero di cicli a fatica*
c_{fat}	*Parametro funzione del comportamento a fatica del materiale*
V	*Velocità di propagazione delle onde in un mezzo*
f	*Frequenza delle onde elettromagnetiche*
E	*Energia trasportata da un onda*
n	*Indice di rifrazione*
P_v	*Pressione atmosferica*
R	*Riflettanza*

Introduzione

Una rete stradale è uno dei più importanti beni infrastrutturali all'interno di una comunità. Una adeguata manutenzione dei beni di trasporto può promuovere e sviluppare l'economia della collettività in modo determinante; tuttavia sta diventando sempre più complesso destinare fondi alla manutenzione e, soprattutto a livello locale, la spesa sta diventando sempre meno sostenibile.
Il problema economico della manutenzione delle infrastrutture è diventato di importanza critica poiché, sia il prezzo del bitume che il prezzo degli inerti vergini hanno subito consistenti rialzi negli ultimi anni, tanto da rendere la manutenzione delle sovrastrutture sempre più costosa.
Inoltre, a causa della crisi economica, vi è stata una forte contrazione dei mercati che ha causato un minor introito all'interno delle casse degli enti appaltanti e di conseguenza minori ricavi da parte dello Stato il cui guadagno si basa sulla tassazione applicata al lavoro.
Se nel passato era possibile che lo Stato stanziasse somme consistenti per ogni voce del proprio budget, oggi si rende necessaria una ristrutturazione di tutti i modelli economici applicati e soprattutto un'ottimizzazione delle risorse, al fine di ottenere livelli prestazionali accettabili diminuendo drasticamente i costi sostenibili.
E' noto come, a causa delle sollecitazioni impartite dal traffico dei veicoli, soprattutto per carichi pesanti, le sovrastrutture subiscano un degrado che nel tempo indebolisce tutti gli strati, fino a non permettere il transito dei veicoli in condizioni tollerabili di sicurezza e confort.
La politica finora applicata, al fine di diminuire i costi, è stata quella di non svolgere gli interventi manutentivi e rimandarli a periodi nei quali era possibile prevedere una maggiore disponibilità economica. Tuttavia tale politica non si è rivelata soddisfacente: la rete stradale si è ridotta ad uno stato di degrado appena accettabile e l'onere di riqualificare l'intera pavimentazione, anziché soltanto lo strato più ammalorato (solitamente il più superficiale), si è rivelato insostenibile. La semplice soluzione mitigativa di ripristinare il solo strato più superficiale sarebbe potuta essere la migliore soluzione solo se l'intervento fosse stato svolto al momento opportuno.
Attualmente gli enti gestori del patrimonio infrastrutturale tendono a stanziare annualmente un fondo per la manutenzione dell'intero sistema

viario. Tuttavia la necessità di svolgere riparazioni delle infrastrutture viarie si modifica nel tempo, soprattutto a causa della quantità di traffico, della sua composizione e dell'età della pavimentazione, e di questo raramente si tiene conto.
Un'adeguata politica manutentoria delle sovrastrutture viarie dovrebbe permettere agli enti gestori di avere indicazione riguardo quale sia la vita utile di ogni arteria costituente una sovrastruttura e quali siano i costi che sarà necessario sostenere non solo nell'immediato, ma per orizzonti temporali di medio e lungo termine. Ciò, tuttavia, presuppone che lo stato di degrado dell'intera rete sia conosciuto e monitorato nel tempo, applicando idonei modelli e soprattutto utilizzando idonee strumentazioni.

L'utilizzo di sistemi per la manutenzione delle pavimentazioni permette un'accurata predizione del deterioramento, sia dei singoli tronchi che dell'intera rete di sovrastrutture, in funzione dei modelli di traffico imposti, e quindi la scelta del luogo, del modo e delle tempistiche d'intervento, sia dal punto di vista dei costi che l'ente dovrà sostenere, sia dal punto di vista di livelli minimi di confort e sicurezza che è sempre necessario mantenere.

Gli studi presentati si basano su un'estesa ricerca bibliografica nel campo dei piani di manutenzione delle pavimentazioni e sullo svolgimento di applicazioni in campo al fine di verificare i modelli proposti. Nella fase preliminare sono state svolte ricerche riguardo alla struttura dei sistemi di manutensione delle pavimentazioni ad oggi in uso, allo sviluppo ed all'utilizzo dei principali sistemi per la manutenzione delle pavimentazioni ed alle criticità che per ogni piano sono state riscontrate. Nel seguito sono state svolte ricerche rispetto alle caratteristiche della pavimentazione ed ai principali indici tradizionalmente in uso. Si è quindi scelto di approfondire la valutazione del tasso di degrado delle caratteristiche di portanza come possibile dato alla base di un PMS, è stata affrontata in modo rigoroso la base teorica per la valutazione dello stato tenso-deformativo di una sovrastruttura e sono state svolte ricerche e confronti tra le strumentazioni tradizionali e quelle innovative, utilizzate per le valutazioni. Sono state quindi svolte approfondite ricerche rispetto alle strumentazioni a massa battente e sono stati analizzati gli indici comunemente usati per poi andare a valutare le metodologie di backcalculation al fine di riuscire ad ottenere informazioni sintetiche che riflettano le caratteristiche meccaniche per ogni singolo strato della

sovrastruttura. Sono stati quindi analizzati dei casi studio in modo da valutare l'utilizzo delle strumentazioni deflettometriche con materiale non legato e valutare un modello di degrado della pavimentazione utilizzando delle misure per una serie di anni successivi. Si è quindi passati alla valutazione delle caratteristiche della superficie viabile, sono stati svolti studi riguardo gli strumenti tradizionali e innovativi per la misura (con i relativi indici) ed è stato valutato l'utilizzo di una nuova apparecchiatura, il laserscanner 3d, per rispondere a tale scopo. Attraverso i dati ottenuti sono stati sviluppate delle metodologie innovative per la valutazione della regolarità superficiale ed è stata realizzata una campagna di prova per l'applicazione dei modelli sviluppati.
Infine è stata svolta una estesa analisi bibliografica rispetto alle metodologie per l'allocazione delle risorse e l'ottimizzazione degli interventi, dal quale è stato infine possibile svolgere una proposta operativa per l'applicazione di un sistema di manutenzione delle pavimentazioni.

Stato dell'arte dei sistemi di gestione delle pavimentazioni

Il presente paragrafo presenta una breve trattazione sulla storia o lo sviluppo dei Sistemi di Manutenzione delle Pavimentazioni (PMS), l'analisi delle parti in cui tradizionalmente possono essere divisi ed infine l'esame sullo stato dell'arte rispetto ai PMS commerciali maggiormente impiegati.

2.1 Cenni Storici sui Sistemi di Gestione della Manutenzione

Dal 1970 ad oggi la ricerca di una strategia operativa in grado di ottimizzare gli interventi manutentivi di una rete infrastrutturale è stato uno dei fattori centrali nel mondo dei trasporti. Tale evoluzione è stato il diretto risultato dello sviluppo tecnologico avvenuto nel campo informatico di quegli anni, dello sviluppo dei database moderni e dell'applicazione degli algoritmi di ricerca operativa in tale campo. Gli anni '50 e '60 sono stati anni di intensa costruzione delle reti infrastrutturali, la maggior parte delle agenzie ha avuto come obiettivo la costruzione di nuove sovrastrutture piuttosto che la manutenzione e la conservazione del patrimonio esistente. Solo verso la metà degli anni '60 è nata l'esigenza di mantenere la rete esistente.

Negli stessi anni negli Stati Uniti gli enti per la gestione delle infrastrutture viarie hanno iniziato ad informatizzare i propri sistemi ed a inserire all'interno di essi le informazioni generali relative all'inventario stradale e alle manutenzioni svolte. I database inizialmente contenevano informazioni relative alla nomenclatura della strada, indicazioni sulla localizzazione, numero di corsie, tipo di pavimentazioni, larghezza ed erano essenzialmente utilizzati per svolgere la contabilità. Per tale motivo i primi metodi decisionali di strategia manutentiva erano basati sulla temporizzazione degli interventi, oltre che sull'esperienza dei gestori.

Intorno alla metà degli anni sessanta alcune agenzie hanno iniziato a sviluppare delle metodologie per il rilievo delle condizioni della pavimentazione, in modo da poter utilizzare tali informazioni per il futuro sviluppo dei progetti. Le informazioni sulle condizioni delle pavimentazioni sono state immagazzinate e manipolate come parte delle informazioni per la gestione del sistema. Nella metà degli anni '70 un approccio sistemico alla gestione delle pavimentazioni è iniziato ad essere

sviluppato attivamente. Nel giro di tre anni i Departments of Transportation (DOT) più avanzati ed il Corps of Engineering avevano già approfondito ed implementato i primi piani di gestione delle pavimentazioni. Nel 1985 l'AASHTO ha pubblicato per prima le proprie linee guida per la gestione della manutenzione stradale; tali linee erano tuttavia solamente delle indicazioni in quanto il corpo del testo consisteva in meno di dieci pagine ed essenzialmente introduceva, definiva e dava semplici indicazioni su come sviluppare un piano di manutenzione.
Dalla metà degli anni '80 in poi un sempre maggior numero di DOT sono stati coinvolti nello sviluppo e l'implementazione dei PMS e alla fine del decennio già più della metà dei DOT degli Stati Uniti avevano sviluppato e adottato un proprio PMS. Nel 1994 più del 95% dei DOT lo stava utilizzando.
Nel 1989 la Federal Highway Administration sanciva con una circolare l'obbligo per ogni stato di avere un PMS per gestire la propria rete principale di sovrastrutture. Sempre in quell'anno l'AASHTO formava una piccola task force al fine sviluppare delle linee guida più complete sui PMS. Nel 1990 le "AASHTO Guidelines for PMS" fornivano un più dettagliato complesso di descrizioni e raccomandazioni rispetto a quelle del 1985, pur non prevendendo una trattazione specialistica. Lo scopo principale di tali linee era la descrizione delle caratteristiche di un PMS, l'identificazione dei componenti ed il ruolo di ciascuno di essi, la descrizione degli step raccomandati per il primo sviluppo, le implementazione e le operazioni di routine, la descrizione del prodotto al fine di aiutare il management a definire il ruolo della comunicazione in un PMS.
Le AASHTO Guidelines hanno comunque fornito un'ottima descrizione dei sistemi di gestione delle pavimentazioni e dei moduli che generalmente le compongono.
Nel 1991 il Congresso degli Stati Uniti ha approvato l'Intermodal Surface Trasportation Efficiency Act (ISTEA), richiedendo ad ogni stato di avere un PMS per gestire tutte le strade federali entro il 1995. L'aspetto più significativo di questa legge era la prospettiva di una più ampia copertura a livello di rete del sistema, pari a tre volte la copertura precedente, e la conseguente necessità di una maggiore coordinazione fra gli stati ed i governi locali.
All'interno del documento approvato vengono presentate le componenti principali nel quale doveva essere diviso un PMS: acquisizione delle informazioni, analisi delle informazioni ed aggiornamenti

Le componenti presenti all'interno della parte relativa all'acquisizione delle informazioni sono le seguenti:

- Inventario: caratteristiche fisiche delle pavimentazione che includono numero di corsie, lunghezza, larghezza, tipo di superficie, classifica funzionale e caratteristiche della banchina.
- Storia: dati di progetto e tipo di costruzione, ricostruzione, riabilitazione, manutenzione preventiva.
- Caratteristiche rilevate: regolarità, ammaloramenti, ormaiamenti aderenza superficiale.
- Traffico: volume, tipi di veicoli.
- Database: Compilazione di tutte le informazione inserite nel PMS.

Per quanto concerne le componenti presenti all'interno dell'analisi delle informazioni sono le seguenti:

- Analisi delle condizioni: regolarità, ammaloramenti, ormaiamenti, aderenza superficiale.
- Analisi delle performance: analisi del decadimento e stima della vita utile.
- Analisi degli investimenti: stima delle strategie a livello di rete e di progetto. Tali strategie includono periodi di analisi per singolo anno e per più anni, e dovrebbero essere svolte considerazione sull'intero ciclo di vita.
- Valutazioni ingegneristiche: valutazioni della progettazione, costruzione, riabilitazione, materiali, mix design e manutenzione.
- Analisi di risposta: valutazione e aggiornamento delle procedure e calibrazione delle leggi di decadimento.

2.2 Concetti alla base dei Pavement Management System moderni

Sebbene scritte nel 1990 le linee guida dell'AASHTO danno una definizione di PMS che è ancora oggi rappresentativa: "Un PMS è progettato per fornire informazioni obiettive ed utili per l'analisi a livello di rete in modo che i gestori delle strade possano prendere decisioni più consistenti, efficienti da un punto di vista delle spese e difendibili in relazione alla preservazione delle reti di pavimentazioni. Mentre un PMS non può svolgere decisioni definitive, esso può fornire le basi per una migliore comprensione delle possibili conseguenze delle politiche manutentorie alternative".

Diverse strategie operative per la priorizzazione degli interventi da svolgere sono stati sviluppate ed impiegate, con risultati non sempre soddisfacenti. In Italia ancora oggi la scelta di una strategia di manutenzione è argomento di discussione a livello normativo, la maggior parte degli enti ed agenzie che gestiscono il nostro territorio non svolgono politiche sul lungo termine, ma si affidano a strategie emergenziali, applicando riparazioni solo nel caso i cui la condizione della superficie viabile sia tale da non permettere il transito in condizioni di sicurezza.
Gli Stati Uniti da sempre pongono grande attenzione alla pianificazione e alla programmazione, per questo motivo anche l'ottimizzazione degli interventi di manutenzione stradale sono stati oggetto di studio fin dai primi anni ottanta. Un approccio sistematico alla manutenzione delle pavimentazione è necessaria per assicurare un ritorno ottimale degli investimenti.
In linea teorica l'approccio alla manutenzione consiste generalmente in una serie di steps:

1) Definizione degli obiettivi del monitoraggio,
2) Definizione delle caratteristiche da monitorare,
3) Definizione dell'inventario stradale,
4) Definizione della tipologia, frequenza spaziale e temporale del monitoraggio,
5) Analisi delle condizioni a livello di rete,
6) Predizione delle condizioni a livello di rete,
7) Ottimizzazione delle strategie manutentive.

Tale approccio sistematico e sistemico pone come nodo cardine del processo di monitoraggio l'obiettivo del monitoraggio stesso. In particolare è in funzione dell'obiettivo del monitoraggio che vengono scelte le grandezze da monitorare, viene svolto l'inventario, e vengono eseguite tutte le successive scelte.
Procediamo ora all'analisi per ogni singolo passo.
L'obiettivo che generalmente si pongono gli odierni PMS è l'ottimizzazione del budget per interventi di manutenzione a medio e lungo termine. Affinché ciò accada è necessario generare un modello in grado di svolgere previsioni accurate sullo stato di degrado delle sezioni stradali.
Sebbene storicamente le caratteristiche superficiali della pavimentazione siano oggetto d'indagine per la valutazione dello stato di degrado di una pavimentazione, non sempre tali analisi permettono d'individuare quali siano gli interventi più idonei. Per questo motivo uno dei principali

obiettivi del monitoraggio proposto all'interno del presente studio è la valutazione delle caratteristiche strutturali, ed in particolare il modulo elastico degli strati componenti la sovrastruttura, in quanto uno degli indici che meglio possono soddisfare l'esigenza di calcolo della vita utile, come verrà poi analizzato nei successivi capitoli.
Al fine di pianificare il monitoraggio delle sovrastrutture è innanzitutto necessario identificare le caratteristiche da monitorare: il primo passo consiste nel generare una banca dati contenente le informazioni di tipo statico, ovvero le informazioni considerate costanti nel tempo, struttura dell'inventario stradale. Le informazioni presenti all'interno delle banche dati statiche riguardano generalmente tutte le informazioni geometriche e storiche relative alla rete. Tali banche dati si differenziano nel caso in cui si operi in campo stradale o aeroportuale.
Nel campo stradale le basi di dati sono essenzialmente costituite da informazioni relative alla geometrie dell'asse, alle dimensioni della carreggiata, alle dimensioni delle sezioni omogenee per struttura e tipologia di pavimentazione, quindi eventuali informazioni storiche sugli interventi. Le banche dati possono anche essere integrate con informazioni relative agli elementi a margine presenti, i quali possono influire sulle scelte programmatiche e progettuali (presenza e tipologia cunette, impianti, dispositivi di ritenuta, illuminazione).
Nel campo aeroportuale le banche dati statiche interessano quasi esclusivamente le dimensioni planimetriche della section oggetto d'indagine, la sua storia manutentiva e le informazioni geometriche riguardo i pacchetti da cui è costituita. E' importante notare come in questo caso per section non si intenda l'intera sezione trasversale della pista ma la parte a spessore omogeneo, in quanto gli spessori sono variabili lungo l'intera sezione, così come gli interventi che vengono svolti non necessariamente devono riguardare l'intera sezione.
Per quanto concerne le caratteristiche oggetto del monitoraggio è noto che, per una pavimentazione, vengano divise in due macro categorie: caratteristiche superficiali e caratteristiche profonde. Per molti aspetti tali categorie sono quasi sempre legate, tuttavia neanche gli strumenti moderni permettono un'indagine sistemica di entrambe le peculiarità. Storicamente sono le caratteristiche superficiali quelle che sono sempre state oggetto d'indagine e quelle che anche all'interno dei PMS di maggior adozione vengono utilizzate. Tuttavia grazie alle strumentazioni innovative è oggi possibile svolgere indagini strutturali a livello sistemico con tempi contenuti, come vedremo nei prossimi capitoli.

A seguito dello svolgimento delle indagini, attraverso i dati acquisiti puntualmente, è possibile riuscire a definire le caratteristiche delle section svolgendone l'aggregazione.
Da modelli e leggi di fatica sarà possibile andare a svolgere predizioni a livello di rete sul degrado a cui saranno soggette le pavimentazioni e da queste valutare le modalità di decadimento degli strati e le possibili metodologie d'intervento. Grazie a serie di misure svolte per anni successivi sarà inoltre possibile riuscire a tarare le leggi di fatica in modo che queste possano adattarsi alle condizioni al contorno non sempre perfettamente rappresentabili dai modelli di letteratura o acquisite da prove di laboratorio.
Per la valutazione degli interventi vengono determinate le strategie manutentive standard per l'interno periodo di analisi per ciascuna section, nel seguito gli interventi vengono priorizzati a livello di rete, utilizzando modelli matematici al fine di adattare il budget necessario per gli interventi al budget disponibile, nei diversi anni di proiezione. Vengono quindi generate diverse strategie, le quali prevedono interventi attuali e futuri, e che sono valutate per ciascun segmento e comparate basandosi su l'analisi dei benefici attraverso modelli. I benefici, nel caso di reti di sovrastrutture stradali, sono generalmente catalogate in una delle tre seguenti categorie:

- Benefici per l'utente stradale.
- Benefici per l'agenzia.
- Combinazione dei due.

I benefici per l'utente sono definiti come "il risparmio dei costi operativi del veicolo, tempo impiegato per il viaggio, costo degli incidenti che gli utenti che transitano sulla strada a seguito della riqualifica otterrebbero". I benefici possono quindi essere quantificati rapportando la differenza fra i costi per gli utenti nel caso di sovrastruttura con e senza i miglioramenti.
I costi che vengono considerati per l'agenzia includono: costi per la manutenzione annuale, costi per la riqualifica o la ricostruzione durante il periodo di analisi, valore rimanente della sovrastruttura al termine del periodo di analisi.
Infine l'ottimizzazione delle strategie manutentive fornisce gli strumenti per valutare, sull'intera rete, i migliori interventi, in modo da massimizzare i benefici o le performance generali del sistema.

2.3 Principali PMS ad oggi in uso

Dal 1970 ad oggi sono stati sviluppati in ambito internazionale diversi sistemi per la manutenzione delle pavimentazione. Tutti i modelli utilizzano una struttura comune, le differenze fra i vari piani riguardano gli indici sintetici utilizzati e i modelli di proiezione nonchè le diverse strategie per l'ottimizzazione degli interventi.

L'analisi sulle strategie di ottimizzazione non è argomento interno alla tesi e pertanto non verrà trattato in modo approfondito in quanto argomento essenzialmente economico, che necessita di particolari studi aderenti la ricerca operativa (io questa frase la leverei).

La scelta delle idonee caratteristiche da monitorare è alla base di ogni PMS. Tutti i piani di manutenzione ad oggi in uso hanno origini e sviluppi precedenti al 2000, pertanto sono tutti basati su misure che possono essere svolte con strumentazioni considerate "tradizionali". Purtroppo, come verrà meglio espresso in seguito, non sempre i risultati che tali strumentazioni forniscono offrono quadri rappresentativi della reale condizione della pavimentazione o comunque non danno indicazioni precise sulla migliore manutenzione che è necessario svolgere al fine di progettare interventi idonei.

I piani di manutenzione analizzati nel corso degli studi, ed ancora oggi utilizzati su larga scala, sono:

- Highway Development and Management fourth edition – HDM-4
- MicroPaver
- PMS sviluppato dalla provincia di Milano

2.4 HDM-4

All'interno del presente paragrafo verrà analizzato il Pavement Management System HDM-4. In particolare verrà trattata l'origine del sistema, gli obiettivi che questo si pone, le fasi in cui è articolato e la programmazione degli interventi.

2.4.1 Origini del sistema

L'Highway Design and Maintenance Standard Model (HDM-3), sviluppato dalla World Bank, è stato utilizzato per oltre due decadi in modo da combinare le valutazione tecniche ed economiche per i progetti delle sovrastrutture stradali, per preparare i programmi d'investimento e per analizzare le strategie manutentive. Fra il 1994 ed il 2000, attraverso l'International Study of Highway Development and Management (ISOHDM), sono stati ulteriormente sviluppati i concetti alla base

dell'HDM-3 in modo da armonizzare gli approcci nei sistemi di management delle sovrastrutture ed è stato sviluppato un software che meglio si adattasse alle necessità dei gestori di reti. Tali studi diedero vita alla versione 1 del software HDM-4, il quale è stato rilasciato nel 2000.
Lo scopo dell'HWD-4 Versione 1 è stato fornire supporto alla progettazione e dotare i gestori di un sistema potente per la gestione delle infrastrutture e delle alternative d'investimento. Grande attenzione è stata posta sull'utilizzo coniugato delle conoscenze esistenti, piuttosto che sullo sviluppo di nuovi studi. Dove possibile sono stati sviluppati nuovi approcci creativi per l'applicazione delle conoscenze moderne e dei problemi tecnici e le diverse necessità di management per diversi paesi.

2.4.2 Obiettivi

All'interno degli studi per la generazione del software sono stati sviluppati diversi modelli, utilizzati in modo da essere strumenti per le proiezioni di budget necessari allo sviluppo della manutenzione e riabilitazione delle sovrastrutture viarie. Tali modelli sono stati impiegati per investigare la fattibilità economica di progetti d'infrastrutture in più di 100 nazioni ed in modo da ottimizzare i benefici economici per gli utenti della strada, per diversi livelli di spesa. In questo modo è stato possibile valutare l'utilizzo di uno strumento economico evoluto per diverse condizioni al contorno. Tuttavia è stato anche possibile rendersi conto di come era necessario sviluppare nuovi modelli, rispetto a quelli dell'HDM3, in modo che incorporassero un maggior spettro di pavimentazioni e condizioni d'uso ed impiegassero le moderne pratiche computazionali.
Sebbene inizialmente il software fosse creato per i paesi in via di sviluppo, e pertanto anche i modelli ed i tipi di pavimentazione erano calibrati per tali scenari, molti paesi del primo mondo hanno iniziato ad utilizzare tale sistema. Per questo motivo è stato necessario aggiungere nuove capacità al software, con modelli che riguardassero:

- Effetti della congestione del traffico.
- Effetti per climi particolarmente rigidi.
- Nuovi tipi di pavimentazioni.
- Sicurezza stradale.
- Effetti sull'ambiente (consumo d'energia, inquinamento acustico, emissioni dei veicoli).

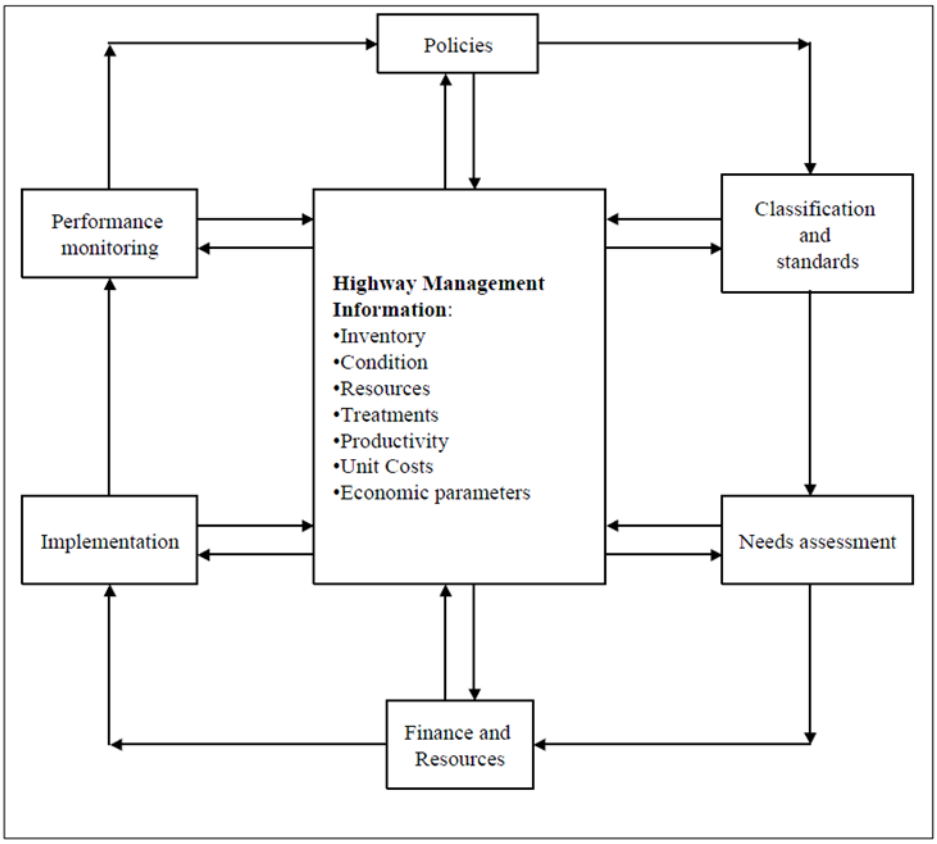
Una commissione istituita nel 2000 per l'individuazione dei requisiti per l'organizzazione delle reti stradali ha svolto un ulteriore studio al fine di

ottenere uno strumento completo per il supporto alle decisioni e la pianificazione degli investimenti infrastrutturali (McCoubrey, 2000). Tutti i requisiti sono stati implementati all'interno della versione 2 dell' HDM-4. I report generati dai paesi che hanno impiegato il modello da più anni hanno inoltre evidenziato come sia necessario utilizzare una struttura a tre livelli, in modo da riuscire a raggiungere un target di utenti il più esteso possibile:

- Livello 1: Senior Decision Maker: il livello 1 dovrebbe utilizzare un ridotto numero di dati di input e permettere l'uso di informazioni aggregate.
- Livello 2: Practitioner: il livello 2 dovrebbe fornire l'interfaccia per tutte le implementazioni dell' HDM4, utilizzando tuttavia delle informazioni più dettagliate di quelle utilizzate a livello 1.
- Livello 3: System Level: il livello 3 dovrebbe permettere l'adattamento del sistema HDM4 alle condizioni in loco, in particolare rispetto alle informazioni ed ai modelli implementati.

2.4.3 Fasi del sistema HDM4

Per gestire al meglio una rete stradale il programma impiega un sistema integrato, mostrato nella Figura 2.4.1, che definisce una serie di step (traguardi) che aiutano nel processo di gestione attraverso attività decisionali.



Source: *Robinson et al. (1998)*

Figura 2.4.1 – HDM-4 Model

Il programma HDM-4 è basato sulla struttura del ciclo di vita della pavimentazione. Questo viene applicato per predire lo stato della sovrastruttura durante l'intera vita della pavimentazione (che è tipicamente da 15 a 40 anni), considerando:

- Deterioramento della sovrastruttura.
- Effetti dei lavori di manutenzione sulla strada.
- Effetti della sovrastruttura sugli utilizzatori.
- Effetti socio-economici e ambientali.

Una volta costruita una sovrastruttura ed aperta al traffico, il deterioramento è conseguenza di diversi fattori, di cui i più importanti sono:

- I carichi di traffico.

- Gli effetti indotti dalle precipitazioni e dai fenomeni meteorologici in generale.
- Gli effetti indotti da un sistema di drenaggio non adeguato.

Il grado di deterioramento della sovrastruttura è direttamente collegato al livello di manutenzione al quale la sovrastruttura è soggetta, in quanto a questo è legato in prima causa la conservazione della integrità strutturale della superficie pavimentata.
All'interno del software l'indice utilizzato per indicare la qualità di una sovrastruttura stradale è l'International Roughness Index (IRI). Le caratteristiche di tale indice verranno analizzate nei prossimi capitoli.
L'impatto delle condizioni della strada e degli standard progettuali sugli utilizzatori della rete sono misurati sia in termini di costi, sia di altri effetti in ambito sociale e ambientale.
All'interno dei costi per gli utenti sono contenuti:

- I costi per le operazioni dei veicoli,
- I costi relativi al tempo di viaggio,
- I costi relativi agli eventi incidentali.

Nel software HDM-4 i costi per gli utenti sono calcolati predicendo le quantità fisiche delle risorse consumate e moltiplicando tali quantità per il rispettivo costo localizzato.
I benefici economici derivanti da investimenti su nuove sovrastrutture vengono quantificati comparando il costo totale per le varie alternative fra di loro e rispetto all'opzione zero, usualmente rappresentata da manutenzione di routine di base.
Il programma stima i costi per un largo numero di alternative, anno per anno, per i diversi periodi imposti dall'utente. Il quadro generale sarà infine confrontato dai responsabili della gestione con il budget disponibile.
All'interno del software è possibile produrre stime in funzione di budget per periodi da brevi a medi che variano fra i 5 e i 40 anni.

2.4.4 Valutazione degli investimenti

Le proiezioni annuali degli investimenti per l'intera rete hanno lo scopo di valutare la sostenibilità della manutenzione della rete attraverso il budget allocato.
Per l'implementazione di un piano d'investimenti all'interno di HDM-4 sono considerati come rilevanti le caratteristiche della sovrastruttura, i

canali di drenaggio e la portanza del sottofondo, gli strati, gli eventuali marciapiedi o piste ciclabili, i ponti o le strutture presenti, la segnaletica.
Il calcolo per la modifica del valore di una sezione è basato sul principio che la perdita di valore di una rete è pari alla somma delle svalutazioni delle sue componenti. La base per le valutazioni degli investimenti in HDM-4 viene svolta attraverso:

- ORD (Optimal Replace Cost): viene definito come il costo dell'investimento necessario per la manutenzione che più efficientemente sviluppa l'utilità dal budget esistente.
- ODRC (Optimise Depreciated Replacement Cost): viene definito come il costo alternativo per il patrimonio esistente dopo aver dedotto una detrazione che riflette la vita utile della sovrastruttura. Il deprezzamento può essere modellato attraverso funzioni lineari, funzioni basate sulla produzione o deprezzamento basato sulle condizioni reali della sovrastruttura.

I metodi ODRC utilizzati per la valutazione del patrimonio si dividono in base a:

- Svalutazione con previsioni di tipo lineare, ovvero si fissa una perdita di valore per ogni sovrastruttura annuale.
- Svalutazione in base al produzione, che stima il beneficio economico o il consumo del patrimonio. Nell'HDM-4 questo può essere misurato in termini di carico su asse standard annuo equivalente (strade pavimentate) o perdita di graniglia annuale (strade di materiale non legato).
- Svalutazione in base alle condizioni, ovvero in base al grado di deterioramento attuale rispetto a quello delle condizioni finali del patrimonio, misurato in termini di regolarità della pavimentazione, attraverso il parametro IRI.

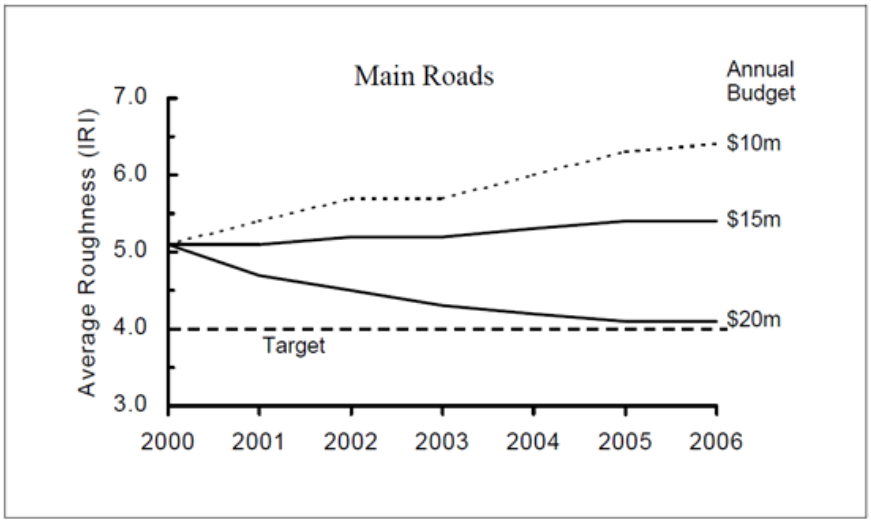


Figura 2.4.2 - Valore di IRI medio in base al budget disponibile per la rete principale

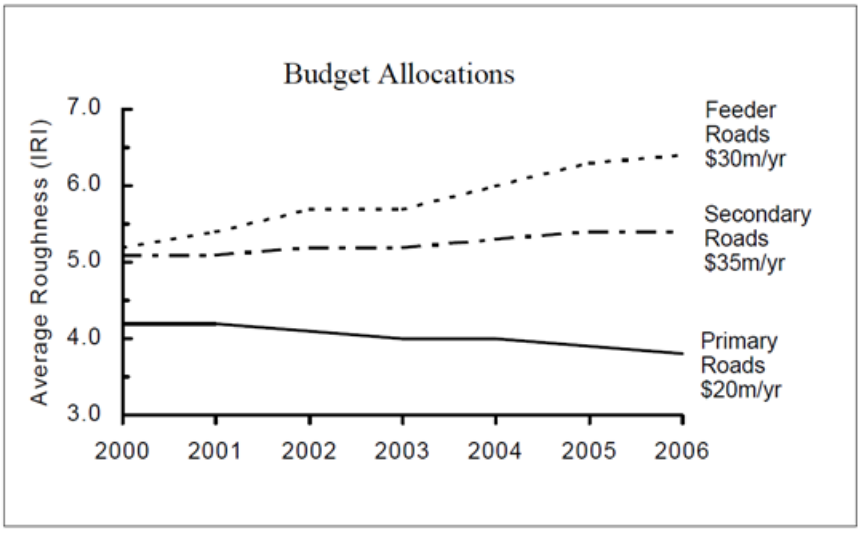


Figura 2.4.3 - Budget necessario al miglioramento dell'IRI per la rete

2.4.5 Programmazione degli interventi

In questa fase vengono definite le priorità di interventi e viene fissata una scala che, per diversi livelli di budget, definisce la programmazione dei lavori per diversi anni consecutivi.
Quando tutte le strategie sono state sviluppate il programma può essere utilizzato per comparare i costi per le diverse alternative: utilizzo della rete fino alla vita utile senza alcun intervento (opzione zero), utilizzo della rete svolgendo l'esecuzione di una manutenzione periodica, utilizzo della rete svolgendo la manutenzione di alcune sezioni o di varie alternative. Ciò fornisce le basi per la stima del beneficio economico che deriva dall'inclusione o meno di un determinato progetto all'interno del budget annuale.
Il programma di analisi interno può essere utilizzato per preparare un programma pluriennale. Il metodo di priorizzazione utilizza come indice di ranking il rapporto fra NPV e costi, che verrà analizzato nell'ultima parte della tesi. Il rapporto incrementale NPV/costi soddisfa gli obiettivi di massimizzare i benefici economici per ogni unità addizionale di spesa (ovvero massimizzare i benefici a livello di rete per ogni euro addizionale utilizzabile dal budget).

2.4.6 Indici utilizzati e modelli di previsione del decadimento

Per la valutazione delle caratteristiche della pavimentazione l'indice utilizzato è l'IRI. Tale indice è caratteristico di una superficie pavimentata, in particolare riflette una valutazione globale della sovrastruttura attraverso la qualità di guida percepita dall'utente durante la percorrenza, come si vedrà nei prossimi capitoli.
Il modello per la previsione di decadimento di regolarità negli anni (t) viene calcolato in funzione di 3 parametri (empirici):

- Incremento causato dal deterioramento strutturale (s):

$$\Delta RI_s = a_0 \exp(m\, K_{gm}\, AGE3)\,(1 + SNPK_b)^{-5}\, YE4$$

dove:

- a_0, K_{gm} = coefficienti di calibrazione
- m = coefficiente dell'ambiente
- AGE3 = Età della pavimentazione
- SNPKb = Adjusted Structural Number funzione degli ammaloramenti sulla superficie
- YE4 = ESA per corsia per anno

- Incremento causato dagli ammaloramenti superficiali: fratture(c), ormaiamenti(r) e buche(f):

$$\Delta RI_c = a0\ \Delta ACRA$$

$$\Delta RI_r = a_0\ \Delta RDS$$

$$\Delta RI_t = a_0\ (a_1 - FM)\ [\{NPT_a * TLF + (\Delta NPT*TLF)/2\}^{a2} - NPT_a^{a2}]$$

- Incremento generato dalle condizione climatiche ambientali (e):

$$\Delta RI_e = m*K_{gm}\ RI_a$$

dove :

- K_{gm} = fattore di calibrazione
- m = coefficiente ambientale, espressi nella Tabella 2.4.1
- Ri_a = regolarità all'inizio dell'anno

Environmental Coefficients m

Moisture Classification	Temperature Classification				
	Tropical	Sub-tropical hot	Sub-tropical cool	Temperate cool	Temperate freeze
Arid	0.005	0.010	0.015	0.025	0.040
Semi-arid	0.010	0.015	0.025	0.035	0.060
Sub-humid	0.020	0.025	0.040	0.060	0.100
Humid	0.025	0.030	0.060	0.100	0.200
Per-humid	0.030	0.040	0.070		

Tabella 2.4.1 - Coefficienti di calibrazione ambientale "m"

Da cui la proiezione negli anni della regolarità può essere calcolata attraverso la seguente formulazione:

$$\Delta RI = K_{gp}\ [\Delta RI_s + \Delta RI_c + \Delta RI_r + \Delta RI_t] + \Delta RI_e$$

Come è possibile notare dalle formulazioni per la valutazione dell'IRI sono stati generati modelli complessi che necessitano di molte informazioni affinché possano generare delle previsioni attendibili. La complessità dei modelli deriva essenzialmente dalla loro natura empirico/statistica.

2.5 MicroPaver

Micropaver è un software che nasce dall'esperienza dell'US Army Corps of Engineering nella valutazione delle condizioni e delle strategie manutentive per le sovrastrutture aeroportuali maturata negli anni '70 e poi portata nel campo stradale.
Il sistema di gestione della rete di sovrastrutture si articola su diverse fasi:

- Generazione dell'inventario della rete.
- Ispezione delle condizioni superficiali.
- Valutazione dell'indice PCI.
- Predizione delle condizioni di degrado in funzione della famiglia di degrado (applicazione del modello family).
- Analisi delle condizioni e strategie manutentive per diversi intervalli temporali.

L'indice alla base del sistema è il PCI, in base al quale vengono date indicazioni sullo stato attuale della rete e sulle predizioni delle future condizioni.

2.5.1 Inventario della rete

All'interno della normative per il calcolo del PCI e per l'applicazione del software MicroPaver, vengono date precise indicazioni su come svolgere l'inventario e la suddivisione della rete.
Ogni rete infrastrutturale viene divisa a seconda del livello di analisi a cui si vuole operare. Le procedure per il calcolo del PCI si occupano di definire in maniera univoca i principi con cui determinare le divisioni all'interno della rete. In particolare la metodologia divide la rete per 3 diversi livelli: il livello Area, il livello Section e il livello Sample Unit.
A livello Area l'intera rete viene divisa a seconda dei diversi utilizzi che svolge, la divisione è quindi di tipo funzionale.
A livello Section le diverse Area vengono divise in funzione della tipologia di pavimentazione, della storia di costruzione, del traffico e delle condizioni al contorno.
A livello Sample Unit, le Section vengono divise in maniera diversa a seconda del tipo di pavimentazione utilizzata: con pavimentazione flessibile l'estensione può variare fra i 450m^2 e i 180m^2 per singola unità mentre per pavimentazioni rigide il valore varierà fra le 20 ± 8 lastre.

2.5.2 Il Pavement Condition Index

Il PCI è un indice sintetico che permette di effettuare una valutazione globale delle condizioni superficiali e strutturali delle pavimentazioni, sia rigide che flessibili. Il suo valore varia da 0 a 100, in cui il valore zero viene attribuito alla peggiore condizione possibile, cento alla migliore. Il metodo di calcolo del PCI si basa sui risultati ottenuti da un rilievo visivo della superficie pavimentata, sulla quale vengono individuati gli ammaloramenti per diversi gradi di severità secondo rigide procedure standardizzate.

In funzione del livello a cui si vuole operare è possibile andare a rilevare gli ammaloramenti su tutta la pavimentazione oppure solo su alcuni campioni scelti attraverso tecniche di inferenza statistica.

Per il calcolo del PCI la pavimentazione viene divisa in Sample Unit, come verrà descritto in seguito, e per ognuna ne verrà calcolato il valore, con due diverse metodologie in funzione del tipo di pavimentazione analizzata (rigida o flessibile).

A seguito della divisione della rete in section omogenee per dimensioni e tipologia, è possibile svolgere le ispezioni e valutare per ciascuna section la frequenza di ogni tipologia di ammaloramento per ogni livello di severità. In seguito verrà calcolata la densità rispetto alla superficie totale della Section e da queste ricavato attraverso appositi monogrammi il Deduct Value. Tale valore viene dedotto sulla base di abachi, i quali sono divisi per tipologia di ammaloramento, hanno curve funzione della gravità dell’ammaloramento e riflettono la condizione generale della Section.

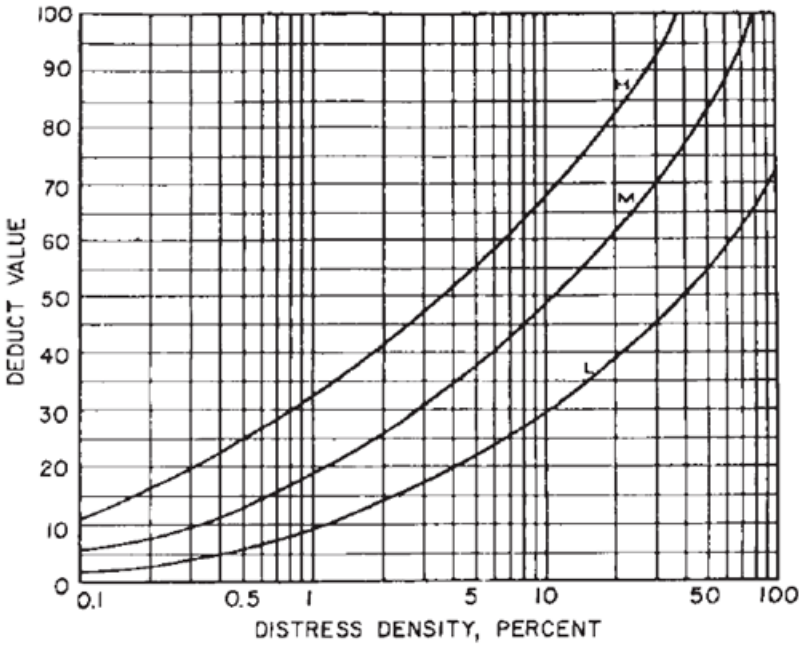


Figura 2.5.1 - Diagramma per il calcolo del Deduct Value

Dai numerosi Deduct Value per i diversi ammaloramenti presenti all'interno della section è necessario calcolare un solo Corrected Deduct Value al fine di indicare il valore di PCI: se solo un valore o nessuno di Deduct Value è maggiore di 5, come valore di Corrected Deduct Value si utilizza la somma dei Deduct Value sull'intera section, se invece più di un valore di Deduct Value supera 5 è necessario svolgere una procedura più complessa:

1- Calcolare il parametro "m" come il numero massimo di ammaloramenti da considerare, dato dalla formula:

$$m = 1 + (9/95) * (100 - HDV) \leq 10$$

dove HDV è il massimo valore fra i deduct value calcolati.

2- Ordinare gli "m" valori di DV per ogni singolo ammaloramento, partendo dal valore più grande. Si considerino inoltre come valore il prodotto della parte frazionaria di m per il minore di tutti i DV.
3- Sommare i valori di DV considerati e riportare tale valore come parametro "total".

4- Contare il numero di DV maggiore di 5 e considerare tale numero pari al parametro “q”.
5- Utilizzare l’abaco in Figura 2.5.2 è infine calcolare il valore di CDV utilizzando il valore di total e di q relativi.

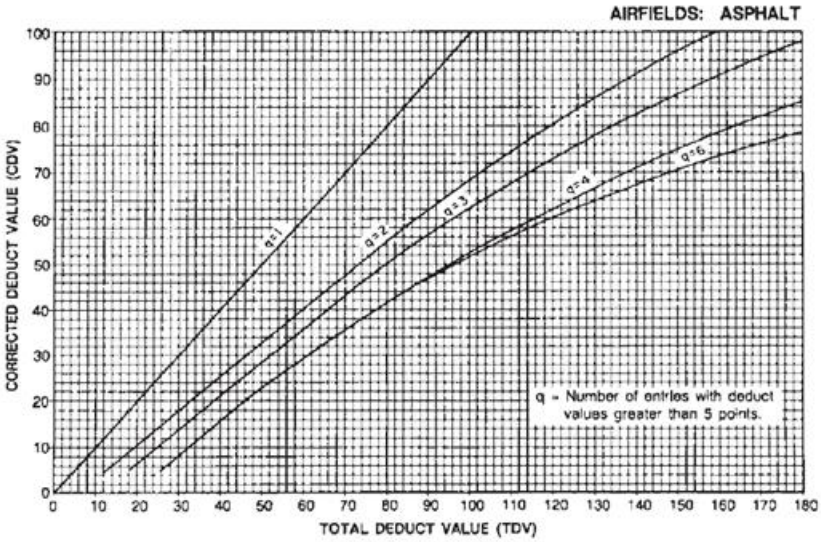


Figura 2.5.2 - Abaco per il calcolo del Total Deduct Value

6- Diminuire di un’unità il valore di q e considerare il DV più piccolo di valore 5. Calolare il totale e attraverso l’abaco calcolare nuovamente il valore di CDV. Ripetere questo procedimento fin quando q non raggiunge il valore 1.
7- Considerare il MAX CDV come il maggiore fra i CDV calcolati e da questo calcolare il PCI della Sample Unit come:

$$PCI = 100 - MaximumCDV$$

2.5.3 Analisi critica della procedura

Durante la procedura vengono calcolati attraverso abachi diversi valori di deduct value (valori dedotti) per tutti gli ammaloramenti presenti nella section in funzione sia del tipo di ammaloramento presente, sia della tipologia che della densità. In questa maniera si dà un diverso peso alle diverse tipologie di ammaloramento, lasciando intendere che questi riflettono una situazione di degrado di cui si possono valutare le cause

prime. Le curve di DV, diverse per ogni tipologia di ammaloramento, seguono un andamento polinomiale, funzione anche del livello di degrado (se H,M,L). Sulle ordinate la percentuale di ammaloramenti presenti ha scala logaritmica.
In particolare è possibile analizzare l'andamento delle funzioni per ciascuna tipologia di ammaloramento:

- Per le fratture a pelle di coccodrillo l'andamento è tendenzialmente rettilineo, i valori partono da 20 (H), 10 (M) e 8 (L), per presenze nell'ordine dello 0,1%, a valori di 100(H), 85(M) e 75(L) per presenze nell'intorno del 100%.
- Per il refluimento del bitume l'andamento è semisinusoidale, i valori vanno da 0 per presenze dello 0,1% a 20 per valori del 5% a 67 per valori del 100%.
- Per le fessure a blocchi l'andamento è di due tipologie: semi-lineare per basse percentuali di ammaloramenti, nell'ordine del 5%, mentre esponenziale crescente per alte percentuali. In particolare: per presenze dello 0,1% si hanno valori di 5(L) 10(M) e 12(H), per valori nell'intorno del 5% 10(L), 18(M) 35(H), per percentuali del 100% si hanno 35(L) 55(M) e 75(H).
- Per le ondulazioni superficiali l'andamento è semiesponenziale ed in particolare per presenze dello 0,1% abbiamo valori di 2(L), 6(M) e 11(H), mentre per valori di 40% la curva H raggiunge il max di DV, la curva M raggiunge il max per valori dell'80% mentre la curva L per valori del 100% raggiunge il valore di 75.
- Per le depressioni l'andamento è semiparabolica, presentando tuttavia pendenze inferiori rispetto alle ondulazioni superficiali. In particolare per presenze nell'ordine dello 0,1% si hanno valori di 0(L), 5(M) e 12(H), mentre per presenze del 100% si hanno valori di 60(L), 85(M) e 96(H).
- L'erosione da getto reattori ha un andamento crescente fino a 10% di densità per poi variare in seguito. I valori presenti non sono molto elevati al fine del calcolo del PCI ed in particolare si parte da 0 per presenze nell'ordine dell 0,1%, fino 40 per presenze del 100%.
- Le fessure da riflesso hanno un andamento crescente vario, per valori di presenze nell'ordine dello 0,1% i livelli M ed L hanno valore 0 mentre il livello H parte già con un valore 2. Per presenze del 100% si hanno valori massimi di 35(L),65(M) e 95(H).

- Le fratture longitudinali e trasversali hanno un andamento crescente vario, per presenze dell'ordine dello 0,1% si hanno valori di 3(L), 4(M) e 7(H) , per presenze del 5% si hanno valori di 15(L), 25(M) e 40(H) e per presenze del 100% si hanno valori di 50(L), 75(M) e 95(H).
- La dispersione d'olio ha un andamento sinosoidale, e mantiene valori piuttosto bassi. Per presenze limitate i valori sono pari a 2 mentre per presenze elevate i valori arrivano a 28.
- I rappezzi presentano andamenti semi-parabolici via via crescenti. Per presenze minori i valori imposti sono di 2(L), 7(M) e 15 (M), mentre per presenze massimali i valori sono di 40(L),70(M) e 100(H).
- La levigatura degli aggregati presenta un andamento esponenziale, per presenze minime si hanno valori di piuttosto bassi mentre per presenze massime i valori arrivano fino a 50.
- Il distacco di inerti ha un andamento differente a seconda della gravità dell'ammaloramento che stiamo considerando. Al livello più basso (L) l'andamento è crescente, con valori che vanno da 1 a 27, a livello M l'andamento è semiparabolico mentre a livello H la curva ha un andamento semisinusoidale con valore iniziale di 6, andamento fortemente crescente fino a 5, dove raggiunge valori di 43 e modifica della concavità con valore massimo di 70. Tali differenze di comportamento sono da attribuirsi per la maggior parte al fatto che per i livelli M e H durante il fenomeno ci può essere presenza di FOD.
- L'ormaiamento ha andamento fortemente crescente: i valori per presenze minime sono di 9(L), 13(M), 20(H) mentre per presenze massime si hanno valori di 53(L), 80(M); per la curva H si raggiunge il massimo anche per presenze del 60%.
- Lo spostamento del manto per spinta orizzontale ha un andamento semi-parabolico con valori che per densità minime risultano di 2(L),6(M) e 10(H) mentre per densità massime hanno valori di 38(L), 65(M) e 90(H).
- Le fessure da scorrimento hanno un andamento semisinusoidale, il primo tratto, crescente parte da un valori di 5 per arrivare, con presenze del 5% fino a 35, e poi per arrivare, con presenze massime a valori di 80%.
- I rigonfiamenti hanno andamenti crescenti, per presenze minime si hanno valori di 1(L), 10(M) e 28(H) mentre per presenze massime

i valori arrivano a 46(L), 75(M) e per H il massimo già lo si raggiunge al 80%.

Dall'analisi dei pesi che vengono dati alle diverse tipologie ammaloramento è possibile notare come quelli considerati di maggior gravità sono le fessure a pelle di coccodrillo, le depressioni, gli ormaiamenti e i rigonfiamenti.

C'è da aggiungere che per il calcolo del PCI relativo ad una section non si fa riferimento a tutti gli ammaloramenti presenti, bensì attraverso operazioni matematiche si considerano esclusivamente gli ammaloramenti di maggiore gravità.

Generalmente è quindi possibile notare come ammaloramenti con maggior peso nel calcolo del PCI (elevato livello di gravità) siano quelli sintomatici di un danno strutturale, sebbene la valutazione svolta è solamente visiva, ovvero delle caratteristiche superficiali. Tali tipologie di ammaloramento sono quelle che richiedono gli interventi più importanti.

2.5.4 Modello di degrado

Per la predizione dei livelli di degrado delle pavimentazioni il software utilizza un metodo sviluppato dal U.S. Army Corps of Engineering (Shahin, 1994), denominato "Family".

Il metodo consiste nelle seguenti fasi:

1- Definizione delle famiglie di pavimentazione.
2- Filtraggio dei dati.
3- Analisi della deviazione dei dati.
4- Sviluppo dei modelli di famiglie.
5- Sviluppo dei modelli di pavimentazione.

Una famiglia di pavimentazione è definita come un gruppo di sezioni con caratteristiche simili di deterioramento. Le caratteristiche che possono essere analizzate riguardano l'utilizzo, il tipo di superficie, la zona, la categoria della sezione, l'ultima data di ricostruzione e il PCI.

Per individuare i fattori che più coerentemente devono essere usati, vengono utilizzati metodi di analisi statistica, in particolare attraverso F-Test. Tale metodo permette di valutare se la varianza misurata fra vari fattori è troppo elevata se confrontata con la varianza rispetto ad uno specifico fattore all'interno della stessa family. Se tale differenza è troppo larga, è probabile che vi sono differenze sostanziali fra i gruppi analizzati all'interno della stessa family.

Attraverso il filtraggio dei dati con metodi statistici è possibile scartare le valutazioni che sembrano non essere coerenti. I dati vengono ordinati per Section, età e PCI. Se il PCI di una sezione è sensibilmente maggiore rispetto a tutte le altre considerate, ciò significa che tale section non fa parte della famiglia considerata. Tali situazioni generalmente si creano nel caso in un cui una sezione sia stata ricostruita ma non ci è tenuto conto o non se ne è a conoscenza.
L'analisi della deviazione dei dati permette la rimozione statistica dei punti estremi. Tale procedimento è importante in quanto pavimentazioni con performance non coerenti possono avere impatti significativi nella maniera in cui il comportamento della famiglia viene modellato. Il programma calcola le predizioni dei residui, ovvero le differenze fra i PCI osservati e predetti utilizzando una curva derivante da polinomio di quarto grado.
Per lo sviluppo del modello di ciascuna family viene quindi utilizzato un polinomio del quarto grado minimizzando gli scarti quadratici rispetto al dato campionario. Al polinomio non è permesso avere pendenza positiva in quanto i valori di PCI possono solo diminuire nel tempo. L'approssimazione della curva è tanto migliore, quanto migliori e numerosi sono i dati disponibili. Per predire le condizioni future la curva viene estrapolata estendendo la tangente con la stessa pendenza di quella della curva dell'ultimo anno. In genere si fa riferimento ad un periodo di 3 anni.
Per la predizione delle condizioni di una sezione vengono utilizzati i modelli di famiglie appropriati. La predizione di performance per ogni section viene svolta definendo il punto in cui si trova all'interno della curva di predizione della famiglia. Viene assunto che il deterioramento per tutte le section in una famiglia è simile e funzione della loro condizione presente, a prescindere dall'età. La curva di predizione della section è disegnata attraverso gli ultimi punti PCI/età per la section investigata, ipotizzando un andamento del degrado parallelo a quello della famiglia di appartenenza. Comparando il deterioramento della sezione al deterioramento della famiglia si ottiene un feedback molto importante riguardo gli effetti della manutenzione, il traffico, il sistema di smaltimento delle acque e altri fattori riguardanti il comportamento della pavimentazione. Tale processo di revisione è necessario per le procedure di progettazione degli spessori della sovrastruttura. Il metodo family è stato sviluppato in modo da poter implementare il database e di

conseguenza aggiornare e migliorare continuamente il modello di deterioramento.

2.5.5 Sviluppo delle strategie manutentive

Il software Micropaver esegue un'analisi a livello di rete per valutare gli interventi manutentivi a diversi intervalli temporali. In particolare vengono fissati dall'utente dei costi standard per unità di misura, per diversi tipi di interventi possibili. In funzione del livello di PCI della section il programma viene istruito a suggerire diverse soluzioni manutentive. Generalmente nelle analisi si fissano dei valori di soglia di PCI che non possono mai essere raggiunti e dei valori di soglia che sarebbe meglio non superare. In seguito attraverso l'analisi si valuta la fattibilità del progetto rispetto alle imposizioni i budget.

2.6 Pavement Management System della provincia di Milano

In Italia l'unico esempio di applicazione di un pavement management system è stato concretizzato dalla provincia di Milano a partire dal 2003. In particolare dalle esperienze e dalla letteratura internazionale si è scelto di attuare strategie di manutenzione preventiva per le 10 arterie principali della provincia in modo da valutarne lo stato e poterne predire il decadimento nel tempo. Tale sistema di gestione è stato sviluppato attraverso la cooperazione di più enti, tra cui il Politecnico di Milano, l'ANAS e la società svizzera Viagroup SA.

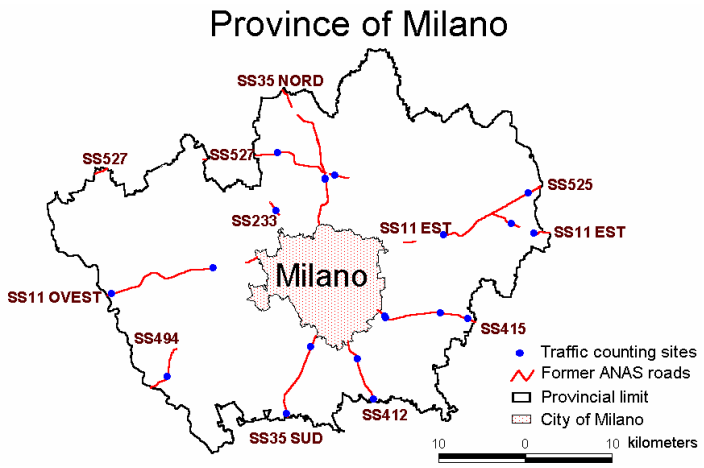


Figura 2.6.1 - Sovrastrutture oggetto d'indagine

L'occasione di sviluppare un PMS è nata dal trasferimento delle competenze per diverse infrastrutture dall'ANAS alla provincia, il che ha comportato la necessità di una conoscenza più oggettiva dello stato delle infrastrutture. Tale approccio ha portato la provincia ad una diversa gestione degli appalti ed in particolare alla formulazione di offerte "global service" nelle quali le ditte appaltanti dovevano garantire sufficienti livelli di performance per un dato periodo.

2.6.1 Generazione dell'inventario statico

La rete principale ANAS è composta da 10 strade, che coprono una lunghezza totale di 110 km. Con il passaggio della gestione delle strade dall'ANAS alla provincia è stato possibile acquisire la maggior parete delle informazioni del database statico.

2.6.2 Sviluppo ed implementazione del PMS

Il sistema di gestione delle pavimentazioni è stato strutturato in 3 parti principali :

- Fase di input nella quale sono state inserite nel sistema tutte le informazioni relative alle caratteristiche geometriche delle sovrastrutture, alle attuali condizioni, alle caratteristiche di traffico, ai modelli di performance scelti e alle tipologie d'intervento che si vogliono operare

- Fase di analisi nella quale sono stati sviluppate le informazioni acquisite attraverso modelli di performance in grado di analizzare e valutare l'andamento del degrado delle sovrastrutture nel tempo, nonché individuare le migliori strategie d'intervento attraverso l' Incremental Benefit Cost Ratio
- Fase di output nella quale confrontate le diverse strategie e vengono generate delle rappresentazioni grafiche in grado di sintetizzare sia le informazioni acquisite sia le elaborazioni svolte al fine di permettere la comprensione anche ai non addetti ai lavori.

2.6.3 Valutazione delle condizioni della pavimentazione

L'originalità del prodotto generato dalla provincia di Milano risiede nell'utilizzo di diversi indici per la valutazione globale delle caratteristiche della sovrastruttura.
In particolare le caratteristiche utilizzate sono tutte funzioni della superficie pavimentata, i parametri misurati sono il CAT, l'IRI e la percentuale di superficie fratturata. Il CAT è un indice di aderenza fra pneumatico e pavimentazione, l'IRI è un indice di regolarità superficiale, mentre la percentuale di superficie fratturata è direttamente comparabile allo stato di degrado della parte di pavimentazione legata.
In particolare l'indice aggregato utilizzato per valutare le section è stato denominato IQS; questo viene calcolato attraverso la seguente formulazione:

$$IQS = \min\left\{30\,;\,30{,}38 - \left[(IRI \cdot 2{,}5) + 50 * \left(\frac{6}{SFC_{60km/h}} - \frac{6}{65}\right) + (\%CRACKING \cdot 0{,}1)\right]\right\}$$

Per svolgere previsioni su diversi intervalli temporali gli indici vengono computati singolarmente, e vengono aggregati per i diversi intervalli temporali.
Altra peculiarità del PMS della provincia di Milano risiede nella modalità della scelta degli interventi manutentivi. In particolare sulla base di considerazioni dettate dall'esperienza sono state generate delle regole di manutenzione (rule of thumb), funzione delle caratteristiche rilevate attraverso il monitoraggio e la valutazione dello sviluppo delle condizioni nel tempo, come rappresentato in Tabella 2.6.1.

		Condition parameter				
Treatment type	Budget category	CAT		IRI		%Cracking
Crack sealing	Maintenance	-	-	< 1,5	and	10 < < 20
Surface dressing	Maintenance	< 40	and	< 1,8	and	20 < < 50
or		-	-	< 1,5	and	20 < < 80
Very thin layer	Maintenance	< 40	and	< 1,9	and	20 < < 50
or		-	-	< 1,6	and	20 < < 80
Mill and replace surface layer, AC ≈ 4-5 cm	Rehabilitation	< 40	and	1,5 < < 2,5	and	< 60
or		-	-	1,5 < < 2,5	and	> 50
Resurfacing (overlay, thickness ≈ 5 cm)	Rehabilitation	-	-	2 < < 3,0	and	> 50
Partial reconstruction (mill and replace all AC layers) (≈ 24 cm)	Rehabilitation	-	-	> 2,8	and	50 < < 85
Total reconstruction (surface, base and sub-base, subgrade treatment) (≈ 51 cm)	Rehabilitation	-	-	> 3,3	and	> 80

Tabella 2.6.1 - Regole per l'applicazione della manutenzione

2.7 Criticità dei PMS ad oggi in uso

I piani di manutenzione analizzati sono tutti incentrati su misure ed indici per i quali è stata sviluppata un'importante letteratura e sui quali si è acquisita un'estesa esperienza. Inoltre alcuni enti gestori già oggi hanno realizzato vaste banche dati che hanno permesso l'identificazione di range e trend per la valutazione dell'andamento di tali indici nel tempo.
Di conseguenza gli enti che si trovano a dover implementare un piano di manutenzione tendono ad utilizzare le informazioni che già possiedono e gli indici di cui hanno esperienza.
Tuttavia, come è stato possibile valutare, tutti gli indici riguardano essenzialmente il solo rilievo della parte superficiale della pavimentazione. Ciò comporta che i trend generalmente utilizzati non sempre rispecchiano la realtà e le cause del problema vengono valutate in modo erroneo: una frattura presente sulla superficie può essere generata sia dalla parte bassa dello strato legato ed essersi sviluppata verso l'alto, sia partire dalla superficie verso il basso; anche una esigua regolarità della pavimentazione può essere causata sia da un problema relativo agli strati non legati, sia da un'errata miscelazione dei componenti dello strato legato. La presenza estesa di una determinata tipologia di deterioramento superficiale è sempre sintomatico di un problema, tuttavia l'individuazione del rimedio migliore non è affatto scontato e può avere ricadute sostanziali sul trend degenerativo della sovrastruttura a seguito dell'intervento.
Ciò implica che nel caso di riqualifica della sovrastruttura non sempre è possibile valutare quale sia l'intervento economicamente più vantaggioso, in quanto le indicazioni che si riescono ottenere superficialmente non sempre sono esplicite e veritiere.
Obiettivo del presente studio è quindi generare un protocollo di manutenzione che non solo permetta di conoscere lo stato attuale della rete e verificarne il futuro decadimento, ma che altresì permetta di valutare quale possa essere l'intervento più appropriato in funzione delle informazioni acquisite.
Proprio a valle di questo si rende necessario acquisire informazioni che riflettano le condizioni dell'intera sovrastruttura stradale. Per tale motivo le informazioni relative alle caratteristiche strutturali dei singoli strati, misurate attraverso strumentazione a massa battente, sono de facto il miglior indicatore che è possibile utilizzare.

Caratterizzazione generale della sovrastruttura

E' noto come il corpo stradale sia costituito da un insieme di strati sovrapposti, di materiale e spessori diversi aventi funzione di sopportare complessivamente le azioni indotte dal traffico e di trasmetterle e distribuirle, opportunamente attenuate, al terreno d'appoggio (sottofondo) o ad altre strutture (ad esempio opere d'arte), nonché di garantire adeguate condizioni di sicurezza e confort durante la circolazione stradale.

Le pavimentazioni vengono definite flessibili quando lo strato superficiale è costituito da conglomerato bituminoso. Generalmente tali pavimentazioni sono una composizione a più strati dove lo strato superficiale è definito usura, di spessore dell'ordine dei 3/4 cm, immediatamente sotto vi è il binder sempre in conglomerato bituminoso, di spessore fra 6 e 10 cm, sotto ancora lo strato di base, in misto granulare (talvolta bitumato), ed infine vi è lo strato di fondazione, generalmente in misto granulare. Al di sotto dell'intera struttura stradale vi è il sottofondo, composto da materiale in situ nel caso lavorato al fine di migliorarne le prestazioni meccaniche.

Usura e binder, definiti genericamente strati superficiali, si trovano in posizione immediatamente sottostante il piano viabile e la loro funzione è di rispondere alle azioni locali verticali e tangenziali indotte dai veicoli, e di trasmetterle, con intensità attenuata, agli strati sottostanti, nonché di assicurare le caratteristiche di regolarità superficiale a garantire la necessaria aderenza. Al fine di ottenere le elevate caratteristiche necessarie usura e binder sono composte da una miscela di inerti con eccellenti caratteristiche meccaniche ed alte percentuale di bitume modificato e sono gli strati con la più alta resistenza meccanica.

Lo strato di base è lo strato intermedio fra gli strati superficiali e la fondazione stradale. Il suo compito è in genere quello di resistere ai carichi verticali ripartendoli sugli strati sottostanti, meno pregiati e di minore resistenza meccanica. Lo strato di fondazione è lo strato direttamente a contatto con il terreno di sottofondo. La sua funzione principale è di trasmettere i carichi verticali agenti sul sottofondo attenuandoli.

Il sottofondo è il terreno che è alla base dell'intera sovrastruttura ed è costituito dal terreno di sedime eventualmente migliorato nelle sue caratteristiche attraverso la miscelazione con leganti idraulici. In base alle sue caratteristiche viene poi dimensionata l'intera sovrastruttura stradale.

Le pavimentazioni vengono definite rigide quando lo strato superficiale è costituito da calcestruzzo, ovvero conglomerato cementizio. Generalmente le sovrastrutture rigide sono composte da una lastra in calcestruzzo o cemento armato di dimensioni tali da sopperire ai carichi statici che deve sopportare (generalmente minore di 40 cm) e al di sotto uno strato di fondazione misto granulare oppure legato. Le pavimentazioni rigide vengono generalmente impiegate quando si presuppone che la superficie dovrà sostenere dei carichi costanti per lunghi periodi, nei quali l'utilizzo di una pavimentazione flessibile potrebbe portare ad un prematuro deterioramento a causa, specialmente in caso di alte temperature, a lesioni dello strato superficiale che si potrebbero generare.
Infine, soprattutto in ambito aeroportuale, un ulteriore tipo di pavimentazione esistente è detta semirigida, la quale presenta una configurazione simile a quella di una pavimentazione flessibile, eccetto lo strato di base il quale è composto da materiale legato a cemento. Configurazioni di questo genere sono riscontrabili anche nei casi di ripristino di una pavimentazione rigida attraverso il ricoprimento delle lastre con conglomerato bituminoso.

3.1 Requisiti di una sovrastruttura stradale

Una sovrastruttura deve rispettare determinati requisiti al fine di permettere un utilizzo da parte degli utenti in sicurezza e confort. All'interno di un piano per la manutenzione delle pavimentazioni le caratteristiche che devono essere valutate sono le stesse che nel seguito sintetizzeranno il valore economico residuo della sovrastruttura stessa al termine del periodo di analisi.
Le caratteristiche che una sovrastruttura deve soddisfare riguardano sia la superficie pavimentata, sia gli strati componenti la sovrastruttura. La superficie deve infatti garantire le necessarie condizioni di sicurezza e di confort attraverso un adeguata aderenza e regolarità, come vedremo in seguito. Per quanto concerne le caratteristiche meccaniche degli strati, queste vengono definite sia dalla portanza dell'intera sovrastruttura stradale, sia attraverso la portanza del solo terreno di sottofondo.
Il progetto europeo COST 354 ha evidenziato quali siano le principali caratteristiche che una sovrastruttura deve soddisfare, da questa ha valutato quali siano gli indici maggiormente indicati per svolgere tale funzione. In particolare le caratteristiche individuate come fondamentali per la valutazione di una sovrastruttura stradale riguardano:

- Regolarità longitudinale;
- Regolarità trasversale;
- Macrotessitura;
- Aderenza;
- Capacità portante.

Delle cinque caratteristiche principali evidenziate dalle ricerche svolte all'interno dello studio le prime quattro riguardano essenzialmente le caratteristiche geometriche della superficie per diverse lunghezze d'onda caratteristiche, mentre la capacità portante è funzione delle proprietà meccaniche degli strati componenti la sovrastruttura e del relativo sottofondo.

All'interno della ricerca svolta in ambito europeo per ogni caratteristica è stata svolta un'attenta descrizione e sono stati elencati i principali indici utilizzati oggi per la valutazione della caratteristica. Da questi è stato individuato un indice (talvolta due) particolarmente idoneo alla descrizione del requisito.

La regolarità longitudinale è definita come la deviazione del profilo longitudinale da una linea retta per le lunghezze d'onda che vanno da 0,5 m a 50 m. La linea che viene utilizzata generalmente per referenziare il rilievo è stata individuata nell'intersezione fra il piano del profilo ed il piano orizzontale. L'indice che viene proposto all'interno della ricerca per la valutazione delle caratteristiche longitudinali è l'IRI, l' International Roughness Index, del quale vengono definiti limiti minimi e massimi.

La regolarità trasversale è definita come la misura di non uniformità della strada per l'intera larghezza di rilievo, come descritto nell' EN 13036-8 (2008). L'indice che viene proposto per la misura della regolarità trasversale è il Rut Depth.

La macrotessitura è definita come la superficie che si forma dai grani degli aggregati ed è rappresentata dalle lunghezze d'onda che vanno da 0,5mm a 50 mm. L'indice scelto per misurare tale parametro è il Mean Profile Depth.

L'aderenza è definita come la misura delle caratteristiche aderenti della superficie pavimentata. Gli indici scelti per la valutazione di tali caratteristiche sono due: il Sideways Friction Coefficient ed il Longitudinal Friction Coefficient.

L'ultima caratteristica delle sovrastrutture analizzata dal COST è la capacità portante. Di tutti i parametri utilizzati, il parametro tecnico scelto è il rapporto fra la vita residua e la vita di progetto della sovrastruttura.

3.2 L'aderenza

L'aderenza è definita come la "componente parallela al piano rotabile della reazione vincolare esercitata dalla via sul pneumatico che, rimanendo a contatto con essa, avanza con un movimento combinato di rotolamento e scivolamento."

L'aderenza deriva da due fenomeni: l'attrito per scorrimento fra le superfici in contatto e l'isteresi dello pneumatico intorno alle asperità superficiali. Il primo trae origine dalla resistenza al taglio dei legami molecolari che si formano quando la gomma dello pneumatico viene costretta dalla pressione ad un intimo contatto con la superficie della pavimentazione. Il secondo deriva dalla deformazione del pneumatico, di materiale plastico e localmente morbido, intorno alle asperità superficiali del piano rotabile. E' opportuno evidenziare come il coefficiente di adesione si riduca drasticamente passando da superficie asciutta a superficie bagnata, mentre il coefficiente d'isteresi è sostanzialmente insensibile alla presenza di acqua.

Numerosi fattori concorrono alla variazione dell'aderenza fra pneumatico e pavimentazione; ~~come~~ tra questi il traffico, le condizioni climatiche, la velocità dei veicoli, la pressione degli pneumatici, il carico sulla ruota, il tipo di battistrada, le caratteristiche superficiali e di drenaggio della pavimentazione.

I parametri di tessitura superficiale maggiormente utilizzati oggi sono:

- Texture Depht (TD): Distanza spaziale tra la superficie stradale ed un piano passante dai tre punti più alti all'interno di un area dello stesso ordine di grandezza dell'interfaccia pneumatico-pavimentazione.
- Mean Texture Depht (MTD): TD valutata attraverso metodologie volumetriche.
- Profile Depht (PD): Differenza, per una distanza longitudinale o trasversale dello stesso ordine di grandezza dell'interfaccia pneumatico pavimentazione, tra il valore del profilo reale e una linea orizzontale al punto più alto del profilo, all'interno della distanza considerata.
- Mean Profile Depht (MDP): Differenza fra la media dei due valori di picco, calcolati su una determinata lunghezza denominata Baseline, con il valore medio del profilo.

- Estimated Texture Depth (ETD): Profondità media della tessitura nel caso in cui questa venga stimata con metodi di tipo volumetrici.
- Spettro della tessitura (TS): Ampiezza delle componenti spettrali della tessitura.

Attraverso una corretta manutenzione stradale è possibile valutare ed intervenire sulle caratteristiche superficiali della pavimentazione.
L'aderenza è generalmente considerata funzione del contributo delle tre lunghezze principali di tessitura per le quali viene considerato il profilo di una pavimentazione: micro tessitura, macro tessitura e mega tessitura. La micro tessitura viene solitamente individuata per lunghezze d'onda che vanno da 0,001 mm a 0,5 mm; la macrotessitura viene individuata da lunghezze d'onda che vanno da 0,5 mm a 50 mm; la megatessitura viene individuata da lunghezze d'onda maggiori di 50 mm. In condizioni minime normali microtessitura e macrotessitura sono i principali responsabili del fenomeno dell'aderenza. In particolare la microtessitura influenza principalmente l'adesione fra pneumatico e pavimentazione oltre che il consumo fisico dello pneumatico transitante. La macrotessitura influenza principalmente il drenaggio, l'effetto di acqua planning e la generazione di inquinamento acustico. Per il miglioramento delle caratteristiche è necessario prendere diversi accorgimenti in funzione della caratteristica che si vuole migliorare: la microtessitura può essere controllata utilizzando aggregati con elevate caratteristiche meccaniche, in grado di resistere alla levigatura. Per la macrotessitura è invece importante valutare attentamente il fuso granulometrico degli inerti utilizzati per la progettazione della miscela.
Per la misura dell'aderenza le metodologia tradizionalmente impiegate prevedono delle misure puntuali attraverso lo Skid Resistance Tester e la valutazione dell'altezza in sabbia. Per quanto concerne le metodologie ad alto rendimento uno degli strumenti ad oggi maggiormente utilizzati è l'High Speed Texture Meter, il quale è in grado di svolgere misure della macrotessitura in continuo.

3.2.1 Metodi tradizionali di misura della micro tessitura: il coefficiente di levigabilità accelerata

Il coefficiente di levigabilità accelerata viene misurato attraverso il British Portable Skid Resistance Tester. Tale strumentazione misura l'attitudine dell'aggregato lapideo a consumarsi superficialmente e diventare

scivoloso. La prova può essere svolta sia in situ che in laboratorio. In laboratorio i provini generati utilizzando diverse composizioni granulometriche vengono sottoposti ad una azione levigante accelerata standardizzata. In seguito viene svolta la prova sui provini levigati e vengono valutate quali sono le caratteristiche di tessitura.

Figura 3.2.1 - Skid Tester

Sperimentalmente si è visto come il valore di CAT non si riduce progressivamente e costantemente al protrarsi dell'azione del traffico, ma raggiunge un valore di equilibrio inversamente proporzionale all'intensità del traffico commerciale.

3.2.2 Metodi tradizionali di misura della micro tessitura: la valutazione dell'altezza in sabbia

Il metodo dell'altezza in sabbia è una dei metodi più utilizzati in Italia per la misura della regolarità. In particolare attraverso la prova di altezza in sabbia, una quantità standard di materiale granulare di dimensione standardizzate (sabbia) viene posto sulla superficie pavimentata e viene poi sparso fino a quando non si genera un cerchio la cui altezza è la stessa della superficie pavimentata. Di tale cerchio vengono quindi misurate le dimensioni ed il coefficiente di altezza in sabbia è espresso come:

$$HS = \frac{V}{\left(\frac{\pi \cdot D^2}{4}\right)}$$

dove:

- V è il volume del materiale sparso;
- D è il diametro del cerchio generato.

3.2.3 Strumenti innovativi per la misura della macrotessitura: l'High Speed Texture Meter

Per la misura della tessitura una delle strumentazioni di nuova generazione che vengono usate è l'High Speed Texture Meter. Tale strumentazione è costituita da un generatore di impulsi laser short-range montato su una barra sulla quale sono presenti degli accelerometri ed un odometro. La barra è a sua volta bloccata sul telaio di un veicolo stradale. La misura viene svolta durante il moto del veicolo sulla superficie pavimentata alle normali velocità del traffico veicolare in corrispondenza del punto di passaggio dello pneumatico. Le misure vengono svolte nel rispetto della norma ASTM E 1845. E' stato analizzato sperimentalmente come le misure di tessitura acquisite attraverso l'HSTM siano statisticamente correlabili alle misure volumetriche.
Generalmente l'High Speed Texture Meter viene affiancato nella stessa barra profilometrica ai sensori laser per la misure della regolarità superficiale.

3.2.4 Strumenti innovativi per la misura della macrotessitura: misura attraverso dinamometri su ruote

Per la misura dell'aderenza non si opera svolgendo misure della sola microtessitura, ma applicando metodologie sperimentali è possibile misurare contemporaneamente il contributo congiunto della micro e della macrotessitura. I metodi di rilievo dell'aderenza si dividono in tre tipologie principali:

1- Metodi a ruota parzialmente frenata.
2- Metodi a ruota bloccata.
3- Metodi a ruota inclinata.

I metodi a ruota parzialmente frenata si basano sulla valutazione della percentuale di scorrimento dello pneumatico rispetto alla velocità di prova:

$$\mathbf{BSN(V,\%slip) = (F/N) * 100}$$

dove:

- V = Velocità di prova
- F = Forza d'aderenza
- N = Carico verticale sul pneumatico
- % slip = $[(V-r*\omega)/V]*100$
- r = Raggio pneumatico prova
- ω = Velocità angolare

I metodi a ruota bloccata/inclinata si basano sulla valutazione della forza in funzione dell'angolo di deriva e della velocità di prova:

$$\mathbf{SN(V,\theta) = (Fs/N) * 100}$$

dove:

- V = Velocità di prova
- θ = Angolo di deriva
- Fs = Forza d'aderenza perpendicolare al piano dello pneumatico
- N = Carico verticale sul pneumatico

3.2.5 International Friction Index I.F.I.

Il comitato AIPCR ha svolto uno studio teso ad armonizzare e confrontare i diversi metodi utilizzati per la misura della tessitura e dell'aderenza. Al termine delle sperimentazioni e dell'elaborazione dei dati fu messo a punto un indicatore il quale ha la caratteristica di poter essere valutato con qualsiasi attrezzatura fra quelle che furono coinvolte nel test. Tale indicatore è denominato "I.F.I." , ed è definito come:

$$\mathbf{I.F.I. = F60 * e^{(60-S)/Sp}}$$

dove:

- S = velocità di scorrimento relativo tra pneumatico e pavimentazione
- S_p = costante di velocità, funzione della macrotessitura:

  $$\mathbf{S_p = a+b* T_x}$$

  con a e b costanti di regressione fornite dal produttore
- T_x = misura della macrorugosità
- F60 = Valore dell'aderenza a velocità di scorrimento di 60 Km/h

  $$\mathbf{F60 = A+B * FR_{60}}$$

  con A e B costanti di regressione fornite dal produttore
- FR_{60} = Misura dell'aderenza riportata ad una velocità di scorrimento di 60Km/h

L'importanza dell'IFI non risiede solo nella possibilità di poter definire dei valori unici di riferimento da utilizzare nella gestione delle

pavimentazioni, nell'analisi dell'incidentalità e nella definizione dei capitolati dei lavori, ma di consentire una gestione univoca nelle fasi di controllo e manutenzione dei dati di aderenza e macrotessitura.

3.3 La regolarità

La regolarità è definita, secondo la norma ASTM E1274, come: "The deviation of a surface from a true planar surface with characteristic dimensions that affect vehicle dynamics and ride quality." (La deviazione di una superficie dalla reale superficie planare di caratteristiche dimensionali tali da interessare la dinamica del veicolo e la qualità di guida).
La regolarità della superficie viabile è quindi uno dei fattori che maggiormente influenza sia il piacere di guida, sia la sicurezza dell'esercizio viario.
Le irregolarità superficiali possono condizionare il confort e la sicurezza di marcia dei veicoli. Le problematiche derivanti da una superficie di rotolamento non regolare riguardano:

- Qualità di marcia.
- Potenziale fattore di danneggiamento per il veicolo.
- Oscillazioni del veicolo con conseguente variazione del peso aderente e ripercussioni sull'aderenza pneumatico-via.
- Aumenti di carico dinamico sulla pavimentazione con conseguenti fenomeni di deterioramento anticipato della sovrastruttura.

Gli scostamenti dal piano ideale al piano stradale ideale vengono rappresentati come onde casuali multifrequenza e possono essere analizzate come sinusoidi di lunghezza d'onda e ampiezze differenti.
L'equazione di una sinusoide (Y) espressa come funzione di X, è data da:

$$Y = A * sen(\frac{2 * \pi}{\lambda} * X - X_0)$$

dove:

- X_0 = fase iniziale, distanza che intercorre fra l'inizio delle misurazioni ed il primo valore medio del profilo
- λ = lunghezza d'onda, distanza minima fra le due parti della curva di un profilo che si ripetono periodicamente
- A = ampiezza d'onda, massima altezza misurata sulla curva

Il profilo longitudinale è definito come l'intersezione fra la superficie stradale di riferimento perpendicolare alla superficie di pavimentazione e

parallelo alla direzione di marcia della corsia, mentre il profilo trasversale è riferito alla direzione di marcia della corsia.
In funzione della tipologia di infrastruttura analizzata, o meglio delle velocità operative dei veicoli transitanti, vengono definite diverse lunghezze d'onda che interessano la sicurezza oppure il confort di guida (Tabella 3.3.1).

Velocità (Km/h)	Lunghezze d'onda legate alla sicurezza	Lunghezze d'onda legate al confort
40:60 (strade urbane)	0,6 : 1,5	4 : 17
60:100 (strada extraurbana)	1,25 : 2,5	8 : 25
100:130 (autostrada)	1,8 : 3,5	12 : 25

Tabella 3.3.1 - Lunghezze d'onda che interessano sicurezza e confort

La regolarità ha ulteriore effetti sui costi di manutenzione del veicolo; esistono infatti diverse relazioni empiriche che mettono a confronto tale parametro con le caratteristiche del veicolo ed i costi connessi in funzione dei chilometri percorsi, tuttavia non verranno analizzati in questa sede.
Gli strumenti utilizzati per la misura della regolarità vengono divisi in due categorie:

- Apparecchiature che misurano la risposta del veicolo in funzione delle sollecitazioni delle irregolarità del profilo stradale (metodi dinamici).
- Apparecchiature che misurano l'andamento del profilo superficiale stradale (metodi statici).

Nei metodi statici vengono utilizzati strumenti, detti profilometri inerziali, in grado di misurare la variazione del profilo trasversale nel tempo. Nei metodi dinamici, utilizzando strumenti detti road meter, viene registrato l'accumulo di spostamento subito dalle sospensioni e normalizzato sull'unità di lunghezza percorsa.
I metodi dinamici, se da un lato hanno il pregio di essere estremamente economici, dall'altro restituiscono misure che dipendono strettamente dalle caratteristiche del veicolo sul quale vengono alloggiati.
Attraverso metodi statici è possibile ottenere informazioni indipendenti dal mezzo di analisi e dalle condizioni al contorno.

3.3.1 L' International Roughness Index

Per armonizzare i vari metodi di misura è stato introdotto, nel 1982 ad opera di un gruppo di ricerca agenti nel World Bank project in Brasile, un indice di scabrezza internazionale, chiamato IRI (International Roughtness Index).
L'indice è definito dalla seguente equazione:

$$IRI = \frac{1}{l}\int_0^{\frac{l}{s}} |Z_s - Z_u| dt$$

dove:
l = lunghezza profilo
s = velocità simulata (80 Km/h)
Z_s = derivata della posizione della massa smorzata nel tempo (Sprung Mass)
Z_u = derivata della posizione della massa non smorzata nel tempo (Unsprung Mass)

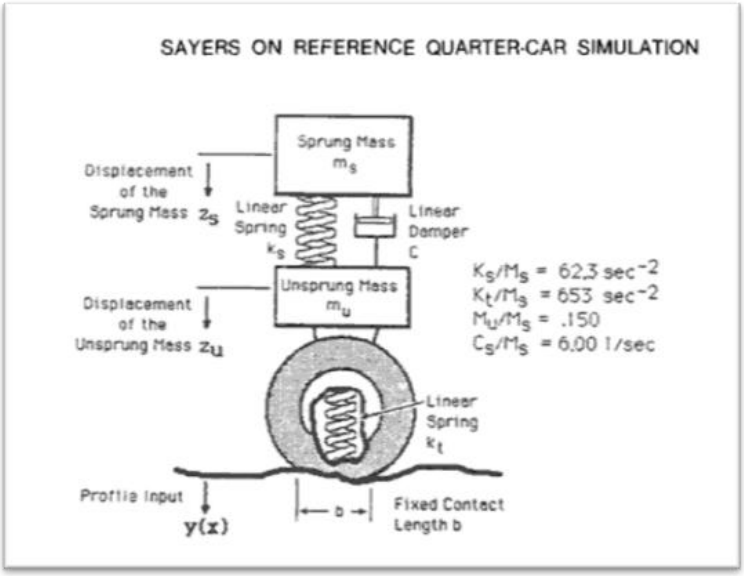


Figura 3.3.1 - Quarter Car Model

L'indice varia da 0 a 20, un valore pari a 0 identifica una pavimentazione perfettamente regolare mentre un valore di 20 corrisponde ad una pavimentazione in pessime condizioni.

L'indice IRI è stato sviluppato in maniera da essere lineare, riproducibile e stabile nel tempo. E' riproducibile in quanto può essere misurato con una grande varietà di equipaggiamenti restituendo i medesimi risultati, e stabile nel tempo in quanto è definito attraverso una trasformazione matematica del profilo misurato, non è quindi affetto dalle procedure di misura.
Per svolgere misure di IRI è necessario procedere attraverso i seguenti passi:

- Misurare un singolo profilo longitudinale con intervalli di campionamento minori di 300mm.
- "Smussare" il profilo misurato attraverso un filtro passa basso con lunghezza base di 250mm.
- Considerare la pendenza fra punti di elevazione consecutivi costante.

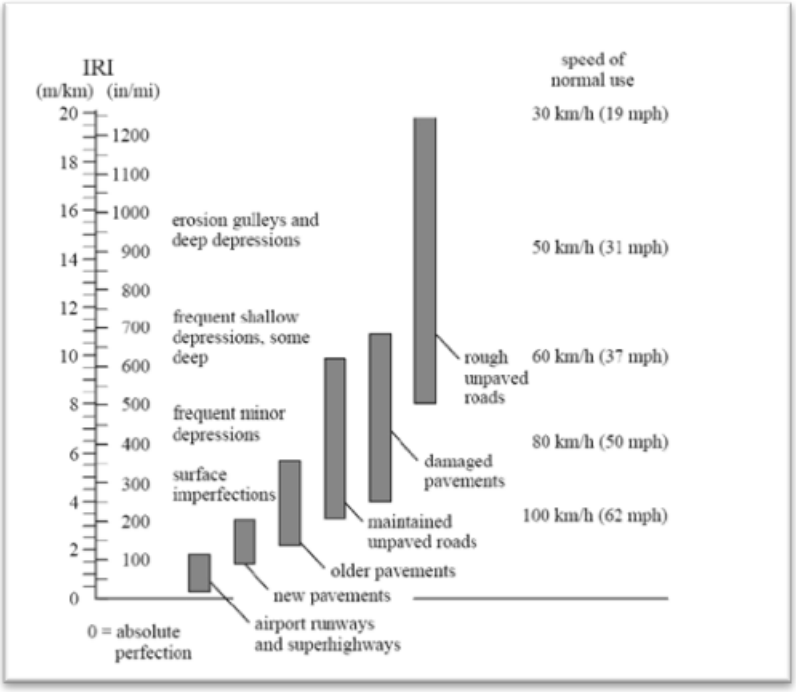


Figura 3.3.2 - Valori tipici di IRI per diversi tipi di pavimentazione

L'IRI può essere definito come un indicatore generale delle condizioni di una pavimentazione in quanto è sintesi di tutte le specifiche irregolarità

che influenzano la risposta dinamica del veicolo, che a sua volta si ripercuotono sull'utente, sul confort e sulla sicurezza.

3.3.2 Waveband Analysis

Un ulteriore indice che è possibile calcolare a partire dal dato profilometrico è definito attraverso la cosiddetta Waveband Analisys. Un generico profilo stradale può essere definito come lo spettro di più sinusoidi a diverse lunghezze d'onda. Attraverso la trasformata di Fourier del profilo misurato è possibile raccogliere una serie di indici statistici da attribuire alle diverse lunghezze d'onda considerate. Una delle funzioni generalmente più utilizzate è la Power Spectral Density, la quale descrive la distribuzione della variazione del profilo come funzione della lunghezza d'onda.

$$S_y\left(\frac{1}{\lambda}\right) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{+\infty} R_y(X)e^{-\frac{i-X}{\lambda}}\,dX$$

$$R_y(X) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_y(X)e^{-\frac{i-X}{\lambda}}\,d\left(\frac{1}{\lambda}\right)$$

dove:

- y = altezza della superficie, rappresentativa delle irregolarità
- x = avanzamento spaziale
- X = distanza fra due punti contigui
- S_y = valore di PSD in termini di lunghezza d'onda, rappresentativo della frequenza spaziale
- R_y = funzione di autocorrelazione spaziale

Lo studio del PSD di una pavimentazione è molto importante in quanto permette di evidenziare le lunghezze d'onda che presentano problemi di irregolarità.

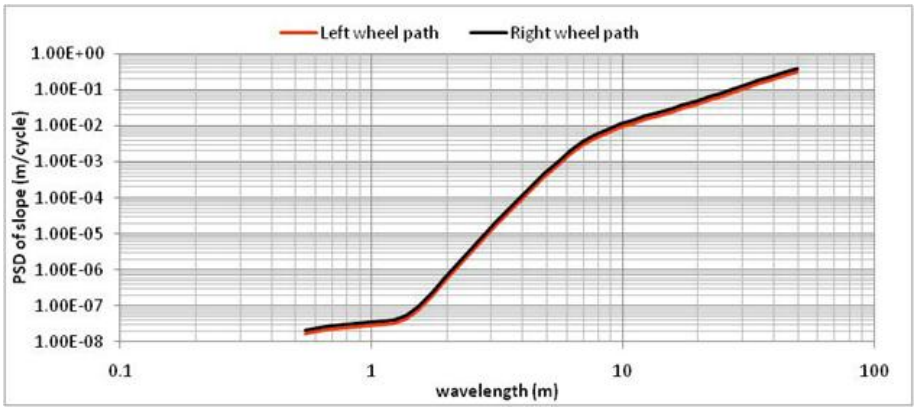


Figura 3.3.3 - Indice PSD in funzione delle lunghezze d'onda

3.4 La portanza delle pavimentazioni

La portanza è definita come: "L'attitudine di una pavimentazione stradale a sopportare i carichi e la loro ripartizione nel tempo" ed è collegata principalmente alla:

- Deformabilità visco-plasto-elastica degli strati
- Alla sequenza delle rigidezze del corpo della struttura
- Ai modi di accoppiamento fra strato e strato

La portanza è definita come il dato prestazionale strutturale; è necessario utilizzare dei metodi che permettano di conoscere lo stato di degrado di una sovrastruttura stradale prima che si verifichino delle condizioni di criticità all'interno della sovrastruttura.

La mancanza di portanza da parte di una pavimentazione può avere effetti che ricadono sia sulla sicurezza dell'esercizio viario, sia sul confort di guida. Una pavimentazione quando presenta valori di portanza molto ridotta, non presenta più superfici regolari e talvolta è possibile che alcune parti della struttura siano soggette al distaccamento.

La valutazione del degrado strutturale di una pavimentazione è legato tradizionalmente all'analisi visiva degli ammaloramenti che si presentano a causa di un indebolimento della sovrastruttura. Tuttavia non sempre è possibile riuscire ad individuare con certezza la causa di generazione dell'ammaloramento ed ancora più difficile restituire dal semplice rilievo visivo una indicazione di quale possa essere la possibile vita utile della sovrastruttura, se non nei casi troppo avanzati per essere considerati reversibili.

Nei prossimi capitoli verrà analizzata nel dettaglio la fisica che sta alla base del calcolo dello stato tenso-deformativo di una sovrastruttura

stradale, verranno quindi individuate le metodologie per calcolare il modulo elastico degli strati ed infine verranno mostrate le metodologie per il calcolo della vita utile di una sovrastruttura sia nel caso stradale che aeroportuale.

La struttura fisica di una pavimentazione

Per la valutazione dello stato fisico delle sovrastrutture stradali si fa riferimento alle equazioni utilizzate per i calcoli dello stato tenso-deformativo delle strutture materiali.

4.1 Teoria dell'elasticità

Le equazioni di base che devono essere considerate sono quelle dell'equilibrio: l'equilibrio delle forze normali e l'equilibrio dei momenti agenti nel corpo. Per identificare le forze e la loro dimensione all'interno di una sovrastruttura si rende necessario sviluppare i calcoli nella sezione di un corpo infinitesimo. In questo caso la risultante delle forze è il prodotto della forza costante per l'area della sezione ed il suo punto d'applicazione è il centro di gravità della sezione, ovvero la metà della sezione. Tutte le equazioni che vengono impiegate per tali valutazioni saranno necessariamente equazioni differenziali e generalmente l'equazione differenziale che esprime l'equilibrio è l'equazione di Laplace.
Simbolicamente tale equazione è espressa come:

$$\nabla^2 \Phi = 0$$

ed è un equazione omogenea differenziale del secondo ordine alle derivate parziali.
In coordinate cartesiane piane tale equazione diventa:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} = 0$$

In coordinate cartesiane volumetriche:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0$$

Nel caso di simmetria assiale e coordinate cilindriche:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial \Phi}{\partial r} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0$$

(equazione 1)

Una possibile risoluzione dell'equazione 1 si ottiene applicando una soluzione del tipo:

$$\Phi = f(r)g(z).$$

Ottenendo quindi:

$$\frac{\partial^2 f(r)}{\partial r^2} g(z) + \frac{1}{r}\frac{\partial f(r)}{\partial r} g(z) + f(r)\frac{\partial^2 g(z)}{\partial z^2} = 0$$

Dividendo tutto per f(r)g(z) si ottiene:

$$\frac{\frac{\partial^2 f(r)}{\partial r^2}}{f(r)} + \frac{\frac{1}{r}\frac{\partial f(r)}{\partial r}}{f(r)} + \frac{\frac{\partial^2 g(z)}{\partial z^2}}{g(z)} = 0$$

Da cui è necessario risolvere le due equazioni:

$$\frac{\partial^2 f(r)}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial f}{\partial r} = -Cf(r)$$

$$\frac{\partial^2 g(z)}{\partial z^2} = Cg(z)$$

Ipotizzando Cg(z) = e^z si ha che f(r) deve essere una soluzione dell'equazione:

$$\frac{\partial^2 f(r)}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial f(r)}{\partial r} + f(r) = 0$$

(equazione 2)

L'equazione 2 è chiamata equazione di Bessel di ordine zero.

La funzione di Bessel del primo tipo e dell'ennesimo ordine è definita come:

$$J_n(r) = \frac{(r/2)^n}{0!\,n!} - \frac{(r/2)^{2+n}}{1!\,(n+1)!} + \frac{(r/2)^{4+n}}{2!\,(n+2)!} - \frac{(r/2)^{6+n}}{3!\,(n+3)!} + \ldots$$

Comparando i risultati della differenziazione della funzione del primo ordine è facile valutare come questa sia pari alla funzione di ordine zero. Andando a sviluppare i calcoli della differenziazione si ottiene:

$$\frac{d^2 J_0(r)}{dr^2} + \frac{1}{r}\frac{dJ_0(r)}{dr} + J_0(r) = 0$$

(equazione 3)

È quindi possibile valutare come $J_0(r)$ sia una soluzione dell'equazione 2 e come $\theta = J_0(r)e^z$.

Al fine di risolvere le equazioni di Laplace utilizzando le equazioni di Bessel è importante considerarle nella formula del primo tipo e di ordine zero:

$$J_0(r) = \sum (-)^k \frac{(r/2)^{2k}}{k!\,k!}$$

Tale equazione può essere generalizzata nella formula:

$$J_p(r) = \sum (-)^k \frac{(r/2)^{2k+p}}{k!\,\Gamma(k+p+1)}$$

Dove $\Gamma(k+p+1)$ è chiamata funzione Gamma di k+p+1. La funzione Gamma è necessaria per esprimere la funzione di Bessel in modo non integrale, è un fattoriale ed è esprimibile come:

$$\Gamma(n+1) = n!$$

La funzione Gamma per valori non interi può essere computata numericamente ed è possibile ottenere i valori espressi in Tabella 4.1.1.

p	*1.0*	*1.1*	*1.2*	*1.3*	*1.4*	*1.5*	*1.6*	*1.7*	*1.8*	*1.9*	*2.0*
Γ(p)	*1.00*	*.951*	*.918*	*.898*	*.887*	*.886*	*.894*	*.909*	*.931*	*.962*	*1.00*

Tabella 4.1.1 - Valori della funzione Gamma

Volendo analizzare le equazioni di compatibilità per un corpo omogeneo, elastico ed isotropo soggetto ad una forza applicata alla sua superficie è innanzitutto necessario considerare un elemento infinitesimo rettangolare, che può essere schematizzato come soggetto alle forze rappresentate in Figura 4.1.1.

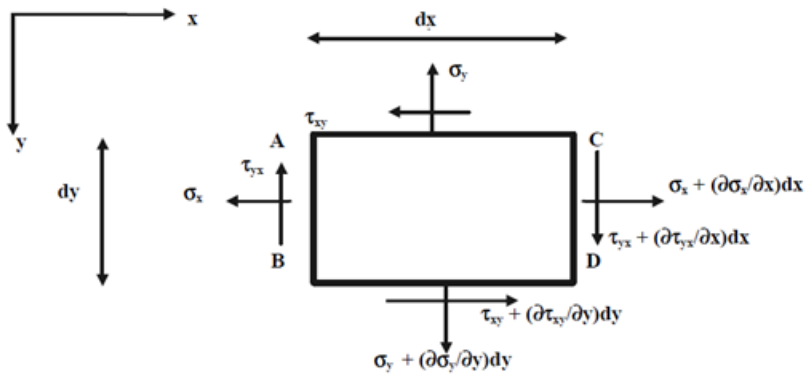


Figura 4.1.1 - Distribuzione delle forze per un elemento infinitesimo

Le forze che agiscono in direzione normale all'elemento sono chiamate tensioni normali nelle direzioni X e Y, mentre le forze che agiscono in direzione normale al piano sono chiamate tensioni di taglio. Per convenzione gli sforzi normali sono considerati positivi quando producono trazione e negativi quando producono convenzione. Considerando il rettangolo ABCD come infinitesimo, si accetta che le tensioni agiscano in modo uniforme sulle facce dell'elemento ed inoltre che la risultante delle tensioni passa per il centro di gravità del rettangolo.
La risoluzione dei calcoli dello stato dell'elemento si basa su tre principi:

- Equilibrio
- Continuità
- Elasticità

Per il principio di equilibrio all'interno del corpo si deve avere l'equilibrio delle forze. Per questo la somma delle forze orizzontali, verticali ed il momento intorno al centro di gravità devono risultare pari a zero. Dalla figura possiamo dedurre che:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx}$$

Il sistema di tre equazioni si riduce al sistema di due equazioni:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0$$
$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0$$

che è un sistema di due equazioni in tre incognite. E' quindi necessario ottenere altre informazioni per risolvere il sistema.
Per il principio di continuità un materiale che è soggetto ad una forza rimane continuo ovvero deve avere fratture a seguito dell'applicazione di una forza. Le equazioni che manifestano tali condizioni possono essere espresse nella formula:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \qquad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \qquad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$

dove ε esprime la deformazione del corpo nelle direzioni x ed y e γ esprime la deformazione angolare. Assumere la continuità del materiale significa assumere la continuità delle relazioni matematiche, pertanto:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}$$

Il sistema consiste ora in tre equazioni per sei incognite, è quindi necessario ottenere maggiori informazioni per risolvere il problema.
Per il principio di elasticità esiste una relazione lineare fra le tensioni a cui il corpo è soggetto e le sue deformazioni. Tale equazione viene solitamente espressa come Legge di Hooke:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x - \mu \sigma_y}{E}$$
$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y - \mu \sigma_x}{E}$$
$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \tau_{xy} = \frac{2(1+\mu)\tau_{xy}}{E}$$

dove E è chiamato modulo di Young, μ coefficiente di Poisson e G modulo di taglio del materiale.
Ci si trova quindi a dover risolvere un sistema di sei equazioni, due relative alle condizioni di equilibrio, una relativa alle equazioni di

continuità e tre relative alle condizioni di elasticità. Per risolvere tale sistema è necessario utilizzare una funzione potenziale Φ, dalla quale possono essere calcolate le tensioni. Tale equazione può essere espressa nella formulazione:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} \qquad \sigma_y = \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} \qquad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x \partial y}$$

(equazione 4)

Sostituendo le formulazioni dell'equazione 4 nelle formule delle equazioni di elasticità, continuità ed equilibrio si ottiene la funzione:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)\left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2}\right) = \nabla^2 \nabla^2 \Phi = 0$$

detta equazione di compatibilità. Tale equazione esprime il risultato matematico che il doppio laplaciano degli sforzi potenziali deve essere pari a 0.
Medesime considerazioni possono essere svolte nei sistemi di coordinate cilindrici e sferici, per giungere ad equazioni simili che per semplicità di trattazione non verranno riportate nel presente studio.

4.2 Il semispazio infinito soggetto ad un carico verticale

Boussinesque nel 1885 risolse il problema del calcolo dello stato tenso-deformativo di uno spazio semi-infinito soggetto ad un carico puntuale. Tale soluzioni sono generalmente chiamate equazioni di Boussinesque. I metodi matematici moderni permettono di risolvere tali problemi svolgendo delle trattazioni matematiche contenute. In particolare le equazioni di Boussinesque possono essere ricavate considerando un corpo soggetto ad un carico distribuito.
Ipotizzando la condizione di simmetria assiale del corpo, consideriamo un corpo semi-infinito soggetto ad una pressione p uniformemente distribuita su un area circolare di raggio a come quello in Figura 4.2.1.

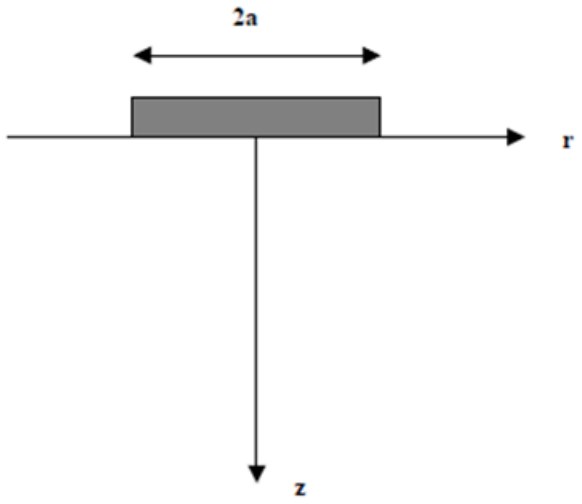


Figura 4.2.1 - Corpo all'interno del piano cartesiano.

Tale sistema ha come equazione di compatibilità la seguente:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}+\frac{\partial^2}{\partial z^2}\right)\left(\frac{\partial^2\Phi}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial\Phi}{\partial r}+\frac{\partial^2\Phi}{\partial z^2}\right)=0$$

La funzione di Bessel $J_0(mr)$ è una soluzione dell'equazione:

$$\frac{\partial^2\Phi}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial\Phi}{\partial r}+m^2\Phi=0$$

Quindi se assumiamo la soluzione attraverso la separazione delle variabili:

$$\Phi=J_0(mr)f(z)$$

L'equazione di continuità può essere espressa attraverso la formulazione:

$$\left(\frac{\partial^4 f(z)}{\partial z^4}-2m^2\frac{\partial^2 f(z)}{\partial z^2}+m^4 f(z)\right)J_0(mr)=0$$

Da cui, attraverso metodologie matematiche avanzate, è possibile giungere all' equazione:

$$\Phi = J_0(mr)\left[Ae^{mz} - Be^{-mz} + zCe^{mz} - zDe^{-mz}\right]$$

Dove le costanti A, B, C, D vengono definite attraverso le condizioni al contorno.
Le condizioni al contorno per il nostro caso sono le seguenti:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= -p \quad &for \quad r < a \\ \sigma_z &= 0 \quad &for \quad r > a \\ \tau_{rz} &= 0 \quad &whatever\ r \end{aligned}$$

Sviluppando tali equazioni è possibile, considerando un carico puntale, calcolare le equazioni di Boussinesq, che per le deflessioni superficiali e le tensioni assiali sono le seguenti:

$$w = \frac{2(1-\mu^2)}{E} pa$$

$$\sigma_z = -\frac{3P}{2\pi z^2}$$

Nell'intero semispazio tali equazioni diventano:

$$w = \frac{2(1-\mu^2)}{E} p\left[\left(a^2+z^2\right)^{1/2} - z\right] - \frac{1+\mu}{E} pz\left[1 - \frac{z}{\left(a^2+z^2\right)^{1/2}}\right]$$

$$\sigma_z = -\frac{P}{2\pi}\frac{3z^3}{\left(z^2+r^2\right)^{5/2}}$$

Anche nel caso di semispazio soggetto ad un carico circolare verticale, situazione rappresentativa della prova di carico su piastra, è possibile calcolare le deflessioni e le tensioni, in particolare si ottiene che il rapporto fra le deflessioni superficiali causate da una piastra rigida, rispetto alle deflessioni superficiali causate da una piastra flessibile,

ovvero che rimane aderente alla superficie durante l'applicazione della forza è pari a π/4 . Nel caso di piastra rigida la formula per il calcolo delle tensioni è la seguente:

$$\sigma_z = -\frac{P}{2\pi}\left[\frac{a^2+3z^2}{\left(a^2+z^2\right)^2}\right]$$

4.3 Il metodo di Odemark

Nel 1943 Burmister presentò una soluzione dell'equazioni differenziali considerando un sistema a multistrato composta da due strati. Da allora sono stati sviluppati un grande numero di programmi per calcolare le tensioni, le deformazioni e l'abbassamento di una superficie pavimentata.
I più noti sono:

- Bisar, sviluppato da Shell Oil
- Elsym 5 sviluppato da Chevron
- WES5 sviluppato da Waterways Experiment Station
- Alize III sviluppato dal Laboratoire Central des Ponts et Chaussèes
- Circly sviluppato dalla Mincad

Tutti i programmi elencati sono basati su comportamenti dei materiali di tipo elastico lineare; la maggior parte delle pavimentazioni, tuttavia, non ha questo tipo di comportamento. Al fine di implicare il comportamento non lineare dei materiali nei calcoli sono stati sviluppati anche diversi programmi che utilizzano modelli ad elementi finiti. I programmi ad elementi finiti accettano come dati di input diversi modelli dei materiali e diverse caratteristiche di deformabilità, come plastica elastica e viscosa. Alcuni programmi possono anche incorporare discontinuità del materiale e carichi dinamici. Rovescio della medaglia è che per simulare tali parametri servono moltissime informazioni, la maggior parte delle quali sono molto complicate da determinare in pratica e che è necessaria una grande capacità computazionale per risolvere tali sistemi.
Sia per la grande mole di informazioni che è necessario utilizzare, sia per la grande quantità di informazioni che è necessario avere, i metodi agli elementi finiti non sono idonei per l'utilizzo all'interno di un PMS. Si rende necessario sviluppare un modello meccanico più semplice per la valutazione delle caratteristiche di una sovrastruttura. In un Pavement

Management System è necessario valutare il tasso di deterioramento di decine di sovrastrutture per 20 anni o più, ipotizzando diverse strategie manutentive. Utilizzando un approccio analitico-empirico, le tensioni e le deformazioni devono essere calcolate un numero molto elevato di volte, si rende quindi necessario utilizzare un algoritmo rapido. Ciò è proprio quello che permette di fare il metodo di Odemark.
Il metodo di Odemark è basato sull'assunzione che le tensioni e le deformazioni al di sotto di uno strato dipendano solamente dalla rigidezza di quello strato. Se lo spessore, il modulo ed il rapporto di Poisson di quello strato si modificano, ma la rigidezza rimane la medesima, le tensioni e le deformazioni al di sotto di quello strato non vengono modificate. Pertanto la rigidezza di uno strato è proporzionale a:

R = (h^3 * E) / (1 - v^2)

dove:

- h = spessore dello strato
- E = modulo elastico dello strato
- ν = modulo di Poisson

Se si considera una struttura composta da uno strato ed il sottofondo, per la semplificazione di Odemark, lo strato può acquistare il medesimo modulo elastico del sottofondo a patto che il suo spessore si modifichi di conseguenza, come è possibile osservare in Figura 4.3.1 .

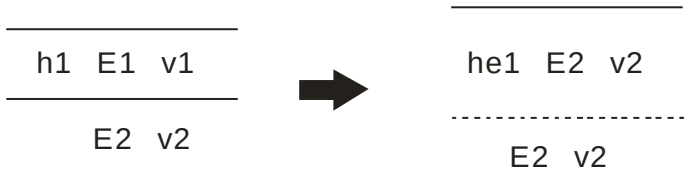


Figura 4.3.1 - Rappresentazione grafica della semplificazione di Odemark.

Per tale motivo le trasformazioni non influenzano la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni nello strato e si ottiene che:

$$h_e = h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} * \frac{1 - v_2^2}{1 - v_1^2}}$$

E' quindi possibile, attraverso tali equazioni ed una procedura ricorsiva, calcolare le tensioni, le deformazioni e quindi l'abbassamento superficiale di una pavimentazione composta da un numero finito di strati.

Le assunzioni di Odemark non sono matematicamente corrette. Per migliorare la risposta del sistema simulato rispetto alla risposta del sistema reale sono stati introdotti dei fattori di correzione “f” all’interno delle equazioni. Pertanto l’equazione che schematizza la trasformazione viene espressa nel seguente modo:

$$h_e = f * h_1 * \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2} * \frac{1-\nu_1}{1-\nu_2}}$$

Attraverso i fattori correttivi sono stati raggiunti buoni livelli di approssimazione rispetto alla teoria dell’elasticità di una sovrastruttura multistrato utilizzando un fattore correttivo di 0,8, tranne per la prima interfaccia dove un fattore di 0,9 deve essere utilizzato per un sistema a 2 strati ed un fattore di 1 per un sistema multistrato. Nel caso in cui lo spessore del primo strato h1 è minore del raggio della piastra di carico (solitamente 15 cm) è bene utilizzare un fattore f pari a 1,1*(a/h1)*0,3. Nel caso in cui fosse possibile misurare tensioni e deformazioni all’interno della sovrastruttura tali misure andrebbero utilizzate per calibrare il metodo di Odemark.
Nel caso in cui le valutazioni devono essere svolte per un sistema multistrato lo spessore equivalente per gli n-1 strati devono essere calcolati rispetto al modulo del sottofondo, ovvero:

$$h_{e,n} = f * \sqrt[3]{\sum_{i=1}^{n-1} (h_i^3 * \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n} * \frac{1-\nu_i}{1-\nu_n}}}$$

Le deflessioni vengono calcolate come la somma delle compressioni degli strati più la deflessione del sottofondo. La compressione dello strato individuale viene misurata come la differenza fra la deflessione nella parte superiore ed inferiore dello strato stesso nel sistema trasformato. Per il primo strato il sistema trasformato viene calcolato come la deflessione del semispazio di modulo E_1.
Attraverso i fattori di correzione dati dal metodo di Odemark è possibile ottenere da un sistema simulato di n strati una risposta ragionevolmente vicina alla teoria dell’elasticità, a patto che siano verificate le seguenti condizioni:

- I moduli decrescono con la profondità ((Ei/Ei+1) > 2)
- Lo spessore equivalente di ciascuno strato e maggiore del raggio dell’area caricata.

Nel caso in cui ciò non fosse possibile (oppure si vuole un miglior accordo) i fattori di correzione dovrebbero essere cambiati e possibilmente espressi come funzione dello spessore e dei moduli.
Nell'Appendice 2 è stato riportato un codice di calcolo tramite Matlab per la valutazione degli abbassamenti superficiali di un multistrato elastico.

4.4 Calcolo dello stato tenso-deformativo di una sovrastruttura

Il fine ultimo del processo di valutazione delle caratteristiche meccaniche di una sovrastruttura è il calcolo della vita residua (residual life) della stessa. La maggior parte dei metodi analitico-empirici utilizzano il criterio di predizione della vita attraverso l'analisi delle tensioni, basato sui risultati di prove dove lo strato viene considerato degradato quando il suo modulo risulta pari al 50% del modulo elastico iniziale. Sebbene tale procedimento viene storicamente impiegato a partire dai risultati delle prove di laboratorio su provini di conglomerato bituminoso, anche nel caso di prove prestazionali che indichino le caratteristiche di una pavimentazione in situ vale lo stesso principio. Ad oggi nessun metodo permette la predizione della severità e dell'ampiezza delle fratture che si produrranno sulla superficie pavimentata a partire dai dati deflettometrici, tuttavia ciò di cui si ha riscontro è che, a seguito di un degrado delle caratteristiche strutturali, vi sarà un conseguente degrado anche delle caratteristiche superficiali, che nella maggior parte dei casi si riflette con fratture ed ormaiamenti superficiali.
Generalmente l'abbassamento viene utilizzato come misura della capacità portante di una sovrastruttura; viene solitamente accettato che il deterioramento di una sovrastruttura è causato dalle tensione e le successive deformazioni per i diversi strati, in genere assumendo che tali tensioni e deformazioni ben si correlano con l'intera deflessione, la quale è responsabile del carico per un semispazio semiinfinito. Per le prove deflettometriche dinamiche svolte su una pavimentazione multistrato questo non è totalmente corretto.
Tale teoria trova riscontro anche attraverso le equazioni di Boussinesq nel caso di carico puntuale lungo l'asse di carico: dall'analisi delle equazioni può essere valutato chiaramente come la deflessione possa variare in modo inversamente proporzionale con la profondità, mentre le tensioni e le deformazioni variano inversamente con il quadrato della profondità.
Per tale motivo le deflessioni superficiali sono molto utili per la determinazione del modulo elastico degli strati della pavimentazione, dal

quale possono essere ricavate le tensioni e le deformazioni agenti all'interno della sovrastruttura, ma non possono essere usate direttamente come misura della vita utile.
Esistono diversi modelli numerici che permettono di calcolare tensioni, deformazioni e abbassamenti di un punto qualsiasi di un multistrato, soggetto a carichi puntuali o continui. Uno dei codici di calcolo maggiormente utilizzati per la valutazione delle tensioni all'interno di un semispazio è il software BISAR.
Il programma di calcolo BISAR è stato sviluppato presso il laboratorio Koninklijke/Shell di Amsteradam.
Le semplificazioni adottate dal BISAR sono le seguenti:

1. La struttura della pavimentazione può consistere al massimo di 10 strati dove lo strato più profondo, cioè il sottofondo, è rappresentato con uno strato semi-infinito;
2. Tutti gli strati hanno larghezza e lunghezza infinite (limitazione nel caso di calcoli su lastre in calcestruzzo);
3. I materiali costituenti i vari strati sono considerati omogenei, isotropi ed elastici. La distribuzione di sforzi e deformazioni è lineare in accordo con la legge di Hooke. Anche per gli strati non legati si assume, per semplicità, un comportamento elastico e ad essi, conseguentemente all'approssimazione fatta, si associa un modulo di elasticità E;
4. Il peso proprio degli strati viene trascurato;
5. Il carico è applicato attraverso una superficie di carico circolare con una pressione di contatto costante che dipende dal raggio della circonferenza stessa.

Per i processi di calcolo ed analisi della pavimentazione sono necessari i seguenti dati di input:

1. Il numero degli strati;
2. Lo spessore degli strati;
3. I moduli di elasticità (E) e di Poisson (ν) degli strati;
4. Gli sforzi di taglio di aderenza in corrispondenza di ogni interfaccia tra gli strati, per valutare il totale o parziale scorrimento tra due strati a contatto;
5. Il numero di carichi con le coordinate del centro di ciascun carico;
6. Una combinazione di due delle seguenti componenti atte ad esprimere il carico: sforzo, carico e raggio;

7. Le coordinate del punto per il quale passa la retta verticale lungo cui il programma svolge il calcolo.

Con i dati di input indicati ed avvalendosi delle semplificazioni riportate, BISAR è in grado di calcolare i valori delle componenti dei tensori degli sforzi e delle deformazioni, le direzioni principali di sforzo e deformazione ed i corrispondenti valori di questi ultimi, il massimo sforzo di taglio e gli spostamenti lungo le direzioni x, y, z .

4.5 Strumentazioni tradizionali per la misura della portanza

Per valutare le caratteristiche meccaniche degli strati non legati durante la messa in opera, tradizionalmente vengono svolte:

- Prove CBR in laboratorio o in situ sui materiali non legati.
- Prove di carico su piastra sul sottofondo e sugli strati non legati o debolmente legati.

Le due tipologie di prove hanno il comune punto debole di non permettere lo svolgimento di un campione statisticamente elevato di misure in tempi relativamente brevi. Ciò comporta che in fase di cantiere e con i tempi tecnici a disposizione durante le lavorazioni, è possibile svolgere un numero di prove sparse, ipotizzando che, nelle vicinanze, le caratteristiche meccaniche dei materiali siano analoghe.
Per quanto concerne l'intera sovrastruttura stradale tradizionalmente vengono svolte le prove attraverso la trave di Benkelmann. Tale prova permette la determinazione delle resistenza di una sovrastruttura stradale, sebbene anche in questo caso la velocità dei esecuzione delle prova risulta fortemente ridotta.

4.5.1 La prova CBR

Il CBR rappresenta un indice di portanza della terra in determinate condizioni e viene valutato mediante prove di laboratorio standardizzate (La prova è stata messa a punto dal *Californian Department of Transportation*). L'indice CBR è espresso come il rapporto tra il carico necessario a far penetrare un pistone di dimensioni standardizzate nel campione di materiale ed il valore di un carico di riferimento.
Diversi enti hanno normalizzato le procedure di prova per la determinazione dell'indice CBR, tra cui:

- CNR UNI 10009 - Prove sui materiali stradali. Indice di portanza CBR di una terra (Norma attualmente vigente in Italia);
- NF P 94 – 078 ;
- SNV 670 315.

La prova CBR viene eseguita su campioni di materiale che possono avere due distinte provenienze:

- Prelievo diretto del materiale in sito (solo se il materiale si lascia prelevare senza variare le proprie caratteristiche);
- Preparati in laboratorio secondo le procedure previste dalla norma.

I campioni preparati in laboratorio devono rispondere a precisi requisiti. Il materiale essiccato in stufa ventilata a 50° viene successivamente disgregato per mezzo di un pestello di gomma e vagliato al setaccio da 25 mm (almeno 6 kg di terra). La prova può essere eseguita esclusivamente se il trattenuto è inferiore al 35%; si impone quindi che la pezzatura sia di dimensioni ridotte (inferiori a 2,5 cm). Successivamente il materiale viene umidificato e, dopo aver posto un apposito disco spaziatore, viene inserito all'interno di una fustella.

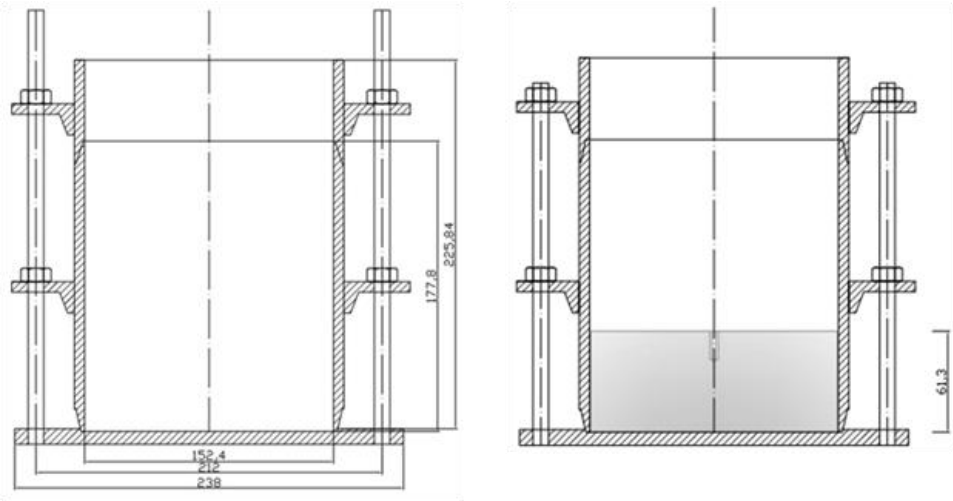
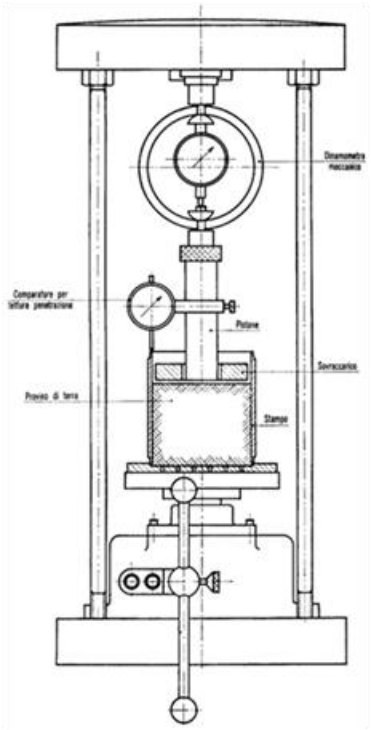


Figura 4.5.1 - Fustella CBR senza e con disco spaziatore

Il materiale inserito all'interno della fustella viene costipato secondo le modalità previste dalla prova Proctor. Preliminarmente all'esecuzione del costipamento del primo e dell'ultimo strato di materiale vengono effettuati due prelievi al fine di determinare il valore dell'umidità. La prova viene eseguita sulla faccia inferiore del campione che, quindi, dopo

la prova di costipamento deve essere capovolto. I campioni possono a questo punto essere assoggettati direttamente alla prova di penetrazione o avviati alla fase di saturazione finalizzata alla determinazione del rigonfiamento (nel caso in cui si tema che il materiale possa venirsi a trovare facilmente in tali condizioni). Al di sopra del campione capovolto, posto sempre all'interno della fustella, vengono posizionati alcuni dischi metallici di sovraccarico, forati al centro per permettere la penetrazione del pistone nel campione. Il pistone viene appoggiato sulla superficie del campione e pre-caricato con un carico di cui non si tiene conto. A questo punto inizia la prova vera e propria che prevede la penetrazione del pistone ad una velocità standardizzata e pari a 1.27 mm/min. durante la prova si monitora continuamente l'affondamento del pistone e vengono registrati i valori del carico rispettivamente per i valori di affondamento riportati di seguito in tabella.



Affondamento [mm]
0,5
1,0
1,5
2,0
2,5
3,0
4,0
5,0
7,0
9,0

Figura 4.5.2 - Pressa prova CBR e valori di cedimento significativi

Il valore dell'indice CBR viene espresso come rapporto tra il carico registrato per affondamenti pari a 2,5 mm (P1) e 5 mm (P2) ed i rispettivi

carichi di riferimento valutati su campioni di terreno campione della California costipati alla massima densità della prova AASHTO modificata, che risultano essere pari rispettivamente a 1360 kg e 2040 kg . Il valore finale dell'Indice CBR è assunto pari al massimo tra i due valori calcolati come riportato di seguito:

$$CBR_{2,5} = \frac{P_1}{1360} * 100$$

$$CBR_5 = \frac{P_2}{2040} * 100$$

I risultati ottenuti dalla prova vengono solitamente riportati anche sotto forma grafica evidenziando due andamenti tipici (Figura 4.5.3). Nel caso in cui la prova restituisca l'andamento della curva 2 deve essere apportata una correzione che prevede la traslazione del punto di zero dell'asse delle ascisse; la nuova origine viene individuata mediante il tracciamento della tangente al tratto più ripido della curva.

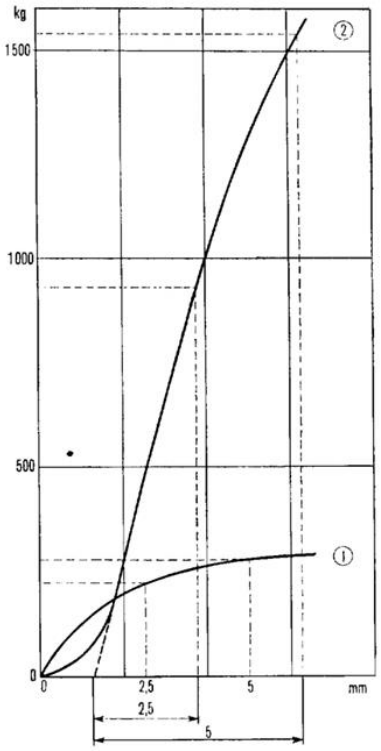


Figura 4.5.3 - Andamenti tipici della prova CBR (fonte: Norma 10009)

4.5.2 La prova PLT

La prova di carico con piastra viene generalmente utilizzata per analizzare le caratteristiche di portanza degli strati di sottofondo, corpo del rilevato, fondazione e base durante la fase di realizzazione degli strati stessi. L'obiettivo della prova di carico su piastra è quello di valutare il valore del Modulo di deformazione Md che risulta essere un parametro attraverso il quale esprimere la capacità portante degli strati della pavimentazione non legati.

La prova di carico con piastra è normalizzata in Italia dalla Norma CNR 146 (1992) "Determinazione dei moduli di deformazione Md e MdI mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare". La prova è normalizzata anche da altri enti europei e statunitensi mediante le seguenti norme di riferimento: ASTM D1196 (pavimentazioni e rilevati); Norma Svizzera SNV 670317a (1981).

Il modulo di deformazione ottenuto mediante prove di carico con piastra risulta essere un parametro costantemente presente all'interno dei Capitolati d'Appalto come strumento di verifica delle caratteristiche del materiale presente in sito (piano di posa).
La prova viene eseguita seguendo una procedura standardizzata variabile in funzione dello strato della pavimentazione sul quale la prova viene effettuata e prevede l'installazione di una piastra di acciaio di forma circolare in posizione orizzontale, ed in contatto in tutti i punti con il terreno di appoggio. Sulla piastra viene applicato un martinetto idraulico che contrasta con un carico fisso, costituito solitamente da un rimorchio zavorrato o da altro mezzo d'opera di peso sufficiente a contrastare l'azione del martinetto.

Figura 4.5.4 - Prova di carico con piastra

La prova può essere condotta in due configurazioni in funzione del numero di comparatori centesimali impiegate per determinare il cedimento dello strato all'atto dell'applicazione del carico. Il complesso di misura dei cedimenti che include: una trave porta comparatori, con la funzione di delocalizzare l'appoggio sul terreno al di fuori dell'area di influenza del carico applicato mediante la piastra; il braccio di ciascuno dei comparatori ed i comparatori stessi viene posizionato al riparo di qualsiasi sollecitazione. I comparatori vengono posizionati a 120° sul perimetro della piastra per mezzo di appositi elementi (bracci).
Dopo aver posizionato tutta l'apparecchiatura è possibile avviare la fase di carico ed analisi dei conseguenti cedimenti (per mezzo dei comparatori).

Il carico viene applicato alla piastra mettendo in pressione il fluido all'interno del martinetto idraulico, con andamento a gradino ed a velocità di deformazione controllata.

Figura 4.5.5 - Struttura porta-comparatori e particolare di un comparatore

Il carico viene incrementato con andamento a scalino e mantenuto costante fino al completo esaurimento dei cedimenti, che può essere appurato nel momento in cui tra due letture intervallate da 1 minuto, la differenza registrate del cedimento non superano gli 0,02 mm.
Qualunque sia lo strato sul quale si stia effettuando la prova la fase preliminare a quella di carico è quella del precarico; in questa fase viene applicato un carico di assestamento pari a 0.02 MPa in seguito al quale vengono azzerati tutti i comparatori.
Gli "scalini" con i quali viene applicato il carico sono invece variabili in funzione dello strato in analisi; in particolare nel caso di strati di sottofondo o del corpo del rilevato vengono applicati incrementi di carico di 0,05 MPa ciascuno a partire dal valore di 0,05 MPa. Per gli strati di fondazione e base gli incrementi di carico sono più consistenti e pari a 0,1 MPa. Ulteriori differenze procedurali al variare dello strato indagato sono da ricercare nel range totale di carico da indagare, come è possibile rilevare dalla Tabella 4.5.1.

STRATO	STEP [MPa]	CARICO MAX [Mpa]
RILEVATO e SOTTOFONDO	0,05	0,2
FONDAZIONE	0,1	0,35
BASE	0,1	0,45

Tabella 4.5.1 - Caratteristiche del carico di prova

Il calcolo del modulo di deformazione viene definito dalla relazione:

$$M_d = \frac{\Delta P}{\Delta S} D \qquad [MPa]$$

In cui ΔP rappresenta l'intervallo di carico di riferimento (funzione dello strato in analisi) e ΔS rappresenta il rispettivo cedimento espresso in mm. Per lo strato di sottofondo ΔP è calcolato tra 0.05 e 0.15 MPa, mentre per lo strato di fondazione è valutato tra 0.15 e 0.25 MPa; per lo strato di base è valutato tra 0.25 e 0.35 MPa.

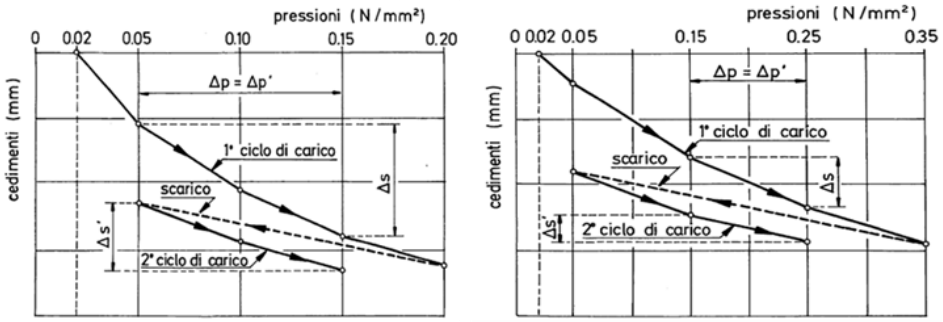


Figura 4.5.6 - Intervalli di carico e di cedimento per il calcolo di Md - sottofondo e fondazione

Solitamente le prove di carico con piastra vengono eseguite a doppio ciclo di carico; questo permette di valutare un secondo indicatore, il modulo di deformazione M_d^I, che rapportato al valore del modulo di deformazione del primo ciclo di carico permette di valutare le caratteristiche dello strato costipato grazie alla valutazione del grado di costipamento.

$$G.C. = \frac{M_d}{M_d^I}$$

Valori prossimi ad 1 del grado di costipamento indicano un costipamento ben eseguito, mentre valori inferiori ad 1 indicano che il primo ciclo di carico ha addensato il terreno che, quindi, non era sufficientemente costipato.
La prova è caratterizzata da numerosi pregi tra i quali, specialmente per l'ambito in analisi relativo ai materiali da Costruzione e Demolizione (C&D), quello di risultare una valida alternativa alla prova di verifica della densità in sito, difficilmente eseguibile su materiali caratterizzati da pezzatura particolarmente elevata (quale quella del C&D impiegato nell'ambito del campo prove). A fronte di ciò anche per la prova di carico con piastra vi sono delle restrizioni riguardo alla dimensione massima dei grani presenti nello strato che si sta testando; la norma CNR impone che la dimensione massima del grano sia più piccola di 1/3 rispetto alle dimensioni della piastra (di conseguenza la Dmax è pari a 10 cm).

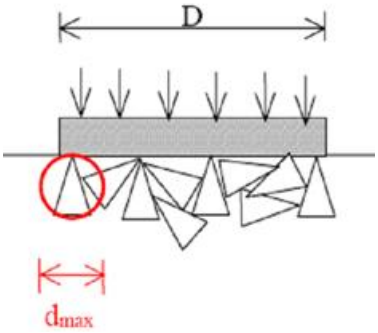


Figura 4.5.7 - Effetto scala prova PLT

Nonostante la sua notevole diffusione e l'enorme esperienza relativa all'interpretazione dei dati forniti dalla prova di carico su piastra, essa denota numerosi difetti. Innanzitutto la scomodità operativa della prova dovuta alla necessità di disporre di un mezzo di contrasto che viene quindi sottratto ad altre attività di cantiere. Anche la scarsa produttività rende questa modalità di prova inadeguata per operazioni che intendono indagare superfici molto estese; ciascuna prova necessita di almeno trenta minuti, durante i quali deve essere posizionato il mezzo di contrasto,

preparato il piano di appoggio, montata l'apparecchiatura, condotta la prova e registrati i dati rilevati.

4.5.3 La trave Benkelmann

Questo strumento è indicato per la misura della deflessione di pavimentazioni stradali al passaggio di un pneumatico gemellato con carico standard. L'apparecchiatura si compone di un telaio su piedini registrabili che porta il fulcro di un braccio mobile; quest'ultimo appoggia a terra al capo esterno e tocca un comparatore a quello interno. I movimenti relativi della pavimentazione sono indicati dal comparatore, in funzione del rapporto di leva (1:2).

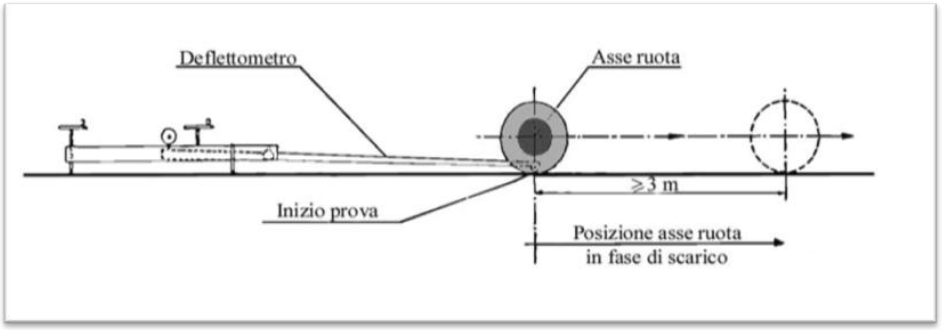


Figura 4.5.8 - Schema Trave Benkelmann

Il sistema è costituito da una coppia di ruote gemellate di un autocarro di cui sono noti sia il carico applicato alla coppia di ruote (50 kN) sia la pressione di gonfiaggio (0.70 MPa): una parte fissa costituita su due appoggi a cui è collegata l'estremità della parte mobile e una parte mobile che trasmette lo spostamento ad un comparatore centesimale.
In seguito allo spostamento del veicolo si effettuano letture di deflessione a diverse distanze, rilevando la deflessione elastica istantanea, la deflessione restituita totale dopo un determinato intervallo di tempo, ed infine, si traccia il deflettogramma per diverse posizioni del carico.
Nel caso in cui le misure vengano eseguite sul sottofondo stradale è possibile sintetizzare l'analisi elastica del problema alla soluzione di un problema di forza concentrata agente ortogonalmente al piano limite di un semispazio (problema di Boussinesque) in un mezzo elastico lineare ed isotropo.

$$E_{st} = CB * \frac{p * r}{d}(1 - \mu^2$$

dove:

- p = pressione di gonfiaggio dei pneumatici
- r = raggio di carico circolare equivalente
- μ = coefficiente di Poisson
- d = deflessione del sottofondo misurata fra le ruote gemellate
- CB = coeff. Correttivo funzione del rapporto tra la distanza delle ruote gemellate (t) ed il raggio d'impronta di una di esse sul terreno (s). Varia fra 1 per t/s = 0 e 1,8 per t/s=1

Le modalità di prova sono normate così come gli indici calcolabili e la velocità di applicazione del carico. Le normative prevalentemente utilizzate per l'utilizzo della trave Benkelmann sono:

- AASHTO T 256: Pavement Deflection Measurements
- ASTM D 4695: General Pavement Deflection Measurements

4.6 Strumentazione innovativa per la misura della portanza

L'evoluzione tecnologica ha permesso di generare strumentazioni elettroniche in grado di svolgere un numero statisticamente significativo di misure in tempi relativamente brevi e di riuscire in questo modo ad ottenere informazioni delle condizioni strutturali dell'intera superficie pavimentata per sviluppi consistenti. Tali strumentazioni, dette innovative, sono generalmente chiamate deflettometri a "massa battente", ovvero Falling Weight Deflectometers.

Questi strumenti vengono utilizzati per valutare lo stato delle pavimentazioni stradali e per valutare le caratteristiche di portanza degli strati della pavimentazione durante le fasi di realizzazione, costipamento o manutenzione.

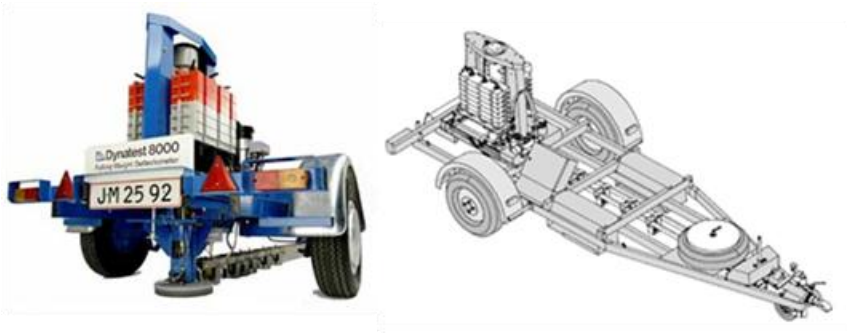


Figura 4.6.1 - Falling Weight Deflectometer (FWD)

L'FWD rientra, per le modalità con le quali vengono eseguite le prove, nella categoria di apparecchiature definite Impact Load Device all'interno della quale sono presenti tutti i macchinari che valutano le reazioni di un mezzo, quale ad esempio la pavimentazione stradale, mediante l'applicazione di un carico con azione di tipo impulsivo realizzata mediante la caduta di un massa di caratteristiche note. Lo strumento, in seguito all'applicazione dell'azione impulsiva, registra tramite appositi strumenti (geofoni) la deflessione, cioè la deformazione temporanea in direzione verticale, espressa in 0,01 mm, dello strato indagato (o dell'intero pacchetto di pavimentazione). La particolare disposizione dei geofoni rispetto al centro di caduta della massa permette di rilevare la deflessione dei vari punti della pavimentazione ad una distanza variabile dall'area di carico, consentendo quindi di valutare un bacino di deflessione. L'analisi della forma e delle caratteristiche in genere del bacino di deflessione permette, mediante accurati e complessi modelli di backcalculation di determinare le caratteristiche degli strati in termini di modulo elastico.
L'FWD può essere impiegato in più ambiti e, a seconda delle indagini che si vogliono effettuare, è possibile regolare l'altezza di caduta della massa in modo da determinare sollecitazioni e, di conseguenza, deflessioni di entità differente. Di seguito viene riportata una schematizzazione del funzionamento dello strumento FWD, in cui è possibile notare le caratteristiche del corpo di carico costituito dalla massa, dall'elemento guida della massa e da alcune molle che rendono dinamica la sollecitazione indotta sullo strato testato. Nella seconda parte dello schema è possibile rilevare la disposizione classica dei geofoni, posizionati secondo un unico allineamento, uno dei quali collocato al centro dell'area di carico; sono i geofoni posizionati al di fuori dell'area

di carico, solitamente in numero di 7 che permettono l'individuazione del già citato bacino di deflessione che si viene a creare nel momento in cui la massa viene fatta cadere sulla pavimentazione.

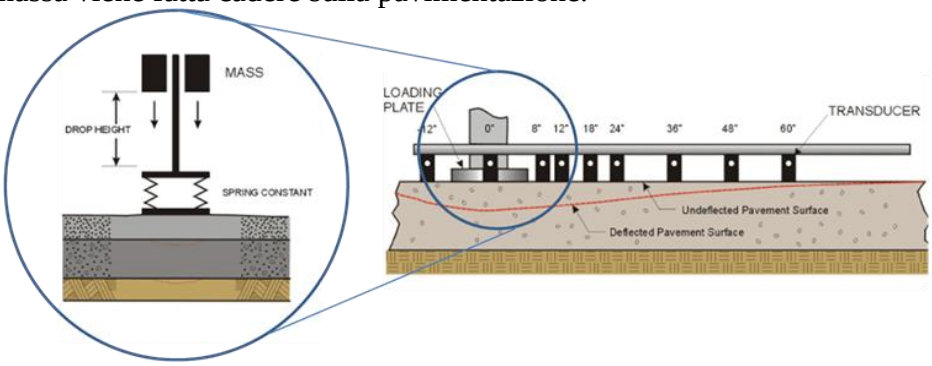


Figura 4.6.2 - Schematizzazione FWD - modalità di carico e disposizione geofoni.

La modulabilità dell'apparecchiatura FWD permette, variando le caratteristiche della massa battente e la disposizione dei geofoni, di eseguire prove tese a valutare gli effetti di differenti tipologie di carico. Per questa sua capacità lo strumento ha trovato ampia diffusione a partire dagli anni '80 sia in ambito stradale che in ambito aeroportuale.
Generalmente la massa battente varia tra <50-350 Kg (forza di picco 7-120 kN) per pavimentazioni stradali e tra i 200-700 Kg (forza di picco 30-240 kN) per pavimentazioni aeroportuali, mentre l'altezza di caduta è variabile tra i 2 e 40 cm. Nel caso aeroportuale, dato le elevate masse in gioco durante la prova, la strumentazione è chiamata Heavy Weight Deflectometer.
L'applicazione della sollecitazione alla pavimentazione a seguito della caduta della massa battente non è istantanea come non lo è il raggiungimento del livello di picco cui si perviene solitamente in 25-30 ms. La sollecitazione indotta durante la prova assume quindi un andamento di tipo semisinusoidale per il quale la lunghezza d'onda risulta pari a 25 – 30 ms.

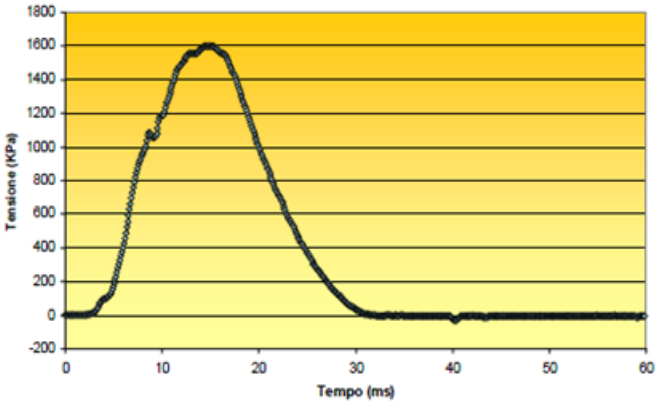


Figura 4.6.3 - Andamento tipico della tensione in prove FWD

La possibilità di simulare l'azione di un carico dinamico in passaggio sullo strato test risulta essere una delle principali differenze rispetto alle prove tradizionali, come quella di carico su piastra. Inoltre la velocità di esecuzione della prova, la cui durata mediamente è pari a 1 minuto, permette di indagare la pavimentazione o il singolo strato in molti punti, disponendo quindi di una visione dettagliata delle caratteristiche di un'ampia zona d'indagine.
Per quanto riguarda l'applicazione dello strumento in fase di realizzazione degli strati non legati si deve tener presente che il piano deve essere sufficientemente resistente da permettere il transito del carrello con l'apparecchiatura e del veicolo di traino.
Lo sterminato campo di applicazione dell'FWD e le sue peculiarità, che permettono l'indagine di numerosissimi parametri al variare della configurazione prova, hanno determinato la pressoché totale assenza di strumenti normativi volti a definire degli standard di prova universalmente validi. Ciascun Ente fornisce solitamente, in funzione delle analisi da eseguire, specifiche tecniche per l'utilizzo dell' FWD.
Esistono normative che indicano specifiche riguardo le modalità di utilizzo, in particolare l'ASTM D4694 - 09 "Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device" dà indicazioni rispetto a come deve essere costituita la strumentazione ed i tempi per la generazione dell'impulso di forza.

L'interpretazione dei dati deflettometrici

L'interpretazione dei dati deflettometrici viene svolta secondo differenti tipologie d'analisi. In particolare dai dati grezzi acquisiti dallo strumento è possibile ottenere particolari indici, detti Basin Index, che possono dare una prima indicazione sulle condizioni della sovrastruttura sia per gli strati superiori che inferiori. E' inoltre possibile avere un'indicazione del comportamento meccanico dell'intera sovrastruttura omogenizzandone gli strati al sottofondo e risolvendo le equazioni di Boussinesq relative all'abbassamento al fine di ottenere il valore di modulo elastico omogenizzato, utilizzando i dati del geofono centrale. Infine è possibile applicare, conoscendo anche i dati di spessore della sovrastruttura, le tecniche di backcalculation ed ottenere i dati relativi alle caratteristiche meccaniche dei moduli elastici dei singoli strati.

5.1 I moduli di bacino

A seguito della campagna di acquisizione per ogni posizione di battuta è possibile ricavare il picco massimo di deflessione per ciascun geofono. Dall'unione dei picchi dei geofoni è possibile ricostruire il bacino di deflessione, da cui vengono analizzate:

1. La deflessione al centro della piastra di carico, che rappresenta la deflessione massima della struttura analizzata, e da indicazioni sulle caratteristiche dell'intera sovrastruttura;
2. La pendenza del bacino, ovvero la differenza tra le deflessioni fra due geofoni in rapporto alla loro distanza. In particolare sono stati sviluppati specifici indici detti fattori di forma del bacino:
   - F1 = (D0-D24) / D12
   - F2 = (D12-D36) / D24

   oppure l'indice di curvatura superficiale:
   - SCI = D0-D12

     i quali forniscono informazioni sulla rigidezza relativa della regione più superficiale della struttura analizzata;
3. La differenza fra le deflessioni nella parte centrale del bacino di deflessione (compresa fra 300mm e 900mm dal centro della piastra) che fornisce indicazioni sulla rigidezza relativa della zona sub-superficiale della struttura indagata;
4. Le deflessioni in corrispondenza della parte più profonda del bacino, che è correlata alla rigidezza del sottofondo.

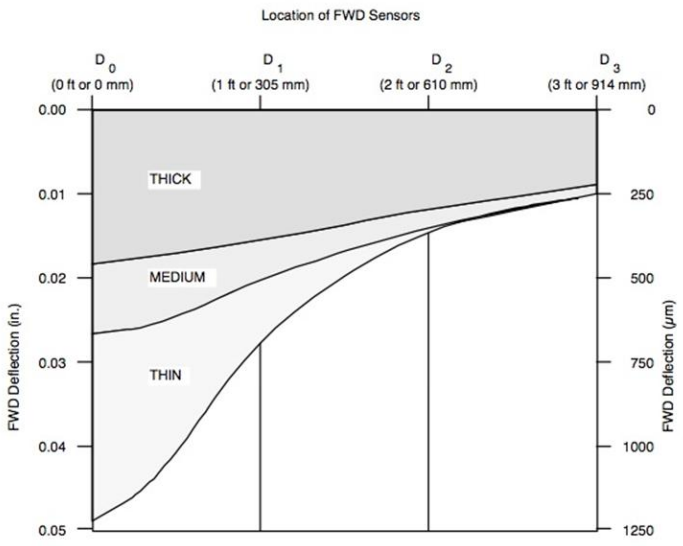


Figura 5.1.1 - Schema rappresentativo delle deflessioni all'interno della sovrastruttura

5.2 Applicazione delle equazioni di Boussinesque

Come visto precedentemente la soluzione di Boussinesque dello stato tenso-deformativo di un ammasso ipotizza che il mezzo indagato abbia comportamento elastico lineare ed isotropo e che vi sia una forza concentrata agente ortogonalmente rispetto al piano limite del semispazio elastico.

Dall'analisi delle equazioni si può vedere come la soluzione mostra che le tensioni indotte (e la loro distribuzione) sono indipendenti dal modulo di elasticità del mezzo indagato, ma dipendono esclusivamente dal coefficiente di Poisson ν.

Se si considera un ammasso con un carico puntuale P agente in modo normale alla superficie, come quello rappresentato in Figura 5.1.1 dalla soluzione di Boussinesq è possibile valutare lo stato tensionale dell'intera struttura calcolando le tensioni indotte in ogni punto del mezzo:

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}$$

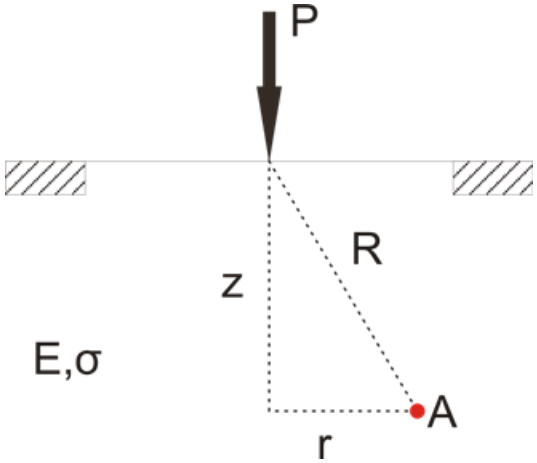


Figura 5.2.1 - Azione del carico puntuale P

E' inoltre possibile valutare lo stato deformativo dell'ammasso per ogni punto, in particolar modo lungo il piano assiale al punto di applicazione del carico si ha:

$$\delta_z = \frac{P(1+\upsilon)}{2\pi ER}\left[2(1-\upsilon)+\frac{z^2}{R^2}\right]$$

Dall'equazione dell'abbassamento è possibile calcolare il modulo elastico superficiale E, ricavato come il modulo medio pesato del semispazio elastico equivalente calcolato a partire dalle deflessioni utilizzando le equazioni di Boussinesque:

$$E = \frac{f(1-\nu^2)\sigma_0 a}{\sigma_0}$$

$$E = \frac{(1-\nu^2)\sigma_0 a}{r * d_0(r)}$$

Dove la prima equazione è quella relativa al geofono in asse mentre la seconda è quella relativa ai restanti geofoni.
Attraverso la valutazione delle deflessioni a diverse distanze dal centro di carico è inoltre possibile determinare la veridicità dell'assunzione che le misure sono svolte in un semispazio elastico isotropo omogeneo. In tale caso tutti i moduli, misurati a differenti distanze, dovrebbero risultare i medesimi, o quantomeno simili. Nel caso in cui ciò non accada, condizione comune nel caso di misure su pavimentazione è necessario

svolgere la backcalculation per avere indicazione delle caratteristiche di ogni singolo strato.

5.3 La backcalculation dei moduli delle strati componenti la via

La Backcalculation è il processo usato per computare i moduli elastici degli strati componenti la pavimentazione ed il modulo resiliente del sottofondo attraverso il bacino di deflessione generato da un deflettometro a massa battente (Muench et al., 2003). Per svolgere un processo di backcalculation deve essere innanzitutto conosciuto il valore iniziale del modulo elastico degli strati componenti la sovrastruttura, il quale generalmente viene valutato sulla base dell'esperienza. Dopo aver assunto il valore di modulo iniziale dello spessore, viene valutata la deflessione superficiale della pavimentazione utilizzando un modello di risposta della pavimentazione. La deflessione calcolata viene quindi comparata con la deflessione misurata. Aggiustando i valori di modulo elastico degli strati componenti la pavimentazione è possibile ottenere un buon riscontro fra i valori di deflessione misurati e i valori di deflessioni teorici. Il processo di backcalculation è solitamente iterativo. Sono stati sviluppati diversi programmi per lo sviluppo dei calcoli, come può essere visto nella Tabella 5.3.1; i più utilizzati sono Modulus 6.0, Elmod 6.0 ed Evercalc 5.0 .

Produttore	Programma	Metodo Backcalculation
AASHTO	Darwin	Odemark-Boussinesq
Carl Bro	RoSy DESIGN	
Dynatest	Elmod	Odemark-Boussinesq
KUAB	ERIDA	
SHA	MODCOMP	Multilayer elastic teory
Virginia DOT	ModTag	
Texas Trasport Istitute	Modulus	Multilayer elastic theory
WSDOT	Evercalc	Multilayer elastic theory

Tabella 5.3.1 - Software di backcalculation maggiormente impiegati

La Figura 5.3.1 presenta un diagramma di flusso semplificato delle procedure di backcalculation. Le principali componenti del processo di backcalculation comprendono (Lytton, 1989):

- Spessore degli strati componenti e carichi applicati: spessori di ciascun punto nel quale è stata svolta la prova e livello di carico applicato sulla superficie pavimentata.
- Deflessioni misurate: deflessioni superficiali acquisite durante le misure FWD.
- Temperatura di prova dello strato di conglomerato bituminoso e dell'aria.
- Tipologia degli strati componenti (per ipotizzare i moduli iniziali, detti "seed moduli").
- Calcolo delle deflessioni: modello di risposta delle pavimentazioni per calcolare la deflessione teorica superficiale.
- Valutazione degli errori: comparazione delle deflessioni calcolate e misurate.
- Ricerca dei nuovi moduli: ricerca iterativa dei nuovi moduli degli strati della pavimentazione fino a che le deflessioni calcolate e misurate.
- Controllo della variazione dei moduli: il programma di backcalculation solitamente può definire un range di moduli per ciascuna tipologia di pavimentazione per prevenire che vengano calcolati valori di modulo non ragionevoli.

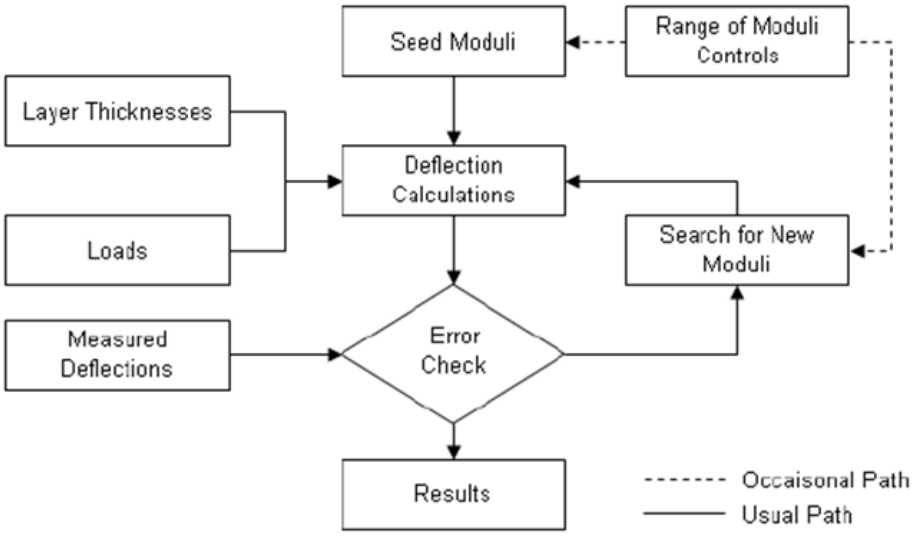


Figura 5.3.1 - Diagramma di flusso semplificato delle procedure di backanalisys

5.4 Fattori che influenzano la backcalculation delle sovrastrutture viarie

I principali fattori che influenzano i valori di deflessioni rilevati riguardano:

- La struttura della pavimentazione
- L'entità del carico
- La temperatura
- La stagione durante la quale si svolgono le misure

La struttura della pavimentazione è uno degli aspetti che più influenza il bacino di deflessione. A parità di carico una sovrastruttura meno spessa, costruita con materiali scadenti, deflette molto di più di una ad elevata portanza e la forma del bacino di deflessione conseguente è correlato alla resistenza dei singoli strati ed alla loro mutua interazione.

L'entità del carico applicato è uno dei fattori critici durante lo svolgimento delle misure. In particolar modo è necessario che sulla sovrastruttura vengano applicati carichi il più possibile simili a quelli a cui sarà soggetta una volta in esercizio. In questo modo lo stato tenso-deformativo indotto sarà simile a quello reale, ed anche il calcolo delle deformazioni alla base dello strato legato, a seguito dei processi di back-calculation, risulterà il più vicino possibili alla realtà. Inoltre a causa della possibile non linearità del comportamento dei materiali della sovrastruttura, utilizzando dei livelli di carico non realistici, si potrebbe incorrere nell'errore di misurare degli abbassamenti che non sono proporzionali agli abbassamenti reali in esercizio durante il passaggio di carichi pesanti. Proprio per questo motivo nelle sovrastrutture stradali ed aeroportuali di una certa rilevanza, quindi costituite con spessori significativi e materiali dalle eccellenti caratteristiche, si preferisce utilizzare strumentazioni tipo l'Heavy Weight Deflectometer, mentre per la valutazione di strati non legati è possibile utilizzare il Light Falling Weight Deflectometer.

La temperatura degli strati legati è un altro dei fattori che maggiormente influiscono sul comportamento del materiale a seguito dell'applicazione del carico. La misura maggiormente influenzata dalla temperatura è quella sotto il centro dell'area di carico, poiché è quella che dipende direttamente dalla rigidezza degli strati legati, mentre la deflessione misurata dal geofono più lontano, che registra il comportamento del sottofondo, è scarsamente influenzata.

E' quindi necessario registrare le temperature durante le prove ed avere delle relazioni correttive per riportare i valori di deflessione a quelli relativi ad una temperatura di riferimento. Tali relazioni si possono trovare registrando le temperature e le deflessioni durante tutto un giorno in alcuni punti di prova prestabiliti.
Per determinare i moduli di elasticità associati ai diversi strati di una pavimentazione flessibile, a partire da dati di deflessione misurati con apparecchiature quali l'H/FWD e adottando una procedura di back-calculation, si impiega spesso un modello che fa riferimento ai valori medi di temperatura in ogni strato. Tali valori medi di temperatura sono stati ricavati da un modello di scambio termico in grado di visualizzare i profili di temperatura all'interno di una stratigrafia assegnata in funzione delle condizioni climatiche del sito al momento della prova.
Dalla conoscenza della quantità di calore scambiata alla superficie della pavimentazione è possibile calcolare la temperatura che quest'ultima assume mediante le relazioni generali della fisica tecnica. In tali relazioni occorre tener conto anche dei fattori intrinsechi alla pavimentazione e cioè delle proprietà termiche dei materiali, che includono la conduttività termica, il calore specifico e la densità.
Alcune delle equazioni che vengono utilizzate per la correzione delle temperature delle sovrastrutture sono le equazioni di Bells. In particolare sono state sviluppate tre formule che forniscono la temperatura degli strati in conglomerato bituminoso ad una profondità, partendo dal valore della temperatura in superficie. La prima formulazione prende in considerazione la temperatura media dell'aria nei cinque giorni antecedenti quello in cui vengono effettuate le prove HWD, ma poiché risulta difficile avere a disposizione tali dati questa non viene generalmente usata, ed è stata sviluppata una nuova formulazione del modello, distinta in due equazioni differenti, denominate Bells2 e Bells3, in cui viene impiegata solo la temperatura media dell'aria del giorno precedente le prove deflettometriche .
La formulazione BELLS2 è la seguente:

$$T_d = 2.78 + 0.912 * IR + \{\log(d) - 1.25\}\{-0.428 * IR + 0.553 * (1\text{-}day) + 2.63 * \sin(hr_{18} - 15.5)\} + 0.027 * IR * \sin(hr_{18} - 13.5)$$

dove:

- Td = temperatura della pavimentazione alla profondità d, in °C
- IR = Temperatura superficiale della pavimentazione in °C

- D = profondità alla quale la temperatura del materiale deve essere predetta (generalmente metà dello strato)
- -1-day Temperatura media del giorno precedente le prove °C

La formulazione BELLS3 è la seguente:

$$T_d = 0.95 + 0.892 * IR + \{\log(d) - 1.25\}\{-0.448 * IR + 0.621 * (1\text{-day}) + 1.83 * \sin(hr_{18} - 15.5)\} + 0.042 * IR * \sin(hr_{18} - 13.5)$$

La formulazione BELLS2 deve essere usata nei casi in cui si hanno elevate temperature superficiale ed è plausibile che il tempo impiegato per svolgere la misura non sia sufficiente a far diminuire la temperatura della superficie, condizione che avviene ad esempio attraverso l'uso dell'HWD per lunghi cicli di carico e che si esprime attraverso la BELLS3.

Ultimo fattore critico di cui è necessario tenere conto durante lo svolgimento delle misure deflettometriche è la stagione climatica in cui vengono svolte. Tale fattore ha particolare rilievo per gli strati più profondi, ed in particolare per il sottofondo. Questo infatti durante i periodi invernali potrebbe essere soggetto a fenomeni di gelo, pertanto le misurazioni che vengono svolte sono modificate. In genere il periodo nel quale si preferisce svolgere le misure sono i periodi caldi, nei quali gli strati sono saturi e le deflessioni registrate sono massime. Per riportare il modulo elastico del conglomerato bituminoso misurato ad una data temperatura alla temperatura standard vengono utilizzate espressioni del tipo:

$$E_T = e^{\beta(T-Ts)} * E_{Ts}$$

Dove:

- E_{Ts} è il modulo misurato alla temperatura T
- E_T è il modulo alla temperatura di riferimento, in genere pari a 20 °C
- T la temperatura di prova
- β è il fattore di correzione, per una temperatura di 20 °C è 0,064

Calcolo della vita residua della sovrastruttura

Una delle informazioni più importanti che è possibile ottenere dalle misure di backcalculation è il modulo elastico degli strati componenti la sovrastruttura.
Attraverso l'applicazione di modelli meccanici di un multistrato, come Bisar, è possibile calcolare tensioni e deformazioni di una qualsiasi sovrastruttura indotte da un carico. Dopo aver determinato le deformazioni interne dell'intero ammasso, è quindi possibile inserire i valori massimi all'interno di relazioni di performance, chiamate generalmente leggi di fatica, le quali variano in funzione del materiale di cui è composto lo strato ed in funzione della struttura della pavimentazione. La maggior parte dei metodi mira alla stima della capacità portante iniziale della sovrastruttura, la quale viene poi ridotta a causa dei passaggi dei carichi. Sebbene il principio di calcolo della vita utile nel caso stradale ed aeroportuale sia lo stesso, nei due casi i carichi vengono computati in modi differenti.

6.1 Principi di calcolo della vita residua

In funzione dei criteri di progetto fissati, la capacità portante di una pavimentazione esistente può essere calcolata per il numero di assi standard equivalenti in funzione del:

- Momento in cui si produrrà la prima frattura nello strato legato,
- Momento in cui la frattura dalla base dello strato legato risalirà fino alla superficie (rendendosi visibile),
- Momento in cui il modulo di rigidezza relativa degli strati legati supererà una determinata soglia minima specifica,
- Momento in cui il livello di deformazione del piano viabile diventerà inaccettabile.

Le posizioni critiche all'interno di una sovrastruttura stradale sono generalmente localizzate:

- Al fondo dello strato legato,
- Alla sommità del sottofondo.

Pertanto al fine di valutare la vita utile di una sovrastruttura è necessario computare:

- La deformazione critica orizzontale per trazione relativa al fondo del conglomerato bituminoso,

- La deformazione critica verticale per compressione per la parte alta del sottofondo.

Generalmente il calcolo viene svolto in riferimento ad un asse tipico, con un carico standard.
Sperimentalmente è stato valutato come per pavimentazioni di spessore superiore a 18 cm i fenomeni di fatica si inneschino prevalentemente per lo strato in conglomerato bituminoso, non interessando gli strati sciolti.
La deformazione critica orizzontale dello strato in conglomerato bituminoso viene inserita all'interno della legge di fatica per stimare il numero di cicli che il materiale è in grado di sostenere.
Le leggi di fatica dei materiali vengono espresse attraverso formulazioni del tipo:

$$N_{fail,AC} = c_0 * \left(\frac{1}{\varepsilon_{AC}}\right)^{c_{fat}}$$

Dove N è il numero di cicli a cui può essere soggetto il materiale prima di essere danneggiato, ε è la deformazione critica calcolata, c_0 è un parametro funzione del materiale ed c_{fat} è un parametro funzione del solo comportamento a fatica del materiale.
All'interno del presente studio, a seguito della analisi delle leggi di fatica più utilizzate in letteratura, si è scelto di utilizzare i modelli sviluppati dall'Asphalt Institute.
Per quanto concerne la legge di fatica dei conglomerati bituminosi, questa viene espressa dalla formula:

$$N_f = 0.0796 * 10^{-9}.(\varepsilon_t)^{-3.291}.(E)^{-0.854}$$

Dove Nf è il numero di cicli di assi standard a cui può essere soggetto lo strato in conglomerato bituminoso, ε_t è la deformazione per trazione orizzontale calcolata alla base dello strato ed E è il Modulo elastico del conglomerato bituminoso.
Per quanto concerne i fenomeni di ormaiamento del sottofondo è stata valutata la seguente espressione:

$$N_d = 1.365 * 10^{-9}.(\varepsilon_c)^{-4.477}$$

dove N_d è il numero di cicli di assi standard a cui può essere soggetto il sottofondo mentre ε_c è la deformazione percompressione verticale all'alpice del sottofondo.

Tali equazioni sono quelle sugerite dall'Asphalt Institute nel caso di percentuali di bitume dell'11% e volume di vuoti pari al 5%, e non essendo molto elevato lo scostamento che tali due parametri possono acquisire è possibile considerare tali valori costanti, almeno in prima approssimazione.

6.2 Legge di Miner per il calcolo della vita residua

Per il calcolo della vita residua di una sovrastruttura uno degli approcci più utilizzati si basa sulla legge di Miner. In particolare il termine che viene calcolato, detto fattore di danno cumulato (CDF), è pari al rapporto fra il traffico a cui la sovrastruttura può essere soggetta senza che venga danneggiata ed il traffico a cui la sovrastruttura sarà soggetta. Tale capacità portante residuale può inoltre essere convertita in numero di anni in cui la pavimentazione può ancora essere in servizio. Ovviamente il rapporto, affinché la pavimentazione rispetti i requisiti, deve risultare pari ad uno.
La formulazione matematica utilizzata per la valutazione del CDF è la seguente:

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

Dove D è il fattore di danno, T è il traffico dell'intero periodo d'analisi, ni è il numero di assi transitanti durante il periodo di analisi e Ni è il numero di cicli a cui la sovrastruttura può essere soggetta, in ambito stradale sotto forma di assi standard generalmente da 12 tonnellate.

6.3 Valutazione della vita utile nel caso aeroportuale

Nel caso in cui sia necessario valutare la vita residua di una pavimentazione aeroportuale non è possibile procedere all'utilizzo di un aeromobile critico standard e valutare in base a questo i carichi residui a cui la sovrastruttura può essere soggetta. Tale limite risiede nel fatto che gli aeromobili, oltre ad avere diverse masse, funzione della tipologia e delle dimensioni dell'aereo, hanno anche diverse configurazioni di carrelli, nonché diverse tipologie di pneumatico, pertanto è eccessivamente complesso simulare lo stato tenso-deformativo di una sovrastruttura soggetta al passaggio di un aeromobile standard, come se fosse stata soggetta al passaggio di un modello qualunque di aeromobile. Per tale motivo nel calcolo dello stato tenso-deformativo di una

sovrastruttura aeroportuale è importante discretizzare la sezione orizzontale secondo intervalli di grandezza inferiore alle dimensioni degli pneumatici impiegati.
Và inoltre considerato come gli aeromobili, sia in fase di decollo che di atterraggio, sia in fase di rullaggio, sono soggetti alla dispersione delle loro traiettorie rispetto alla linea d'asse. Differenti studi sono stati svolti al fine di valutare tale fenomeno, detto "wandering", i valori ceh vengono generalmente utilizzati sono riportati in Tabella 6.3.1.

	Standard Deviation	
Pavement Type	Minimum mm (ft)	Maximum mm (ft)
Runways	1800 (6.0)	3400 (11.2)
Taxiways	800 (2.5)	1800 (6.0)
Runway Exits	2400 (8.0)	3200 (10.5)

Tabella 6.3.1 - Dispersioni degli aeromobili

A seguito della valutazione dello stato tensionale causato dalla singola tipologia di aeromobile per il singolo passaggio è possibile procedere al calcolo delle tensioni generate dalla singola tipologia d'aeromobile per il numero di passaggi di progetto. Dal rapporto fra lo stato deformativo generato nella singola sezione e lo stato deformativo sostenibile della singola sezione si rende possibile calcolare il danno causato nella sezione stessa (Figura 6.3.1).

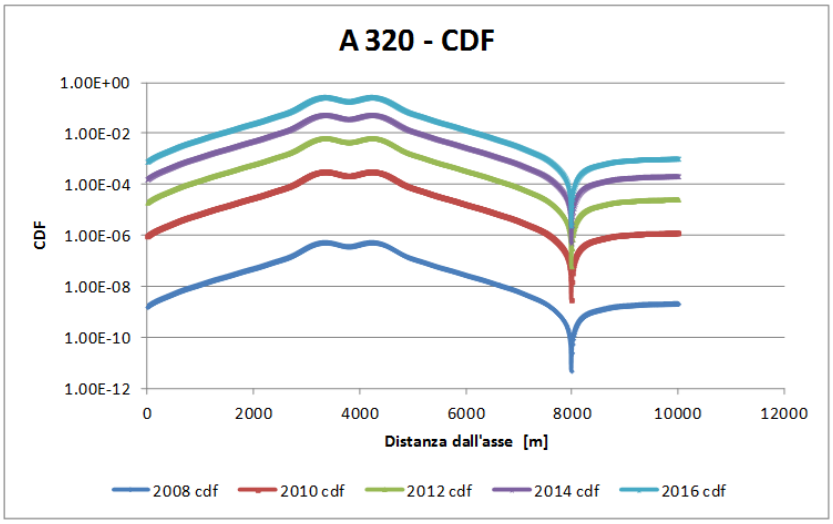


Figura 6.3.1 - Esempio di danno dello strato in conglomerato bituminosoo per diversi intervalli temporali per l'Airbus A320

Dalla somma dei danni causati per ciascun aeromobile è possibile arrivare alla valutazione dello stato deformativo per ogni anno di analisi (Figura 6.3.2).

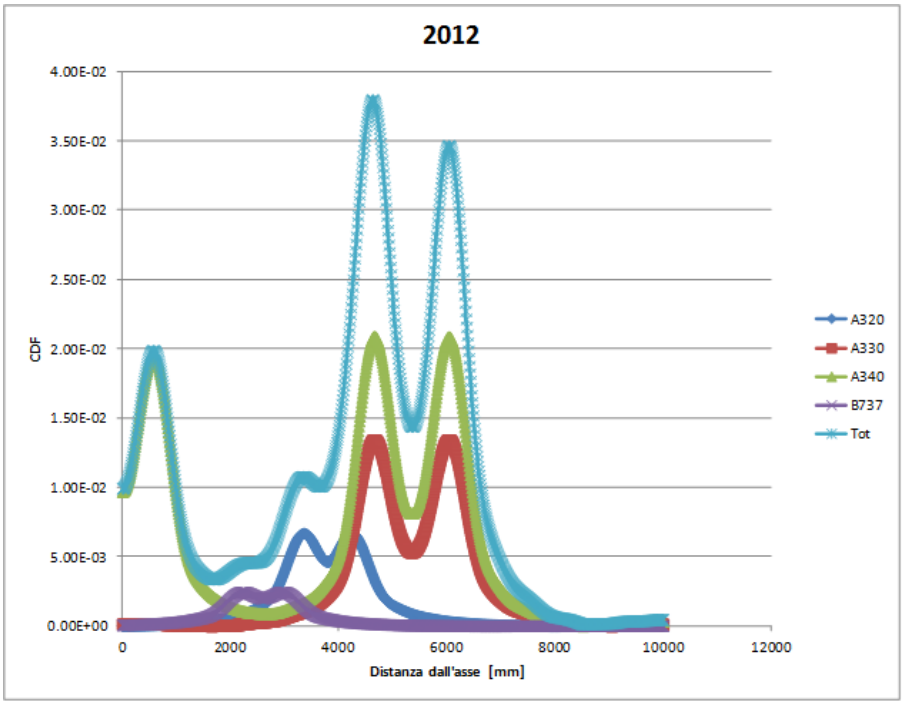


Figura 6.3.2 - CDF finale nell'anno di riferimento

Casi studio

Nel corso degli studi sono state svolte delle campagne sperimentali attraverso strumentazione deflettometrica non distruttiva, al fine di:

- valutare le caratteristiche meccaniche degli ammassi terrosi e delle sovrastrutture stradali;
- di sviluppare un codice Matlab in grado di simulare un modello di multistrato elastico utilizzando il metodo di Odemark-Boussinesque;
- di valutare l'andamento del decadimento strutturale di una pavimentazione in un arco di tempo.

In particolare le campagne svolte hanno riguardato:

- Misure attraverso Light Weight Deflectometer durante la costruzione di un rilevato stradale, al fine di valutare diverse metodologie di Backcalculation;
- Misure non distruttive di un tratto autostradale attraverso Falling Weight Deflectometer per una serie di anni al fine di valutare l'andamento delle caratteristiche portanti nello spazio e nel tempo e la vita residua della sovrastruttura.

7.1 Campo prove attraverso strumentazione LFWD

Il Campo Prove è stato realizzato all'interno di un area di cava su una delle piste di cantiere interne al cantiere estrattivo. Tale pista, soggetta a traffico molto pesante costituito dal continuo passaggio di mezzi Dumper che trasportano il materiale estratto dalla cava all'impianto di trattamento e frantumazione, è realizzata con materiale granulare ben graduato e costipato dal passaggio dei mezzi d'opera. Su tale tratto sono state condotte diverse analisi ai fini della classificazione del materiale e della determinazione delle caratteristiche di portanza.

Il campo prove è stato finalizzato ad indagare le caratteristiche meccaniche di una struttura composta da un multistrato e sviluppare, successivamente, un algoritmo di calcolo in grado di valutarne le caratteristiche attraverso il metodo di Odemark.

Il campo prove è stato diviso in due settori. La prima parte, denominata Campo A è stata realizzata mettendo in opera 3 strati con spessore finale (post costipamento) di 15 cm ognuno.

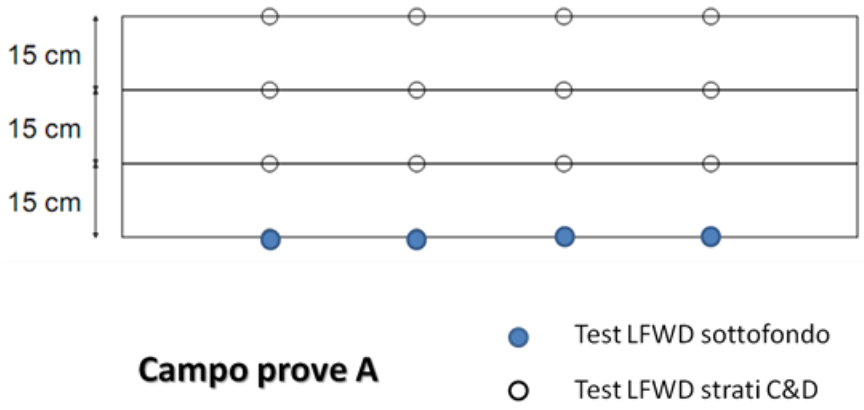


Figura 7.1.1 - Schema delle prove LFWD per il campo A

Le operazioni effettuate, schematicamente, sono le seguenti:
- Test LFWD sottofondo;
- Stesa con finitrice 1° strato;
- Costipamento del 1° strato;
- Test LFWD secondo lo schema riportato di seguito;
- Stesa con finitrice 2° strato;
- Costipamento del 2° strato;
- Test LFWD secondo lo schema riportato in seguito;
- Stesa con finitrice 3° strato;
- Costipamento del 3° strato;
- Test LFWD secondo lo schema riportato in seguito.

Il costipamento dei primi due strati del campo A è stato effettuato con il rullo ad azione vibrante effettuando un totale di 12 passate per ogni strato. Le prove con LFWD, eseguite su 4 punti come riportato schematicamente in precedenza (Figura 7.1.1), sono state effettuate ogni 4 passate. Alla stesa dell'ultimo strato è stato svolto il costipamento attraverso l'impiego di un rullo vibrante per 12 passate e sono state svolte le misure di LFWD ogni 4 passate di rullo. In seguito sono state svolte ulteriori serie di passate mediante rullo statico, svolgendo un ulteriore serie di prove LFWD al raggiungimento di 16 passate.
Nel corso del campo sperimentale sono state inoltre effettuate una serie di prove su un secondo campo prove, denominato campo prove B, dove è stato steso un unico strato di dimensioni 30 cm (Figura 7.1.2).

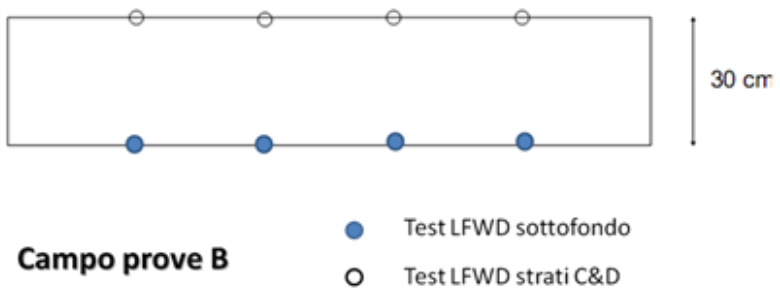


Figura 7.1.2 - Schema delle prove LFWD per il campo B

Per i campi A e B sono state condotte prove con LFWD finalizzate alla valutazione dell'andamento del modulo di deformazione dinamico al variare del numero di passaggi eseguiti con il rullo e all'aumentare dell'altezza del rilevato. Nella Tabella 7.1.1 è stato riportato il modulo elastico delle 8 postazioni svolte sul campo sperimentale.

Moduli sottofondo	
Punti	**E[Mpa]**
A1	196.47
A2	198.62
A3	207.75
A4	215.39
B1	137.54
B2	136.26
B3	171.56
B4	183.31

Tabella 7.1.1 - Modulo elastico misurato sul sottofondo

7.1.1 Applicazione della backcalculation all'LFWD

Il processo di backcalculation con i software commerciali avviene a partire dalle misure deflettometriche svolte all'apice sulla superficie viabile, tuttavia nel nostro caso le condizioni al contorno sono risultate differenti. Infatti è stato possibile valutare le caratteristiche di portanza del materiale costituente il sottofondo, prima di svolgere le prove anche sui materiali costituenti la sovrastruttura e disporre quindi di un elemento

solitamente ignoto in altre modalità di prova. Tale elemento ha permesso di implementare un algoritmo in Matlab per l'estrapolazione dai dati LFWD dei valori di modulo caratteristici dello strato realizzato.
Per lo svolgimento del processo di backcalculation è stato ipotizzato che il modulo del sottofondo non variasse all'aumentare dell'altezza del rilevato, ne all'aumentare del numero di passate di rullo, e che quindi a variare lo stato meccanico fossero esclusivamente gli strati costipati. Tale ipotesi semplificativa è applicabile in quanto la pista di cantiere, essendo soggetta al traffico dei dumper, si può ipotizzare aver raggiunto un grado di addensamento molto elevato e che quindi non varia al passaggio di un rullo nel caso in cui vi sia interposto uno strato.
I processi di backcalculation sono stati sviluppati per tutte le misure svolte per tutti gli strati ed ogni 4 passaggi di rullo, tranne per l'ultimo strato steso dove sono state svolte prove anche dopo i primi due passaggi.
Nelle tabelle seguenti vengono riportati come esempio i valori di backcalculation misurati attraverso l'algoritmo di calcolo sviluppato, che utilizza la teoria di Odemark-Boussines, dopo 16 passaggi di rullo per tutti gli strati.

16passate	Ebous	Ebk	
1.3	101.06	95.14	campo A
2.3	86.02	79.68	
3.3	83.78	77.12	
4.3	76.85	70.04	
1	69.69	61.91	campo B
2	64.21	56.41	
3	63.95	54.39	
4	81.92	71.41	

Tabella 7.1.2 - Modulo elastico dello strato granulare dal modello di Matlab

In Tabella 7.1.2 i valori riportati sono restituiti in funzione del punto di appartenenza e dello strato a cui fanno riferimento. E' possibile notare come il valore di modulo diminuisca all'aumentare dell'altezza del rilevato. Dal momento che lo strato di sottofondo aveva elevate caratteristiche meccaniche, mentre gli strati sovrastanti erano costituiti da materiali più scadenti, le differenze di valori di modulo elastico relative al solo strato messo in opera sono state immediatamente riscontrabili.

Generalmente è stato possibile notare come il valore di modulo aumenti con l'aumentare delle passate di rullo per poi attestarsi dopo le prime 10 passate. Si riporta a titolo d'esempio l'andamento dei moduli per il campo A relativo al terzo strato nella Figura 7.1.3 .

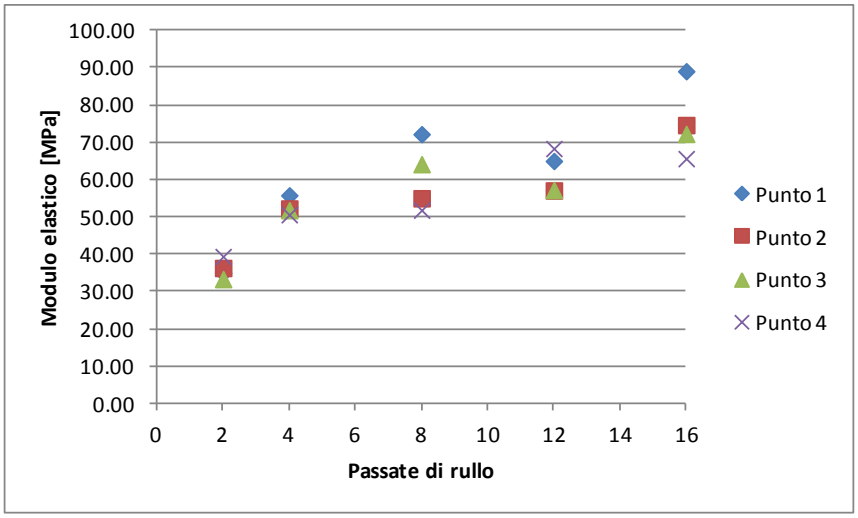


Figura 7.1.3 - Valori di modulo all'aumentare del numero di passate

E' stato inoltre possibile notare come generalmente anche i valori dei moduli elastici degli strati sovrapposti tendano a diminuire con l'aumentare dell'altezza dello strato stesso. E' possibile spiegare tale comportamento a causa della maggior efficacia della backcalculation mano a mano che aumenta la componente di deflessione relativa allo strato direttamente sotto la piastra.

7.2 Caso studio mediante strumentazione FWD

Il secondo caso studio ha avuto come oggetto la valutazione del decremento di portanza subito da una sovrastruttura all'aumentare del traffico.

In particolare, data una serie storica di misure durata 6 anni di prove, con campagne svolte ad anni alterni attraverso strumentazione GPR e FWD, si è scelto di svolgere le procedure di backcalculation con diversi software per poi svolgere le procedure di calcolo della vita utile della sovrastruttura.

Il passo di misura scelto per le prove di spessore GPR è risultato pari a 5 mt, per quanto concerne le misure di portanza il passo impiegato è stato di una ogni 50 mt.
Il primo passo per la valutazione della vita residua è stata la valutazione dei tronchi omogenei per traffico, caratteristiche geometriche e caratteristiche meccaniche.

7.2.1 Analisi del traffico

Il dato utilizzato per la stime della vita utile è stato il traffico relativo al 2007, primo anno di analisi. In particolare essendo il tratto parte della rete autostradale a pedaggio italiana, e non presentando uscite, è stato possibile considerare il traffico identico per l'intero tratto. Inoltre è stato possibile utilizzare i dati ISTAT al fine di valutare l'accrescimento del traffico atteso sul tronco in oggetto.

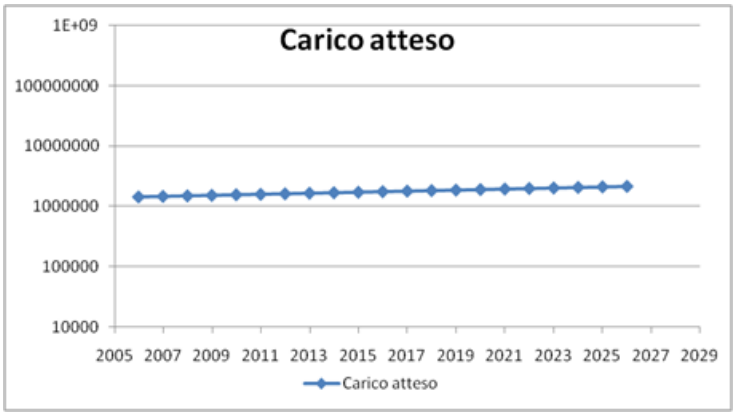
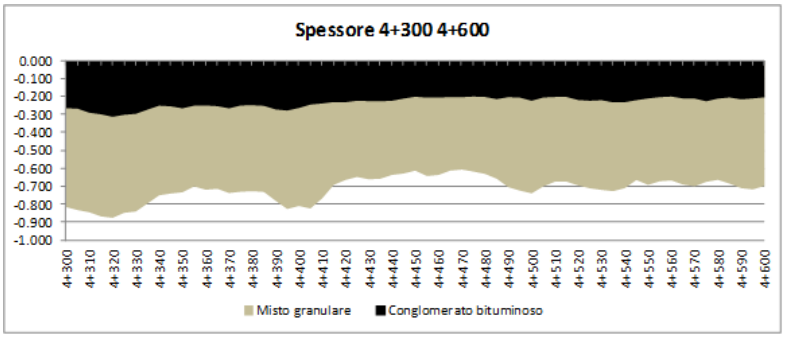


Figura 7.2.1 - Andamento del traffico atteso

7.2.2 Analisi dei dati acquisiti

Prima di svolgere l'analisi dei dati deflettometrici si è reso necessario valutare i dati GPR. Dall'analisi dei dati è stato possibile individuare due tratte omogenee per spessore, le quali sono state poi considerate all'interno delle analisi. In seguito è stata svolta un'analisi dei pacchetti della sovrastruttura in modo da poterne valutare la coerenza e la continuità.



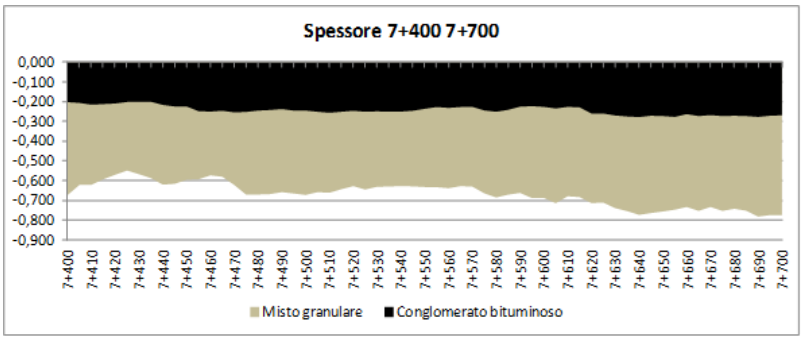


Figura 7.2.2 – Rappresentazione dei dati GPR

Il pacchetto analizzato è risultato composto da misto granulare e conglomerato bituminoso, pertanto è stato possibile schematizzarlo attraverso un modello a due strati. Lo strato di conglomerato bituminoso è risultato essere piuttosto omogeneo, con valori nell'intorno di 20 cm, il pacchetto di misto granulare ha mostrato una disomogeneità più elevata, soprattutto per ciò che riguarda la regolarità del piano, tuttavia nel complesso il valore di spessore si è attestato sui 50 cm.
La deviazione standard media per le tratte d'analisi dello spessore dello strato in conglomerato bituminoso è risultata pari a 0,0288, mentre per il misto granulare è risultata più elevata pari a 0,0684 .
Nel seguito è stata svolta l'analisi dei dati acquisiti attraverso FWD, il primo passo è stata la valutazione per i bacini di deflessione della congruità dei dati acquisiti. Pertanto è stata svolta un'analisi dei bacini di deflessione valutandone in particolare l'andamento decrescente dell'abbassamento all'allontanarsi dal punto di carico.

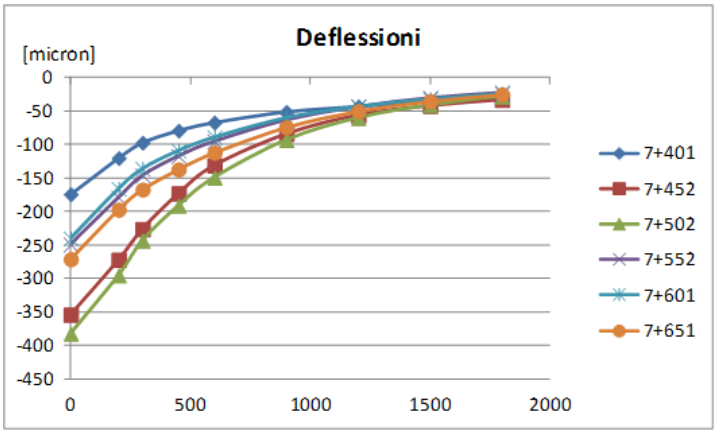


Figura 7.2.3 – Analisi dei bacini di deflessione

Sono state quindi svolte per tutte le postazioni considerate nella tratta omogenea le misure di backcalculation. In particolar modo per le procedure di calcolo inverso sono state utilizzate due metodologie, ovvero:

- un software calibrato sulle reti neurali sviluppato dalla North Carolina State University denominato APLCAP
- software commerciali basati sul metodo di Odemark.

	CB	MG	SOTT
4+301	2369.177	643	281
4+350	2393.047	957	230
4+400	2822.722	1548	241
4+450	4598.112	1066	266
4+505	3289.694	1296	262
4+564	2393.047	1166	264
4+600	2538.846	1005	282

Tabella 7.2.1 - Moduli elastici calcolati attraverso il multistrato elastico

	CB	MG	SOTT
4+300	2592.429	273.7219	451.193
4+349	2592.429	119.0035	485.8047
4+401	2592.429	120.7962	389.416
4+452	2613.114	290.8899	484.0121
4+500	2606.219	120.5893	451.5378
4+549	2613.114	149.0647	514.5559
4+600	2613.114	345.7032	575.5745

Tabella 7.2.2 - Moduli elastici calcolati attraverso le reti neurali

Tali elaborazioni hanno messo in risalto come il valore di modulo elastico per gli strati in conglomerato bituminoso risulti simile sia attraverso modelli meccanicistici che attraverso modelli matematico-statistici. Tuttavia per quanto concerne il calcolo del modulo elastico del misto granulare e dello strato di sottofondo i risultati ottenuti sono discordanti. In particolare le reti neurali tendono a simulare un comportamento più rigido del sottofondo e ciò comporta per quest'ultimo un significativo aumento delle caratteristiche di portanza. L'interpretazione svolta dalle reti neurali in questo caso è da considerarsi erronea in quanto in tutte le elaborazioni ed in tutti i casi d'analisi sono risultati valori del modulo del sottofondo più elevato rispetto ai valori del modulo misto granulare di fondazione. Tale comportamento meccanico, sebbene possa essere possibile, è un comportamento non coerente della sovrastruttura e pertanto è lecito che accada ma raramente.
Si è quindi svolta, per i dati ottenuti attraverso la backcanalysis il confronto dei moduli elastici ottenuti attraverso il metodo di Odemark per gli strati componenti la sovrastruttura. Nel seguito i risultati di modulo per il conglomerato bituminoso sono stati corretti in funzione della temperatura di prova sia de conglomerato che dell'aria.

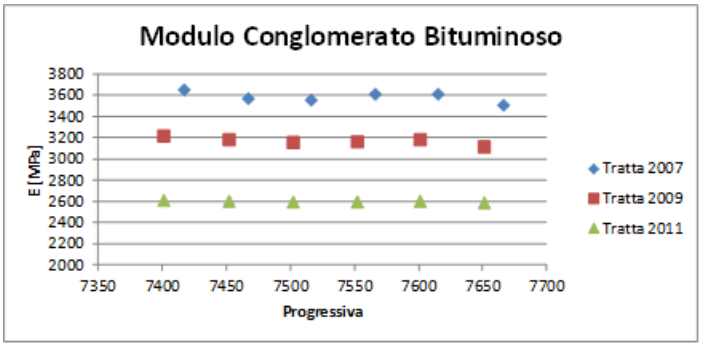


Figura 7.2.4 – Moduli elastici dello strato in conglomerato bituminoso

Come è possibile osservare dalla Figura 7.2.4 nel periodo d'analisi è evidente il trend di decadimento del modulo elastico per lo strato in conglomerato bituminoso.

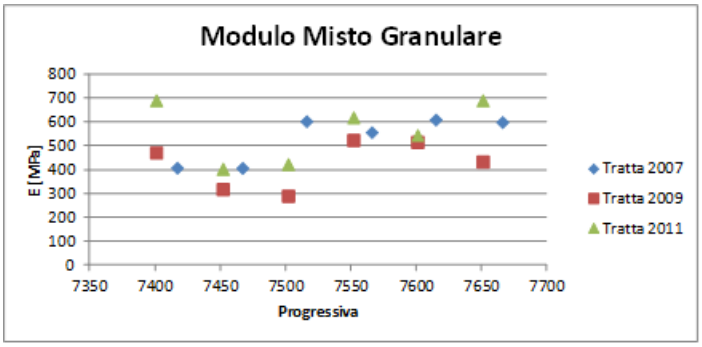


Figura 7.2.5 – Moduli elastici dello strato in misto granulare

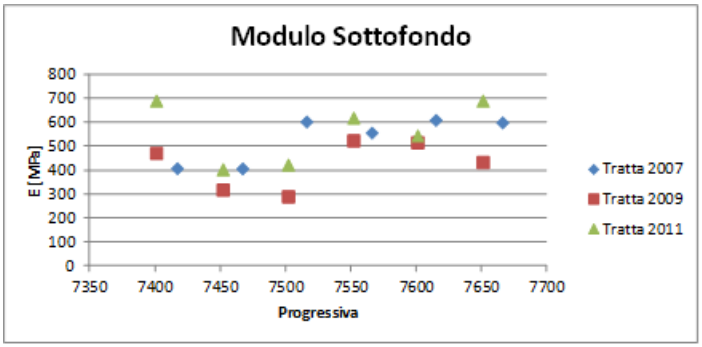


Figura 7.2.6 – Moduli elastici dello strato di sottofondo

Per quanto concerne sia il misto granulare che il sottofondo non è possibile evidenziare alcun trend di decadimento. Evidentemente la sovrastruttura stradale è dimensionata in modo tale che lo strato che maggiormente risente del passaggio dei carichi è quello in conglomerato bituminoso. Situazioni analoghe sono tipiche di pavimentazioni con misti granulari con buone caratteristiche meccaniche e con spessori di materiale legato elevati, dove le tensioni che agiscono sugli strati non legati sono fortemente dissipate.

Per tale motivo, a partire dai valori medi di spessore e dalla valutazione dei carichi agenti sulla sovrastruttura (asse standard di 12 tonn) si è proceduto al calcolo del valore di tensione e deformazione alla base del conglomerato bituminoso. Data la conformazione standard di un mezzo pesante si è proceduto al calcolo sia al di sotto di ciascuna ruota che nell'interasse fra due ruote attigue. Il valore maggiore fra quelli computati è stato utilizzato all'interno del modello di decadimento della vita utile per simularne il trend.

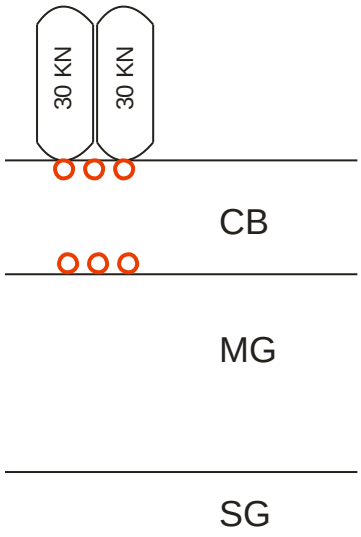


Figura 7.2.7 – Punti di analisi delle tensioni

Le deformazioni indotte sono state calcolate per l'intero periodo di analisi, per tutti i punti di misura, ed è stata quindi valutato quale fosse la posizione più vincolante per i tratti d'analisi.

Position Number	Layer Number	YY µstrain	Position Number	Layer Number	YY µstrain	Position Number	Layer Number	YY µstrain
1	1	-4.61E+01	1	1	-6.07E+01	1	1	-7.54E+01
2	1	-4.19E+01	2	1	-5.42E+01	2	1	-8.43E+01
3	1	-4.19E+01	3	1	-5.42E+01	3	1	-7.62E+01

Tabella 7.2.3 – Esempio di deformazioni medie al fondo del cb indotte per la medesima postazione rispettivamente al 2007, 2009, 2011

Utilizzando le relazioni di leggi di fatica più comunemente in uso, come ad esempio quella di Asphalt Institute, è stato possibile fin dal primo anno di analisi rendersi conto in modo macroscopico di quale fosse il numero di cicli che la struttura poteva ancora sostenere.

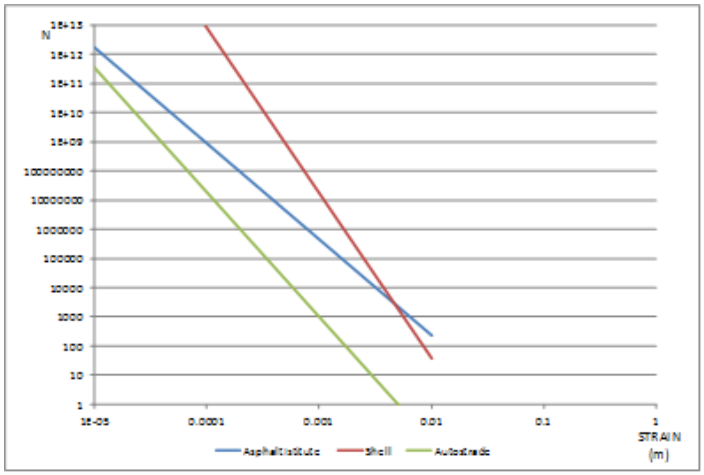


Figura 7.2.8 – Cicli funzione della deformazione indotta

Dal calcolo dello stato tensionale è stato quindi possibile, applicando le leggi di fatica, valutare il numero di cicli alla quale la sovrastruttura poteva essere soggetta.
Dalla risoluzione dell'equazione di un sistema con le leggi di fatica è stato quindi possibile valutare il numero di passaggi cumulati ai quali lo strato poteva essere ancora soggetto prima di arrivare allo stato di danneggiamento.

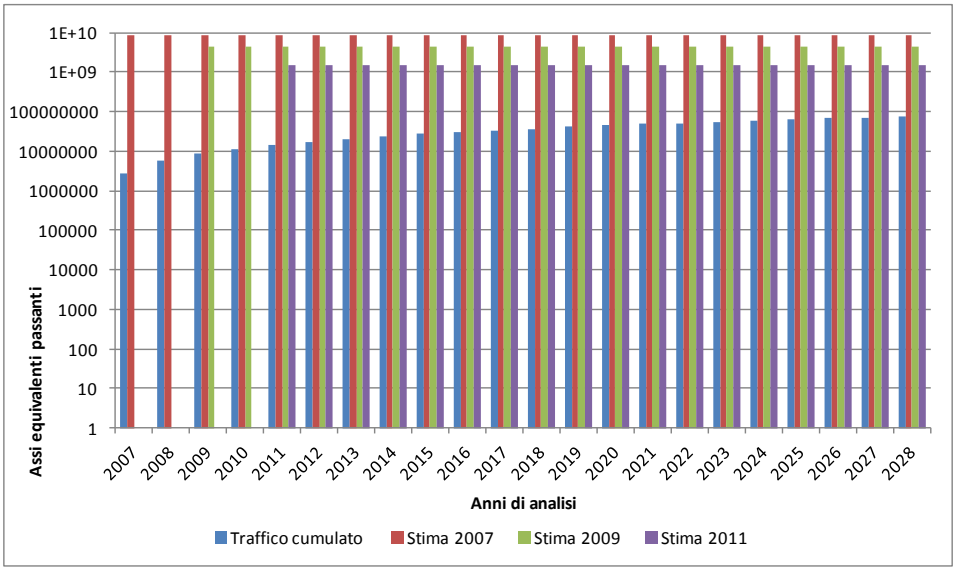


Figura 7.2.9 – Vita residua della sovrastruttura

Come è possibile osservare dalla Figura 7.2.9 l'utilizzo della legge di fatica della Asphalt Institute porta ad una sovrastima della vita residua della sovrastruttura, al fine di ottenere una valutazione maggiormente aderente alla realtà si rende necessario svolgere la calibrazione dei coefficienti utilizzati nella legge di fatica.

La superficie viabile delle infrastrutture

All'interno del presente capitolo verranno affrontate le analisi relative alla regolarità ed alla valutazione delle pendenze di una superficie pavimentata. In particolare verrà svolta innanzitutto una ricognizione bibliografica riguardante l'analisi delle caratteristiche superficiali, soffermandosi in particolar modo sulla valutazione delle lunghezze d'onda del profilo e sulla regolarità. Nel seguito verranno analizzati i metodi di misura tradizionali ed innovativi per valutare la regolarità e la pendenza sia delle superfici stradali che di quelle aeroportuali. Infine nell'ultimo paragrafo verrà analizzata la tecnologia del laser scanner 3d e verranno valutate le modalità operative nel campo stradale. Infine saranno analizzate le tecniche sviluppate nello studio per la valutazione della pendenza trasversale.

8.1 Analisi delle caratteristiche superficiali

Nel corso del presente paragrafo verranno analizzati gli aspetti più importanti riguardo la valutazione della regolarità e del profilo trasversale.

8.1.1 La tessitura delle pavimentazioni

La superficie pavimentata può essere generalmente assimilata ad un profilo ondulato di lunghezza d'onda λ ed ampiezza h (Figura 7.2.10). Durante il XVIII Congresso mondiale di Strade il comitato tecnico adibito all'analisi delle Caratteristiche Superficiali dell'AIPCR ha proposto la classificazione delle caratteristiche superficiali dell'AIPCR dividendo il caso di analisi della regolarità con il caso di analisi delle pendenze. Nei due casi sono state valutate sia le lunghezze d'onda interessate dalle misurazioni, sia le caratteristiche della superficie pavimentata su cui ogni lunghezza d'onda va ad interferire, sia gli strumenti adibiti alla misura, come è possibile osservare nella Tabella 7.2.4 e nella Tabella 7.2.5 .

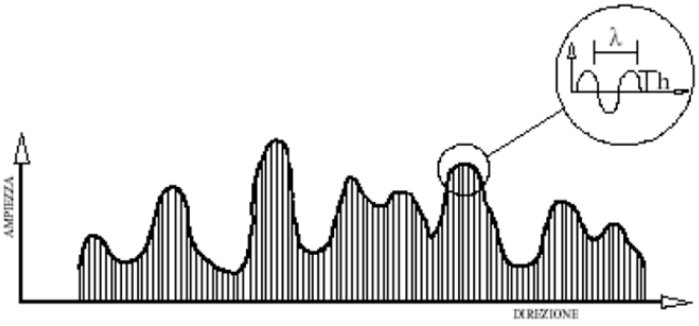


Figura 7.2.10 - Lunghezza ed ampiezza dell'onda

AREA	RANGE OF DIMENSIONS		MEASURING METHOD		IRREGULARITIES CONNECTED WITH	IRREGULARITIES HAVE AN INFLUENCE ON
	HORIZONTAL	VERTICAL	DIRECT	INDIRECT		
MICROTEXTURE	0-0.5mm	0-0.2mm	Electron Micro-scope	– Portable skid-resistance tester – Dynamic measurements of skid-resistance (LFC on SFC) with trailer or vehicle. – Deceleration measurements	– Surface texture of aggregates depending on (particle) shape and and angularity, texture of bituminous and cement mortar, surface texture of paving and setts and rock slabs, edges of grooves in concrete slabs (sawing or brushing treatment)	– Skid-resistance (at all speeds) on wet pavement – Skid-resistance (at all speeds) on dry or moist pavement – High frequency tyre/pavement rumbling noise (inside and outside the vehicle)
MACROTEXTURE	0.5-50mm	0.2-10mm	– Sand (or grease) Patch test – Laser Sensors (see Ch. II)	– Permeameter – Measurement of drainability with drainoroute – Dyanmic measurement of skid-resistance (LFC on SFC) with trailer or vehicle – Decleration measurements	– Mix design: aggregate particle size, shape, spacing and arrangement – Surface treatment: chipping, bush hammering, aggregate exposure, grading (width, depth, frequency and orientation of grooves). – Deficiencies: loss of clippings, cracks, wide joints – Surface or internal drainage of the material	– Skid-resistance at medium to high speed on wet pavement – Splash and spray – High and low frequency of tyre/pavement rumbling noise (inside and outside the vehicle) – Rolling resistance – Optical properties of pavement.
MEGATEXTURE	5-50mm	1-50mm	– 'Profilo-meter' type systems – Laser sensor (see Ch. III)	– Response type systems (see Ch. III)	– Type of materials (natural stone setts or concrete paving blocks – Regularity of laying and compaction methods – Deficiencies: corrugation, rutting, loss of surface material, potholes, spalled joints and cracks, step faulting, frost damage – local treatments: planning, repairs	– Vehicle control and stability – Comfort: high frequency mechanical vibrations in the steering and transmission gear – Water storage and loss of tyre/pavement contact: reduced grip – Rolling resistance – Tyre and vehicle deterioration – Low frequency rumbling noise (inside and outside the vehicle) – Vibration of buildings along the road

Tabella 7.2.4 - Caratteristiche di tessitura della superficie pavimentata

	AREA	RANGE OF DIMENSIONS		MEASURING METHOD		IRREGULARITIES CONNECTED WITH	IRREGULARITIES HAVE AN INFLUENCE ON
		HORIZONTAL	VERTICAL	DIRECT	INDIRECT		
EVENNESS	SHORT WAVELENGTHS	0.5-5mm	1-20mm	'Profilometer' type systems	'Response' type systems (see Ch III)	– Quality of laying of the materials (spreading and compaction) – Pavement deterioriation by traffic: subsidence, depressions with or without crazing – Frost damage	– Loss of tyre/pavement contact, reduced steerability and grip (even on dry pavement) – Comfort: high frequency vibrations (resonance of unsprung masses) – Low frequency rumbling noise (outside the vehicle) – Fuel consumption – Vibration of buildings along the road
	MEDIUM WAVELENGTHS	5-15m	05-5cm	static topographical methods			
	LONG WAVELENGTHS	15-50m	1-20cm			– Adjustment of laying equipment and guidance systems – Levelling – Deformation of the sub-grade soil	– Vehicle stability – Comfort: low frequency vibration (resonance of unsprung masses) – Fuel consumption – Infrasonic vibration

Tabella 7.2.5 - Caratteristiche di uniformità della superficie pavimentata

Dalle definizioni espresse all'interno delle precedenti tabelle è quindi possibile asserire come una superficie ideale debba rispondere a determinati requisiti, in particolare:

- la presenza di micro tessitura e macrotessitura deve essere garantita
- la presenza di megatessitura deve essere evitata
- la presenza di non uniformità deve essere evitata nel caso in cui non sia prevista alla progettazione

La macrotessitura è la rugosità dovuta al contributo delle asperità superficiali intergranulari della pavimentazione, la micro tessitura invece è dovuta alla scabrezza dei singoli elementi lapidei granulari impiegati nello strato superficiale dalle pavimentazione stradale.
La megatessitura si manifesta con la presenza di buche e fratture della superficie, mentre l'uniformità è un indicatore di continuità della superficie che va valutata in modi differenti nel caso in cui sia riferita al piano di rotolamento oppure al sistema geocentrico: se nel primo caso deve essere molto contenuta al fine di mantenere prestabiliti livelli di confort, nel secondo caso deve sempre essere presente al fine di permettere un adeguato refluimento delle acque meteoriche.
Il ruolo di macro, micro e mega tessitura risulta di fondamentale importanza nella generazione di aderenza fra lo pneumatico e la pavimentazione. Generalmente il valore dell'aderenza fra due superfici può essere espresso come somma di due termini:

- Adesione molecolare
- Isteresi

La componente adesiva si sviluppa con il processo di compenetrazione a livello molecolare, dovuto alla maggior morbidezza della gomma rispetto agli inerti componenti la superficie pavimentata. Lo slittamento dello pneumatico provoca una perdita di tale adesione.
E' quindi necessario, affinché il meccanismo di adesione molecolare possa esplicarsi, che nel caso di pavimentazione bagnata si elimini lo strato di acqua e si stabiliscano delle aree di contatto asciutte.
La componente di isteresi è dovuta al fatto che la gomma passando su un asperità del manto stradale crea una distribuzione asimmetrica di pressioni, la cui componente orizzontale si oppone allo slittamento. Le deformazioni per isteresi sono causate dalle irregolarità superficiali e possono avvenire anche in presenza d'acqua senza che si venga a stabilire un effettivo contatto asciutto fra le due superfici.
E' stato valutato sperimentalmente come in funzione della velocità cambi il meccanismo di aderenza, in particolare:

- Per velocità fino a 50 km/h il fattore dominante è la micro tessitura a causa del maggior contributo dell'adesione molecolare fra lo pneumatico e la superficie pavimentata
- Per velocità superiori a 50 km/h l'aderenza dipende per la maggior parte dalla componente di deformazione e le asperità presenti devono essere sufficientemente grandi da deformare il pneumatico anche in presenza di acqua

Come detto precedentemente anche la megatessitura gioca un ruolo fondamentale nella valutazione dell'aderenza. In particolare un elevato valore di megatessitura si riflette con la presenza di ammaloramenti di stadio più o meno elevato. Tali ammaloramenti, oltre a causare degradi che nel tempo aumentano la velocità di deterioramento della struttura, spesso permettono l'accumularsi di veli idrici di spessori elevati o nei casi più gravi anche la discontinuità del piano stradale nelle dimensioni dell'impronta dello pneumatico, con conseguenti disagi anche nella sicurezza dell'esercizio viario.
Le caratteristiche di regolarità devono essere mantenuta ed in particolare carenze nell'uniformità possono causare una diminuzione del confort ed un aumento dei costi operativi in quanto il veicolo, e quindi gli utenti all'interno, nel caso di bassi valori di uniformità, sono soggetti a continue accelerazioni e decelerazioni verso l'alto, soprattutto in caso di elevate velocità di percorrenza. Tali decelerazioni causano una diminuzione di confort che alla lunga potrebbe non essere sopportabile per gli utenti ed inoltre causano sollecitazioni continue agli ammortizzatori dei veicoli.

E' importante notare come nel caso di pavimentazione stradale o aeroportuale si modificano le lunghezze d'onda di cui è necessario tenere conto, nonché i diversi effetti che gli utenti percepiscono in funzione dei differenti mezzi su cui usufruiscono della pavimentazione.

8.1.2 Il profilo longitudinale della superficie pavimentata

Il profilo longitudinale è definito dall'intersezione tra la superficie stradale ed un piano di riferimento perpendicolare alla superficie della pavimentazione e parallelo alla direzione di marcia della corsia.
Un profilo trasversale della superficie pavimentata è il dato che viene utilizzato per la valutazione della regolarità della pavimentazione, indice delle sollecitazioni a cui sarà soggetto un veicolo che transiterà sull'infrastruttura . Il profilo che contiene tutte le lunghezze d'onda della superficie pavimentata è il profilo reale della superficie. Tuttavia gli strumenti oggi disponibili non permettono la misura contemporanea di tante informazioni ed inoltre la quantità di dati che sarebbe necessario acquisire per km di autostrada diventerebbero di massa critica anche per i computer moderni. Generalmente vengono acquisite solamente le informazioni utili e necessarie di un profilo, anche perché è necessario utilizzare strumentazioni diverse in funzione delle caratteristiche che si vuole misurare.
Gli strumenti che misurano il profilo di una pavimentazione vengono chiamati profilometri. Sebbene non siano in grado di misurare l'intero spazio delle caratteristiche di una superficie pavimentata, generalmente un profilo è considerato valido per l'ottenimento delle informazioni profilometriche se le statistiche che si ottengono dalle sue misure non sono ne maggiori ne minori in media con le statistiche che si ottengono da quelle del profilo reale. Generalmente si può affermare che le statistiche che si ottengono da due o più profilometri possono essere direttamente comparate. Le misure che si svolgono sul profilo dipendono solamente dalle geometrie della superficie.
Il profilo reale di una superficie è per sua stessa natura continuo nello spazio. Nel caso dei profilometri inerziali per un determinato intervallo di tempo o distanza viene campionata la lettura degli accelerometri e del sensore laser puntato sulla pavimentazione. I profili che si ottengono utilizzano un determinato passo di campionamento per misurare l'elevazione del profilo considerato, l'intervallo di campionamento è definito come la distanza longitudinale dell'intervallo di elevazione.

L'intervallo di campionamento determina il numero di valori di elevazione acquisiti per chilometro, maggiore è l'intervallo di campionamento, minori saranno il numero di misure acquisite.

8.1.3 Il profilo trasversale della superficie pavimentata

Il profilo trasversale è definito dall'intersezione tra la superficie stradale ed un piano di riferimento perpendicolare alla superficie della pavimentazione ed alla direzione di marcia della corsia.
Il controllo della regolarità della superficie trasversale di una pavimentazione viene svolto per valutare le caratteristiche geometriche al fine di assicurare un corretto andamento dei flussi idrici sulla superficie. I metodi di misura possono essere condotti sia in modo stazionario che in modo dinamico. Le misure stazionarie richiedono elevati tempi di svolgimento e la chiusura della superficie viabile sul quale vengono svolte le misurazioni. L'acquisizione dinamica dei dati di profilo trasversale avviene attraverso strumentazioni dette profilometri inerziali ad alta velocità, le tecnologie che generalmente vengono impiegate prevedono l'impiego di tecniche video/fotografiche oppure di tecnologie laser o ultrasoniche mediante l'impiego di barre con elevato numero di sensori. La tecnologia che è stata impiegata durante la nostra sperimentazione prevede l'utilizzo di Laserscanner 3d.

8.2 I metodi di misura tradizionali

Per la valutazione del profilo longitudinale di una pavimentazione uno dei primi metodi strumenti sviluppati è stato l'impiego della trave MOT, un regolo di dimensione standardizzata, pari a 3 metri. Dopo aver posato sulla superficie tale regolo mediante due piedi posti ai lati estremi del regolo stesso, venivano misurati gli scostamenti di tale regolo mediante dei cunei graduati posti a distante predefinite. Le lunghezze d'onda che è possibile misurare attraverso tale profilo sono ovviamente limitate alla lunghezza dello strumento. Generalmente tale attrezzatura viene impiegata al fine di individuare cunette, avvallamenti od ormaiamenti longitudinali (o anche trasversali a seconda della direzione con la quale lo strumento è impiegato). Con il regolo da 3 metri è stato valutato sperimentalmente come la massima ampiezza di irregolarità rilevabili risulta pari a 25 mm.
Naturale evoluzione del regolo è il profilografo statico. Tale strumento prevede l'impiego di ruote poste ai lati della strumentazione oppure spaziate uniformemente per svolgere lo spostamento della

strumentazione. La lunghezza di tale tipologia di strumentazione è maggiore, fino a 7 metri. Questi strumenti sono dotati di un sensore, posto in genere in posizione baricentrica rispetto alla lunghezza della barra e misurano con un passo generalmente costante l'andamento verticale del profilo.

Una delle prime tipologie di strumentazioni elettroniche impiegate per la valutazione del profilo è il rolling dipstick, il quale prevede l'utilizzo di due ruote esterne, poste a 600 mm, una ruota di misura interna alle prime due ed un ulteriore ruota fuori dal piano coassiale alle ruote posteriore. Mentre le due ruote esterne costituiscono il riferimento per la pendenza attuale, la ruota centrale è oscillante verticalmente e ha all'interno un accelerometro di precisione. La strumentazione funzione per rotolamento e consente di ottenere un intervallo di campionamento pari a 254 mm, associato alla lettura dell'accelerometro di misura.

Gli strumenti fino ad ora elencati non vengono generalmente più impiegati per la valutazione della superficie viabile in quanto obsoleti e sostituiti da strumentazioni moderne in grado di acquisire il profilo in modo dinamico.

Una delle metodologie tradizionali ancora oggi utilizzate per la valutazione delle caratteristiche di regolarità sia longitudinale che trasversale della superficie è l'utilizzo di strumentazione topografica costituita da stadia e livella. La norma che stabilisce le modalità di utilizzo di tale attrezzatura è la ASTM E1364, la quale identifica anche un intervallo di campionamento massimo pari a 601 mm. Attraverso tale tecnologia, a partire da dei punti materializzati a terra attraverso borchie di quota nota fissate generalmente a manufatti di calcestruzzo, è possibile svolgere serie di misurazioni e valutare le quote dei punti per differenza a partire dal punto iniziale. Generalmente la valutazione della regolarità trasversale è un parametro che viene misurato con metodi tradizionali per intervalli di campionamento più elevati, al fine di assicurare il corretto deflusso delle acque per lunghezze d'onda medie, generalmente superiori a 5 metri. Tale processo viene svolto per sezioni, con passo costante. Dalle misure svolte è possibile ricostruire l'andamento della superficie della sezione ed individuare eventuali ormaiamenti.

Tale metodo, sebbene presenti elevate difficoltà dal punti di vista realizzativo a causa degli elevatissimi tempi di esecuzione della campagna, permette la ricostruzione del profilo in un sistema di riferimento assoluto.

8.3 I metodi di misura innovativi

Attraverso l'utilizzo di strumentazioni elettroniche si è reso possibile acquisire in continuo (o comunque con notevole frequenza spaziale) la misura del profilo stradale senza che avvenga alcun contatto con la superficie. Le parti fondamentali di cui è costituita la strumentazione sono uno o più sensori laser ed uno o più accelerometri per la misura degli spostamenti verticali del veicolo, il quale costituisce l'origine del sistema di riferimento. Attraverso tale strumentazione l'altezza del profilo della superficie risulta essere la somma della componente data dai sensori laser a quella degli accelerometri, come è possibile osservare in Figura 8.3.1 .

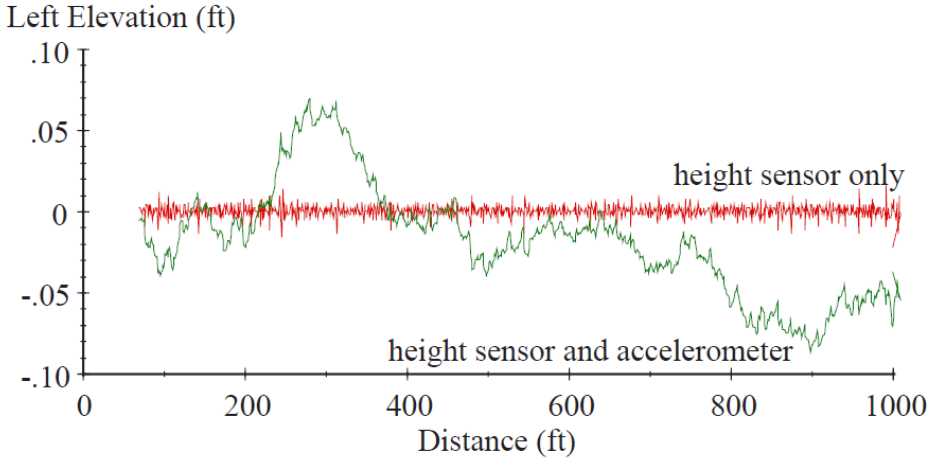


Figura 8.3.1 - Somma del profilo acquisito dal sensore laser e dall'accelerometro

E' importante evidenziare come nella misura del profilo l'errore risultante derivi dalla combinazione degli errori derivanti dall'output sia del sensore laser che dell' accelerometro.

La norma ASTM E1364 indica la minima variazione distinguibile negli output di uno strumento affinché questo possa essere utilizzato per misure di profilo, sia per Classe 1 che per Classe 2, come è possibile osservare in Figura 8.3.2 .

NORMA ASTM E1364	
Irregolarità	Risoluzione richiesta (mm)
$0 \leq IRI < 0.5$	$C1 \leq 0.125$ $C2 \leq 0.25$
$0.5 \leq IRI < 1$	$C1 \leq 0.25$ $C2 \leq 0.5$
$1 \leq IRI < 3$	$C1 \leq 0.5$ $C2 \leq 1$
$3 \leq IRI < 5$	$C1 \leq 1$ $C2 \leq 2$
$5 \leq IRI < 7$	$C1 \leq 1.5$ $C2 \leq 3$
$7 \leq IRI$	$C1 \leq 2$ $C2 \leq 4$

Figura 8.3.2 - Risoluzione per la misura del profilo

Il sistema è inoltre dotato di un odometro il quale misura la distanza percorsa dal veicolo, necessario per l'identificazione del passo di campionamento. Tali strumenti sono ad oggi lo standard per la valutazione delle caratteristiche di regolarità longitudinale delle strade ad alta velocità di percorrenza.
Per la misura della regolarità trasversale in modalità dinamica vengono impiegati veicoli aventi una barra profilometrica sul lato posteriore composta da sensori di misura della quota fra la barra stessa e la superficie nonché di accelerometri in grado di valutare evenutuali spostamenti verticali a cui è soggetto il veicolo durante la marcia. La risoluzione richiesta dai sensori varia in base a quattro classi, come riportato in Tabella 8.1.3.1, tuttavia è importante osservare come la classe quattro preveda l'impiego di sensori aventi risoluzione maggiore di 0,5 mm.

NORMA ASTM E950	
Classe	Risoluzione Richiesta R (mm)
1	$R \leq 0.1$
2	$0.1 < R \leq 0.2$
3	$0.2 < R \leq 0.5$
4	$R > 0.5$

Tabella 8.1.3.1 - Risoluzione dei sensori

Per quanto concerne gli intervalli di campionamento la norma ASTM E950 prevede che i sensori dovranno rilevare i valori in continuo, o comunque con intervallo di campionamento diviso per le quattro classi.

Anche in questo caso è possibile notare come la classe quattro permetta un intervallo superiore a 300 mm.

NORMA ASTM E950	
Classe	Passo di campionamento (mm)
1	$\Delta \leq 25$
2	$25 < \Delta \leq 150$
3	$150 < \Delta \leq 300$
4	$\Delta > 300$

Tabella 8.1.3.2 - Passo di campionamento

8.4 Il laserscanner per la misura delle caratteristiche superficiali

Nel presente paragrafo verrà analizzato il principio alla base del funzionamento delle tecnologie lidar in generale e del laserscanner 3d terrestre in particolare. Verranno inoltre svolte considerazioni sull'impiego della tecnologia laserscanner nel campo delle pavimentazioni.

8.4.1 Evoluzione della tecnologia

Il 3d laser scanning è una tecnologia evoluta che utilizza le più innovative tecniche di misura della distanza attraverso laser per ottenere misure di migliaia di punti ogni secondo. Mentre l'utilizzo della tecnologia laser per ottenere misure di distanza viene impiegata da diversi anni, le tecnologie a "tempo di volo" (TOF – Time of Flight) sono state sviluppate solo nell'ultimo quinquennio. Per capire meglio le ricadure della tecnologia laserscanner 3d nel campo dei rilievi topografici è importante svolgere una breve introduzione dei sistemi EDM (Electronic Distance Measurement).

Gli EDM vengono impiegati nei rilievi topografici da più di 50 anni. I primi strumenti utilizzavano un raggio di luce modulato a determinate frequenze e sono stati chiamati Geodimetri. Nell'evoluzione al posto del singolo raggio furono impiegate microonde modulate, permettendo lo sviluppo del tellurimetro. Tali strumenti divennero lo standard per svolgere misure di lunghe distanze. Il primo geodimetro fù impiegato negli Stati Uniti nel 1953 ed aveva un raggio d'azione fino a 35 km. Il primo tellurimetro fu sviluppato nel 1957 in Sud Africa, il suo raggio d'azione era fino a 50 km, ma a causa della natura delle microonde il segnale emesso era maggiormente soggetto fattori ambientali come umidità, forti campi elettromagnetici. I geodimetri evolsero velocemente, tanto che già nel 1960 si affacciavano sul mercato strumenti in grado di consumare molta meno energia, non essere soggetti ad interferenze a causa di fonti elettromagnetiche ed avere pesi contenuti.

La stazione totale deriva dalla combinazione di un teodolite ed un EDM. Prima dell'introduzione dei teodolite gli angoli e le distanze erano ottenuti separatamente da due diversi strumenti. Zeiss fu il primo a ingegnerizzare e produrre una stazione totale con funzionamento a raggi infrarossi, la Zeiss Elta 46, la quale aveva un'accuratezza angolare di ±3 secondi ed un raggio di 1,2 miglia. Le stazioni totali sono strumentazioni ancora oggi in

uso, sebbene la tecnologia sia evoluta; alla base della stazione vi sono veri e propri computer che acquisiscono ed analizzano i dati. La maggior parte delle stazioni totali oggi in uso utilizzano per il calcolo della distanza il principio del phase-shift (differenza di fase): il raggio di luce emesso da un diodo viene diviso in un raggio esterno che va a colpire un prisma il quale riflette completamente la luce e non appena il raggio riflesso torna dal prisma viene messo a confronto con il raggio interno. Dalla differenza di fase dei due raggi è così possibile determinare lo spazio percorso. Oltre alla differenza di fase è importante conoscere il numero di cicli completi che l'onda elettromagnetica ha svolto prima che venga calcolata l'intera distanza. Per la determinazione dell'intero numero di cicli si fa riferimento al problema della risoluzione del ciclo di ambiguità.
Anche i riflettori delle stazioni totali hanno subito una grande evoluzione nel tempo, tanto che gli ultimi riflettori hanno un raggio di azione a 360 gradi.
Negli anni più recenti , con il miglioramento delle tecniche si analisi dei segnali, è stato inoltre sviluppata la tecnologia del TOF anche all'interno delle stazione totali. Attraverso tale tecnologia all'interno del telescopio dello strumento vengono generati una serie di impulsi a raggio infrarossi i quali colpiscono l'ostacolo che si trovano davanti e tornano indietro. Dal momento che la velocità della luce è conosciuta, può essere facilmente determinata la distanza fra la stazione totale e l'oggetto che ha riflesso. E' importante notare come l'impulso generato deve essere diverse volte più potente di quello generato per l'impiego della tecnologia phase-shift, in modo che parte del segnale possa tornare indietro ed essere misurato.
Ad oggi tutte le stazioni totali sono progettate per misurare un punto alla volta. L'utente potrebbe mirare il telescopio al prisma e spingere un bottone in modo da misurare la distanza. Viene impiegato qualche secondo per svolgere le operazioni di misura, anche la stazione totale più recente impiega circa 1 secondo. Al contrario le misure laserscanner possono essere svolte a 5000 ogni secondo, con modalità migliaia di volte più efficienti di quelle di una stazione totale.
Ad oggi la maggior parte dei laserscanner utilizza il TOF method; tuttavia a differenza del TOF delle stazioni totali, nel caso del laserscanner vengono generati gli impulsi laser indirizzati attraverso l'oscillazione e la rotazione dello specchio al'interno dello strumento. Alcune strumentazioni sono dotate di due specchi, uno per il campo di vista verticale ed uno per il campo di vista orizzontale. Generalmente le strumentazioni laserscanner possono acquisire alcune migliaia di punti al

secondo ad una distanza di 200-300 metri ed una accuratezza che è di pochi millimetri fino a 100 metri. Generalmente i sistemi ad oggi in uso acquisiscono orizzontalmente a 360 gradi e verticalmente da 60 a 320 gradi. Per l'acquisizione vengono sviluppati complessi software per svolgere il setup del sistema, acquisire i dati (chiamati generalmente point cloud) e trasferire i dati fra lo strumento e i computer. Inoltre nel campo del laser scanning la fase di post-processing è di grande rilievo. I software di post-processign permettono di unire più point-cloud, svolgere il filtraggio e la valutazione dei punti, generare modelli 3d, calibrare immagini digitali, proiettare i punti in diversi sistemi geografici , generare profili e sezioni, calcolare volumi e superfici ed altro.

8.4.2 Applicazione laserscanner nel rilievo topografico

Come menzionato precedentemente, il laserscanner 3d può essere migliaia di volte più efficiente delle tradizionali stazioni totali. Per tale motivo, il mercato del rilievo topografico sta velocemente orientandosi verso tale tecnologia, con tassi di crescita annuali del 35/40%.
Generalmente, le applicazioni del 3d laserscanning dà i massimi benefici in due casi:

- I punti che devono essere misurati sono densi
- L'area che deve essere misurata non è accessibile

Ad oggi le principali applicazioni riguardano:

- Rilievo topografico: i risultati di questo genere vengono utilizzati per creare mappe dei contorni per la progettazione ingegneristica o altri scopi. Generalmente sono richiesti grandi moli di punti, specialmente nel caso di elevate estensioni di terreno.
- Rilievo As-built: Il rilievo viene condotto periodicamente per grandi progetti di costruzione per valutare lo stato di costruzione di un'opera, ad esempio quando i pagamenti dipendono da stati d'avanzamento. Questo tipo di rilievo necessita di molti dettagli e durante lo svolgimento potrebbe essere necessario interrompere le lavorazioni in odo da permettere di avere campo libero.
- Sviluppo di strutture esistenti: nel caso in cui è necessario annettere ad una costruzione una nuova parte, oppure modificare il percorso di tubazioni in un impianto chimico, il progettista ha necessità di conoscere i dettagli dell'esistente prima di iniziare con la nuova progettazione. Catturare ogni dettaglio potrebe essere

un'attività che occupa moltissimo tempo, mentre utilizzando il laserscanner tali tempistiche possono essere fortemente ridotte.

- Immagini 3d: le nuvole di punti catturate attraverso il lasercanner 3d possono essere utilizzate per costruire immagini vettoriali 3d le quali possono essere incorporate in modelli CADper la modellazione. Al contrario le immagini riprese da una telecamera sono in due dimensioni, in un formato raster che non può essere facilmente incorporato all'interno di un modello cad. Le applicazioni non vengono quindi limitate al rilievo, ma anche alla protezione dell'ambiente, alla preservazione storica, alla progettazione architetturale.

8.4.3 Principio di funzionamento del Laserscanner

Tutte le strumentazioni elettroniche che svolgono misure di spazio , inclusi i laser, utilizzano la radiazioni elettromagnetiche. Nella fisica moderna è stato osservato che la radiazione elettromagnetica si comporta in due modi complementari: come onda elettromagnetica e come flusso di particelle prive di massa chiamate fotoni. Con le strumentazioni elettroniche , la radiazione elettromagnetica viene generalmente descritta come un onda, la quale ha una lunghezza (λ) ed una frequenza (f) e trasporta energia (E).

La frequenza è il numero di onde che passano un punto preciso per un intervallo di tempo determinato. La velocità di propagazione delle onde è pari nel vuoto a 299,792,458 m/sec . La relazione fra V, λ ed f è la seguente:

$$\lambda = \frac{V}{f}$$

Mentre l'energia che viene trasportata da un'onda elettromagnetica può essere calcolata come:

$$E = h * f$$

Dove h è la costante di Plank, pari a 4,135*10E-15 eV-sec .

La gamma di tutte le radiazioni elettromagnetiche per le differenti lunghezze d'onda, per le differenti frequenze e livelli di energia, è detto

spettro elettromagnetico. Nella Tabella 8.4.1 è possibile osservare la variazione degli spettri più utilizzati.

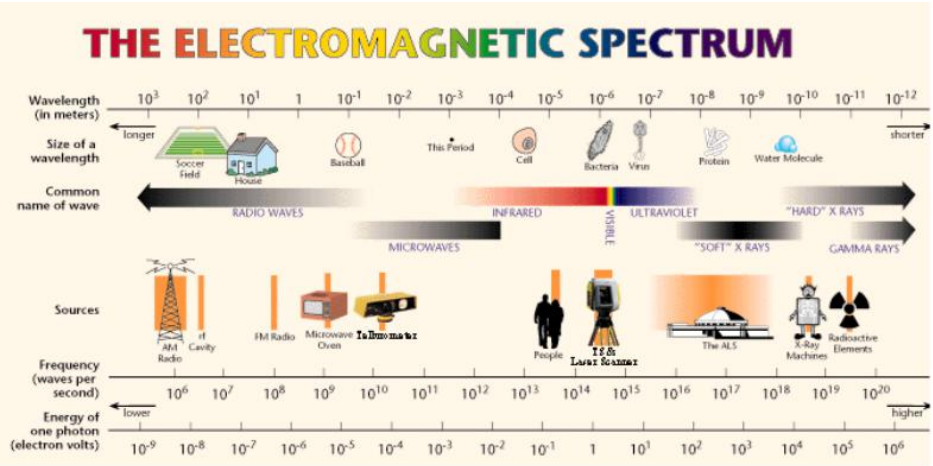


Tabella 8.4.1 - Spettri maggiormente utilizzati

L'accuratezza della distanza misurata elettronicamente dipende dall'accuratezza del tasso di propagazione elettromagnetico, ovvero la lunghezza d'onda. Nell'atmosfera, il tasso di propagazione è affetto dalla temperatura, dalla pressione atmosferica, dall'umidità e da altri fattori, pertanto è minore di quello nel vuoto. Il rapporto fra il tasso di propagazione nel vuoto e nell'atmosfera è detto indice di rifrazione e può essere espresso dalla seguente formula:

$$n = \frac{c}{V}$$

Dove c è la velocità della luce nel vuoto ed n è l'indice di refrazione. Il valore di n è nell'intorno di 1,0003. L'accuratezza della costante è molto importante nei rilievi di precisione. Sono state sviluppate diverse formulazioni semi-empiriche, l'ultima versione di Birch, Downs, Stone e Zimmerman (2005) è la seguente:

$$S = \frac{1}{\lambda^2};$$

$$n_s = 1 + 10^{-8}\left(834254 + \frac{2406147}{130 - S} + \frac{15998}{38.9 - S}\right);$$

$$X = \frac{1 + 10^{-8}(0.601 - 0.00972t)P}{1 + 0.00366t};$$

$$n = 1 + \frac{P(n_s - 1)X}{96095.43} - 2.9275 \times 10^{-8} \frac{(3.7345 - 0.04015t)}{t + 273.15} P_v$$

$$P_v = 10^{\left[\frac{7.5t}{2373+t} + 0.7858 \cdot 2\right]} H$$

Dove λ, P_v, t, n sono la lunghezza d'onda (μm), la pressione atmosferica (Pascal), la temperatura (°C), umidità (%).

8.4.4 Metodi per la misura elettronica di distanze

In generale vengono impiegati due metodi per determinare la distanza attraverso misure elettromagnetiche: la differenza di fase (Phase Shift) e il tempo di volo (Time of Flight). La maggior parte dei sistemi utilizzati nelle stazioni totali sono basati su tecnologie che impiegano la differenza di fase.

Negli anni recenti, con il miglioramento delle tecnologie di signal processing, sono iniziate ad apparire le stazioni totali a tempo di volo. Con tali strumentazioni i sistemi elettromagnetici per la misura generano molti impulsi corti di raggi infrarossi o laser, i quali vengono trasmessi attraverso il telescopio ad un target. Tali impulsi sono quindi riflessi dal target e ritornano allo strumento, il tempo impiegato viene quindi determinato per ogni impulso di luce. Poiché è conosciuta la velocità attraverso il messo, la distanza fra lo strumento ed il target può essere facilmente calcolata. Gli impulsi generati dalle strumentazioni a tempo di volo devono essere diverse volte più potenti di quelle generate dalla differenza di fase, per questo le strumentazioni a tempo di volo possono coprire distanze maggiori.

I laserscanner terrestri 3D sono formati generalmente da 4 componenti principali: un unità laser, un'unità rotante/basculante, un unità generatrice d'impulsi e un'unità per il controllo e l'immagazzinamento dei dati. Poiché l'impulso laser prodotto è in una sola direzione, lo scanner ha necessità di un meccanismo per svolgere le scansioni nelle differenti direzioni, così da coprire un'area vasta per ogni scansione. Tale traguardo è raggiunto sia attraverso l'utilizzo di uno specchio rotante poligonale per deflettere il raggio laser in diverse direzioni, sia attraverso la rotazione dell'intero strumento. Generalmente il campo orizzontale viene misurato

attraverso la rotazione dello specchio mentre il campo orizzontale può essere misurato in tutti e due i metodi.
L'unità per la generazione degli impulsi è costituita da una circuiteria in per il rilevamento del segnale ed il suo processa mento per la determinazione della distanza e dell'angolo di provenienza.
La distanza massima che uno scanner può misurare dipende dalla riflettenza della superficie, in genere fra 100 mt e 800 mt. L'accuratezza delle misure dipende dalla distanza e da altri fattori. Ad una distanza di 100 metri è possibile ottenere accuratezze millimetriche.

8.4.5 Condizioni al contorno che interferiscono con le misure del laserscanner

La riflettenza è uno dei fattori chiave negli strumenti di misura elettronici. In genere esistono due tipi di riflettenza: speculare e diffusa, come mostrati in Figura 8.4.5.1.

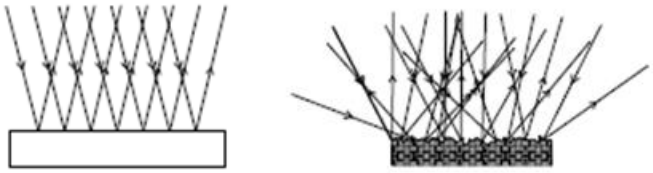


Figura 8.4.5.1 - Riflettanza speculare e diffusa

Quando il raggio di luce colpisce una superficie completamente liscia, come uno specchio ,della plastica o del metallo si ha riflessione speculare. In questo caso la direzione dei raggi di luce è prevedibile poiché il raggio incidente ed il raggio riflesso formano angoli uguali con la normale alla superficie. Nelle misure con stazione totale vengono generalmente impiegati prismi che hanno all'interno superfici piane formate da specchi e che permettono al sistema EDM di svolgere una riflessione speculare. Nel caso in cui rifrazione diffusa la luce colpendo una superficie scabra non ha una direzione preferenziale di riflessione. Poiché la maggior marte delle superfici naturali non sono piane, la maggior parre delle riflessioni che si generano sono diffuse. Ciò comporta che il laserscanner opera attraverso questo tipo di rifrazione. Nella rifrazione diffusa la direzione del raggio riflesso è complessa da prevedere a causa dell'orientamento delle micro superfici scabre. La quantità di raggi riflessi può essere

misurato attraverso un parametro chiamato riflettenza in quale è il rapporto fra l'intensità del raggio riflesso su quello incidente. La riflettenza dipende dalla forma e dal materiale componente la superficie, nonché dalla lunghezza d'onda della radiazione elettromagnetica. Nel 3d laserscanner per i rilievi, i tipi più comuni di superfici sono terreno, vegetazione, calcestruzzo, roccia, asfalto, ed i tipi di laser generalmente impiegati vanno dal verde all'infrarosso.
Il terreno è il tipo di materiale più comune che si incontra durante il rilievo laserscanner. Le sue proprietà ottiche dipendono dal contenuto d'acqua, dalla composizione, dalla tessitura superficiale. In genere la riflettenza diminuisce quando il contenuto d'acqua aumenta nei grani componenti il terreno ($n \approx 1.5$) a causa della diminuzione del contrasto nell'indice di riflettanza fra le particelle del terreno ed il mezzo circostante, quando l'aria è sostituita dall'acqua ($n \approx 1$) (Twomey et all. , 1986). Tale relazione può essere espressa come funzione esponenziale (Duke and Guerif 1998):

$$R = R_s + (R_d - R_s)e^{-cw}$$

Dove R_s ed R_s sono la riflettanza del mezzo saturo ed asciutto, c è la costante e w è il contenuto d'acqua. Tutti i valori dell'equazione sono dipendenti dalle lunghezze d'onda eccetto il contenuto d'acqua.

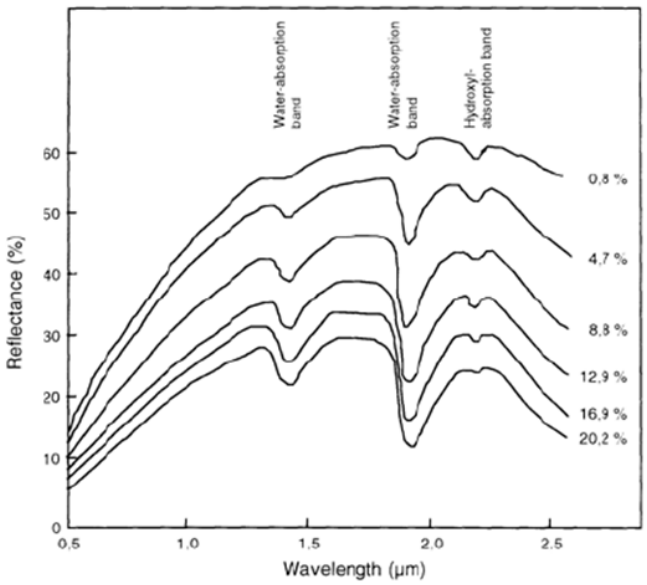


Figura 8.4.5.2 - Riflettanza in funzione delle lunghezze d'onda e del contenuto d'acqua

La vegetazione è un'altra tipologia comune di materiale che si incontra quando si svolgono rilievi con il laserscanner. Generalmente le proprietà ottiche delle piante sono le stesse per qualsiasi specie. Una tipica curva di riflettanza è mostrata in Figura 8.4.5.3. La curva può essere divisa in tre segmenti: visibile, vicino al'infrarosso ed onde corte. La banda visibile (400-700 nm) ha bassa riflettanza (max 15%) a causa della dominanza dei pigmenti che assorbono luce. All'interno di questa banda ci sono due sotto-bande che assorbono maggiormente luce e sono nell'intorno del blu (450 nm) e nell'intorno del rosso (670 nm). Nella regione infrarossa (700 – 1300 nm) la struttura cellulare controlla le proprietà ottiche e l'assorbimento di tali bande è limitato (10% max), ma la riflettanza e la trasmissione sono elevati con riflettanza fino al 50% e trasmittanza fino al 40%. Per rilievi a terra aventi scopo di misurare la superficie del terreno, può essere vantaggioso utilizzare laser a raggi infrarossi, i quali possono penetrare la vegetazione e riuscire a rilevare il terreno. Nelle onde ultracorte infrarosse (da 1300 a 2500 nm), l'assorbimento di luce viene causato dalla presenza d'acqua (figura 9.5.3).

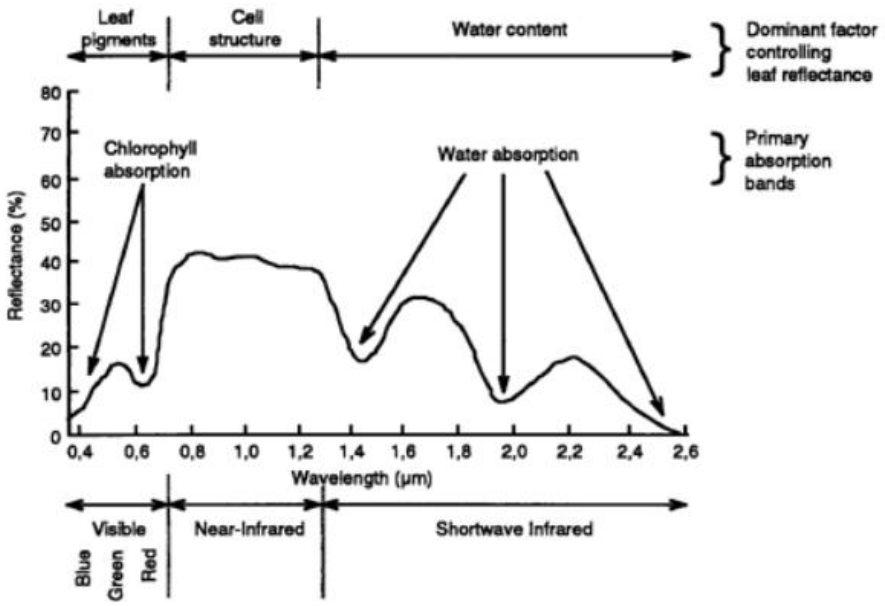


Figura 8.4.5.3 - Riflettanza in funzione delle lunghezze d'onda in presenza di vegetazione (Leblon 1996)

Altri materiali spesso presenti all'interno di rilievi lidar sono il calcestruzzo e il conglomerato bituminoso, specialmente nelle aree urbane. La riflettanza per questi tipi di materiali varia considerevolmente in funzione della loro tipologia ed età. In Tabella 8.4.2 è possibile osservare la riflettanza solare di un tipico cemento portland e dei diversi tipi di conglomerati bituminosi. In genere la riflettanza del cemento diminuisce con il tempo poiché la superficie diventa maggiormente scabra e scura mentre il conglomerato aumento la sua riflettanza poiché gli inerti si lucidano.

Surfaces	Solar Reflectance
New Asphalt	~0.05
Aged Asphalt	~0.1
Aged Concrete	0.2-0.3
Concrete	0.4-0.5

Tabella 8.4.2 - Riflettanza per il cemento ed il conglomerato bituminoso

La riflettanza solare è una misura aggregata poiché lo spettro solare spazia da 300 a 2500 nm. Una misura più accurata dovrebbe essere svolta per particolari lunghezze d'onda. La figura 9.5.4 mostra la riflettanza per cemento ed asfalto invecchiati in funzione della lunghezza d'onda per range all'interno dello spettro visibile (400-700 nm). In genere il trend è simile a quello del terreno, sebbene i valori dello spettro considerati siano differenti.

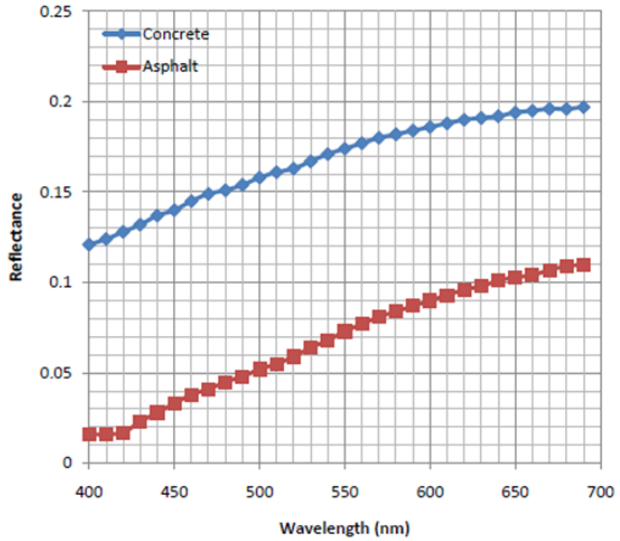


Figura 8.4.5.4 – Valori di riflettanza in funzione del tipo di materiale e della lunghezza del raggio laser

Talvolta il rilievo laserscanner viene svolto su superfici di roccia come nel caso di rilievi in montagna o di edifici costruiti con pietre. In questi casi la riflettanza varia considerevolmente con il tipo di roccia ed il suo colore da 10% al 55%.
Sebbene il raggio laser sia molto collimato in comparazione con la luce naturale, anche questo è soggetto ad una piccola divergenza ceh aumenta con la distanza. Tale divergenza può non essere considerata in molte applicazioni, ma non può essere ignorata per applicazioni di precisione ed a grandi distanze. La divergenza del raggio è funzione della lunghezza d'onda e del diametro iniziale del raggio. Maggiori lunghezze d'onda hanno maggiori divergenze e maggiori diametri iniziali permettono minori divergenze. La relazione può essere espressa dalla formula seguente:

$$\gamma = \beta \frac{\lambda}{D}$$

Dove γ è l'angolo della divergenza in mrad, λ è la lunghezza d'onda, D è il diametro del raggio emesso e β è una costante, generalmente maggiore di 2,44. La divergenza per i laserscanner 3d terrestri varia con i costruttori, per esempio i modelli della Riegl hanno divergenze che vanno da 0,15 mrad a 0,2 mrad. Approssimativamente un mrad corrisponde a 100 mm nell'espansione del raggio per 100 mt di distanza.

8.4.6 Considerazioni sull'impiego di tecnologia Laserscanner 3d

Le strumentazioni laserscanner 3d oggi disponibili permettono un elevato livello di precisione della misura. Tuttavia, come è stato espresso nei precedenti capitoli, la precisione della strumentazione varia in funzione della distanza fra la strumentazione ed il punto misurato. Sebbene alcune strumentazioni permettano di svolgere misurazioni fino a 4000 mt, questa hanno un elevato grado di imprecisione, che non può essere compatibile con le misure svolte su una pavimentazione stradale.
Va inoltre aggiunto di come il laserscanner non compia una misura uniforme dell'intera superficie, ma di come le misure vengano svolte per fissando un dato intervallo angolare nelle due direzioni di misura verticale ed orizzontale. Ciò comporta che sia avrà un'elevatissima densità dei punti nelle zone adiacenti la superficie ed una densità molto meno elevata a distanze maggiori.

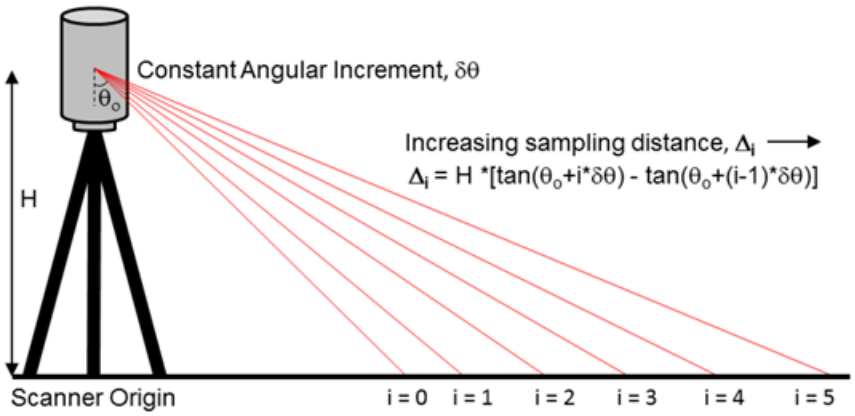


Figure 8.4.6.1 – Densità puntuale all'aumentare della distanza dalla stazione

Sebbene il rilievo laserscanner 3d si compia a partire da una serie di stazioni, le quali poi andranno orientale e allacciate per ottenere un'unica nuvola di punti rappresentativa, si rende necessario valutare quale sia la densità necessaria prima di svolgere il rilievo al fine identificare con chiarezza la distanza che dovrà intercorrere fra stazioni successive. Oltre alla valutazione della distanza, una delle variabili che è necessario identificare prima di procedere al rilievo è la valutazione dei punti per georeferenziare le passate. A seguito della georeferenziazione ogni punto rilevato è identificato da una coordinata x,y,z nel sistema di riferimento utilizzato ed in tale modo è possibile compiere l'operazione di merge di tutte le point cloud facenti parte il rilievo. Le modalità di georeferenziazione ad alta precisione verranno precisate nel prossimo paragrafo.

8.4.7 Georeferenziazione del rilievo Laserscanner

Sebbene la maggior parte dei sistemi laserscanner contenga al suo interno sia un sistema GPS che una bussola elettromagnetica, tali sistemi non sono sufficienti a compiere la georeferenziazione di precisione delle scansioni. Inoltre, dal momento che la maggior parte delle scansioni rilevate sono composte da superfici, è piuttosto visibile quando due o più scansioni non sono perfettamente allineate in quanto superfici che dovrebbero essere allineate si compenetrano.

Inoltre, data la specificità delle elaborazioni svolte all'interno dei seguenti studi, ed in particolare la valutazione della regolarità di una pavimentazione, si rende necessario ottenere l'allineamento delle stazioni nel modo più rigoroso possibile.
Per compiere la georeferenziazione, una volta rilevati i target è necessario che questi vengano assimilati a delle forme geometriche ben definite. In particolare nel nostro caso sono state utilizzate delle sfere di 10 cm di raggio, posizionate su dei treppiedi topografici centrati su un chiodo, come è possibile osservare in figura 8.4.5.1 .

Figure 8.4.7.1 – Target posizionato su treppiede

Una volta svolta la scansione per generare degli enti geometrici è innanzitutto necessario selezionare attentamente tutti i punti per la generazione della sfera. A partire dai punti rilevati è possibile valutare l'equazione della sfera che meglio interpola i punti giacenti sulla sua superfici. E' possibile quindi valutare per ogni punto lo scostamento rispetto alla sfera tracciata attraverso l'equazione ed utilizzare nel caso solamente una percentuale dei punti per la generazione di una nuova equazione della sfera, dando vita ad un processo iterativo che porta alla definizione di un equazione dove si utilizzano solamente la quota parte di punti che scosta di un delta deciso (Figura 8.4.5).

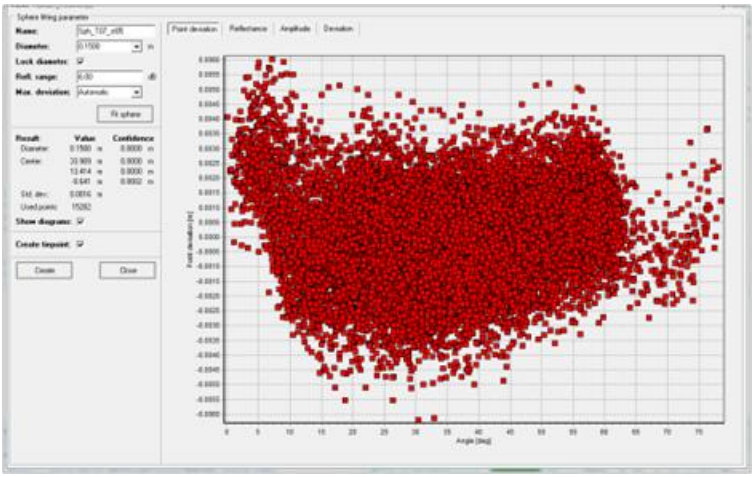


Figura 8.4.5 - Utilizzo dei punti per la generazione virtuale dei target

8.4.8 Estrazione di superfici e tecniche per la valutazione della regolarità trasversale

A partire dall'intero rilievo georeferenziato, al fine di valutare le caratteristiche fisiche della sovrastruttura si rende necessaria l'operazione di estrazione dei punti, che solitamente avviene a partire da un perimetro dato.

Al fine di valutare le caratteristiche di regolarità di una superficie vengono valutate le dimensioni della superficie da analizzare e le modalità di analisi. Per quanto concerne le dimensioni, al fine di valutare la regolarità trasversale di una pista aeroportuale, si è scelto di considerare sezioni di lunghezza pari ad un metro e larghezza pari all'intera sovrastruttura. Per quanto concerne le metodologie d'analisi, non esistendo ad oggi una normativa che identifica una modalità di elaborazione per dati sparsi in 3d, si è reso necessario sviluppare due metodologie: la prima identifica una forma di regolarità fortemente localizzata mentre la seconda considera l'intera fascia a pendenza costante.

Per la valutazione della regolarità localizzata si è fatto uso delle tecnologie della geostatistica, ed in particolar modo del software Surfer attraverso l'analisi di Kridging. Si è utilizzata una maglia di dimensioni regolari planimetriche e per ogni punto è stata valutata la quota a partire dalle quote dei punti che si trovavano nell' intorno del punto considerato. Tale operazione, detta gridding, ha portato alla valutazione, per tutte le sezioni estratte, di variogrammi del tipo:

$$\gamma^*(r) = \sum_{i=1}^{Nr} [z(x_{i+r} - z(x_i)]^2$$

Pertanto per ogni sezioni è stato possibile generare variogrammi come quelli rappresentati in Figura 8.4.6.

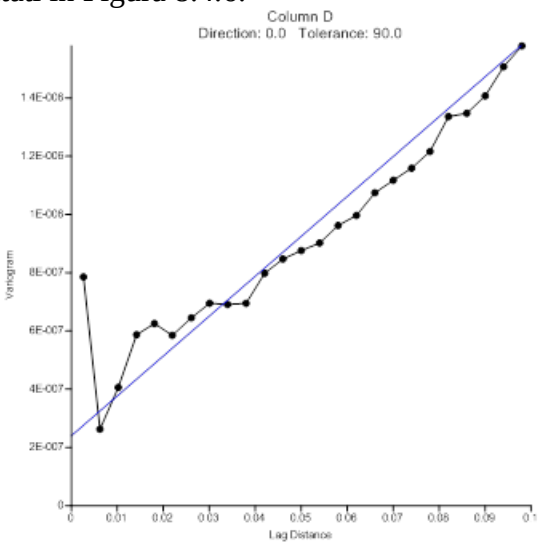


Figura 8.4.6 – Variagramma delle quote dei punti

Nel seguito, per ogni punto della griglia, sono stati calcolati i residui misurando, nell'intorno di ogni punto il valore minimo e massimo di scostamento rispetto al valore attribuito al punto di grigli per mezzo del variogramma. E' stata infine calcolata la somma del quadrato degli scarti, il valore medio e la deviazione standard.
Per la valutazione della regolarità sull'intera fascia il secondo metodo sviluppato ha previsto l'implementazione di un algoritmo in Matlab in grado di misurare la regolarità trasversale dell'intera superficie estratta.
Per la valutazione della regolarità vengono innanzitutto considerati i punti, all'interno della point cloud estratta, che devono generare la superficie. Nel seguito per tali punti viene generato il piano che meglio interpola i punti, minimizzando gli scarti fra il piano ed i punti stessi (Figura 8.4.7). Nel seguito viene quindi individuata l'equazione del piano. Infine viene misurato per ogni punto lo scostamento con la superficie e ne viene svolta la somma del valore assoluto dei quadrati,

come indicatori della regolarità delle sezioni di piano estratte, ed il rapporto fra la somma e il numero di punti che ha generato tale piano.

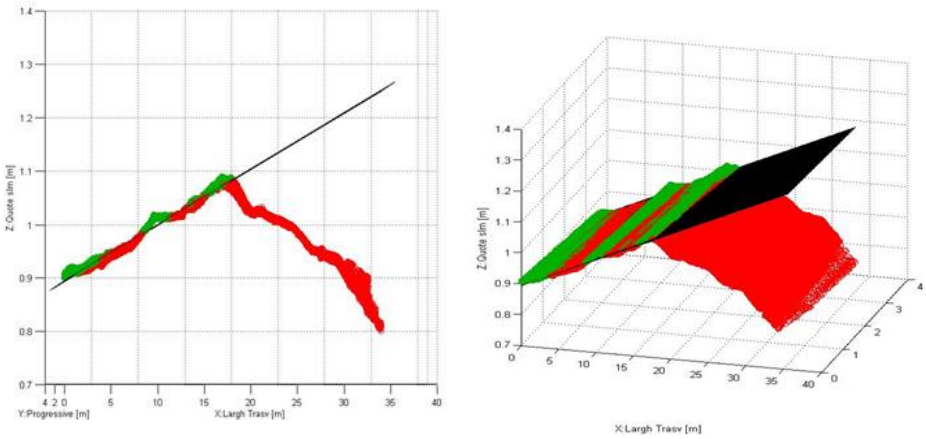


Figura 8.4.7 – Piano interpolatore dei punti

8.4.9 Differenze fra tecnologia laserscanner, barra profilometrica e rilievo topografico

Le strumentazioni profilometriche ad oggi impiegate per valutare le caratteristiche di una sovrastruttura permettono di svolgere misure per tratti di strada estesi, tuttavia i sistemi di riferimento che vengono utilizzati non sono georiferiti ma semplicemente riferiti ad un sistema locale. Se tale caratteristica alle volte può non essere necessariamente un problema, in alcuni casi le i dati rilevati potrebbero non essere sufficienti, quando ad esempio si rende necessario voler monitorare l'abbassamento di una fascia che è causato da deformazioni plastiche per gli strati più profondi e quindi per lunghezze d'onda di misura più elevate. Inoltre anche nel caso di monitoraggio nel tempo degli strati superficiali, dal momento che i punti acquisiti sono georiferiti, la tecnologia laserscanner 3d permette una valutazione oggettiva nello studio del degrado.

Pregi principali delle tecnologie profilometriche oggi impiegate sono l'elevato numero di misurazioni che è possibile svolgere, almeno longitudinalemente al senso di percorrenza della via e l'elevatissima precisione che i sensori laser sono in grado di ottenere per distanze estremamente brevi (la distanza fra la barra e la pavimentazione in genere non supera i 20 cm). Di contro le strumentazione non offre un'elevata densità in direzione trasversale al senso di percorrenza di via:

strumentazioni dal costo elevatissimo riescono ad ottenere una densità di misura trasversale pari a 10 cm. In confronto con uno scanner medio si riescono a svolgere misure con densità di punti più elevate, fino a 1 pto/cm^2 , affrontando investimenti molto meno onerosi.

8.4.10 Caso studio

Al fine di valutare il comportamento di uno strumentazione laserscanner 3d applicata ad una pavimentazione è stato eseguito un campo prove. Il sito sul quale sono state svolte le misure è stato un tratto in curva di una via di rullaggio interna ad un aeroporto. Lo sviluppo del campo prove è stato pari a 110 metri, la larghezza dell'intera fascia pavimentata pari a 45 metri.

Dall'analisi della strumentazione a nostra disposizione è stato valutato come la massima altezza raggiungibile fosse pari a 22,8 mt . Al fine di ottenere un elevata densità dei punti si è scelto di localizzare le stazioni in asse pista ogni 30 metri, per quanto concerne la georeferenziazione sono stati materializzati dei punti a terra mediante chiodi in modo che per ogni scansione fosse possibile misurare 6 target. Per ogni chiodo sono state quindi prese misure planimetriche mediante strumentazione GPS operante in RTK e misure altimetriche mediante stadia e livello. Nel seguito sono stati impiegati dei cavalletti con dei target di forma sferica (r=10cm) montati perfettamente in asse rispetto ai chiodi, per le quali è stata misurata l'altezza strumentale.

La strumentazione in nostro possesso per la sperimentazione è un Riegl VZ400, le caratteristiche peculiari della strumentazione sono un numero di misure pari a 122000/sec, un raggio d'azione in pessime condizioni di riflettanza pari a 160 mt ed una precisione di 3mm.

Al fine di valutare la bontà del dato acquisito è stata inoltre svolta una campagna di misure attraverso strumentazione tradizionale con prisma e stazione totale Topcon 9001°, caratterizzato da una precisione del distanziometro di ±(2mm+2ppm) e di misura degli angoli di 1'' . Le misure attraverso tradizionali sono state localizzate a:

- Asse pista
- ± 3 metri
- ± 6 metri
- ± 9 metri
- ± 12 metri
- ± 15 metri

- ± 18 metri
- ± 20 metri
- ± 25 metri

La localizzazione dei punti è riportata nello stralcio planimetrico rappresentato in Figura 8.4.8.

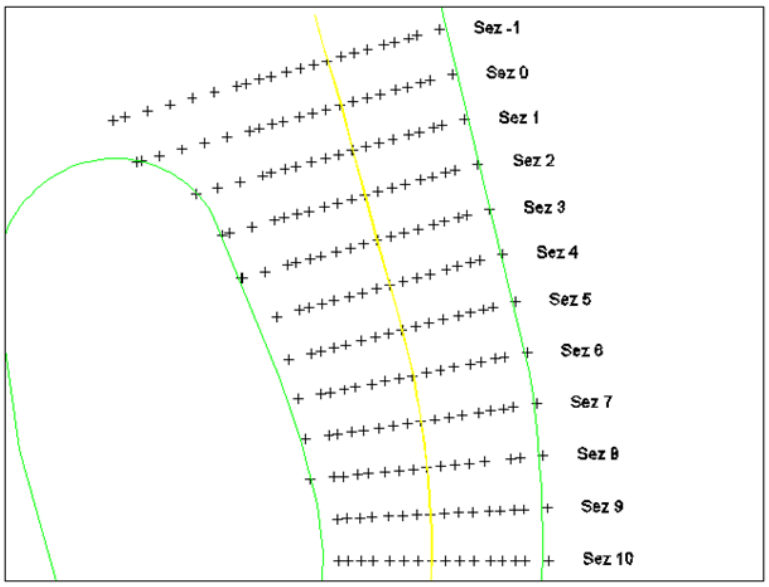


Figura 8.4.8 – Planimetria delle misure topografiche tradizionali

All'interno del sito di analisi sono state individuate 12 sezioni laserscanner con una distanza pari a 10 metri, nella figura Figura 8.4.9 è possibile osservare uno stralcio planimetrico della zona.

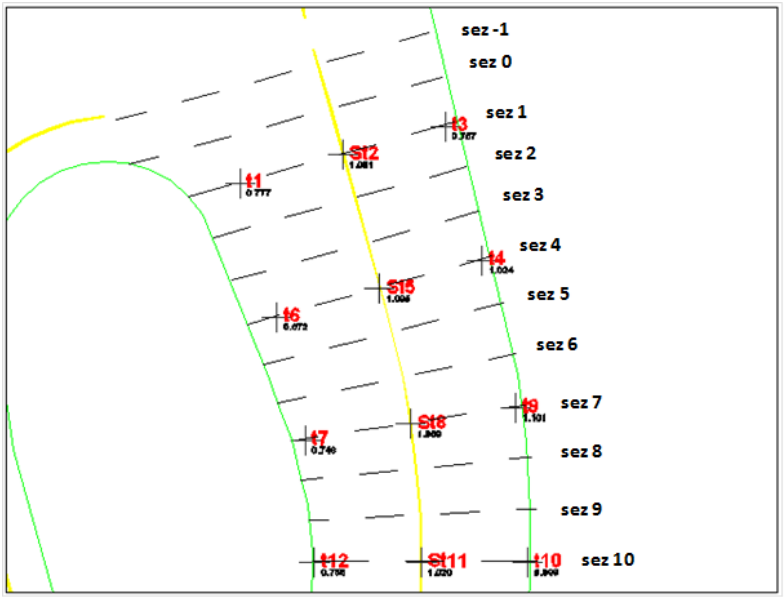


Figura 8.4.9 – Planimetria delle stazioni e dei target Laserscanner

Durante le misure è stato necessario svolgere un reinfittimento delle misure dei punti in corrispondenza dei target. In questo modo è stato possibile ricreare la forma geometrica dei target con un altissimo grado di precisione.

8.4.11 Analisi e merge delle point cloud

Dall'analisi preliminare dei dati acquisiti è stato possibile valutare come il numero di punti per ciascuna scansione è circa 22'000'000 . Per ciascun target a seguito dell'identificazione della forma geometrica è stato possibile valutare la distanza nel sistema di riferimento avente centro nell'asse dello scanner, come si evince dalla Tabella 8.4.11.1. Si è quindi proceduto all'orientamento delle point cloud, alla rototraslazione ed alla georeferenziazione, di cui il risultato è rappresentato in Figura 8.4.11.1.
E' stata quindi valutata la densità superficiale del rilievo. Sebbene nei pressi delle stazioni si siano raggiunti picchi di densità superiori a 1 pto per mm^2, la densità superficiale sulla superficie pavimentata nelle zone più lontane è risultata pari a 1pto ogni 2 cm^2.

Stazione	Sfera	Dist [m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	P.ti util	Pti tot
T02	t03	23.019	22.793	2.917	-1.381	29180	42237
T02	t04	37.84	-19.024	32.69	-1.166	25215	38339
T02	t06	37.858	26.614	26.903	-1.086	18497	29376
T02	t01	23.053	22.851	-2.859	-1.058	6642	29701
Stazione	Sfera	Dist [m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	P.ti util	Pti tot
T05	t03	37.827	-34.123	-16.232	-1.737	34892	50464
T05	t01	37.73	6.871	-37.09	-0.83	13794	20378
T05	t04	23.108	-20.519	10.519	-1.504	18463	30117
T05	t06	22.956	20.473	-10.34	-0.84	4062	49752
T05	t09	39.184	-4.384	38.914	-1.357	44521	63024
T05	t07	36.472	33.909	13.414	-0.641	20932	32712
Stazione	Sfera	Dist [m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	P.ti util	Pti tot
T08	t04	38.578	-4.923	-38.25	-0.973	16458	24030
T08	t06	39.146	34.202	-14.057	-1.307	19762	50341
T08	t09	22.99	-20.815	-9.719	-0.925	37738	51192
T08	t07	23.076	20.872	9.771	-1.18	9981	23292
T08	t10	39.146	-32.636	21.598	-0.898	9959	29147
T08	t12	36.417	11.51	34.529	1.221	7013	32530
Stazione	Sfera	Dist [m]	X [m]	Y [m]	Z [m]	P.ti util	Pti tot
T11	t09	39.151	-1.972	-39.092	-0.876	42563	62660
T11	t10	23.047	-20.22	-11.027	-0.849	15416	23361
T11	t12	23.004	20.145	11.043	-1.179	7029	21087
T11	t15	39.203	-33.998	19.485	-1.151	32073	21278
T11	t13	36.391	9.261	35.174	-1.165	19073	53156
T11	t07	23.047	-20.22	-11.027	-0.849	52078	71875

Tabella 8.4.11.1 - Coordinate nel sistema relativo dei target di misura

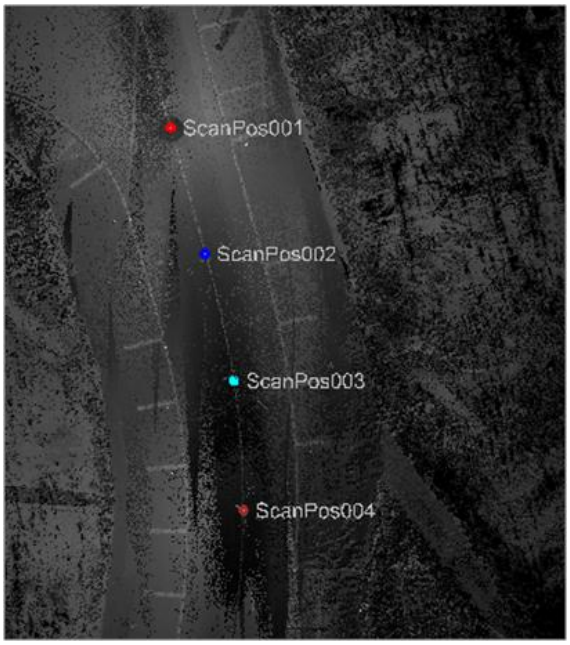


Figura 8.4.11.1 – Merge delle 4 point cloud

8.4.12 Valutazione delle pendenze trasversali dai dati topografici tradizionali

Si è quindi provveduto alla valutazione delle pendenze trasversali attraverso i dati rilevati dalla strumentazione topografica tradizionale. La parte iniziale della fascia pavimentata è risultata a doppia falda, mentre la parte terminale, in curva, a falda unica.
Per ciascuna sezione di misura è stata computata la retta interpolante i punti, ne è stata valutata l'equazione, il coefficiente R^2, lo scostamento minimo e lo scostamento massimo, come rappresentato in Figura 8.4.12.1.

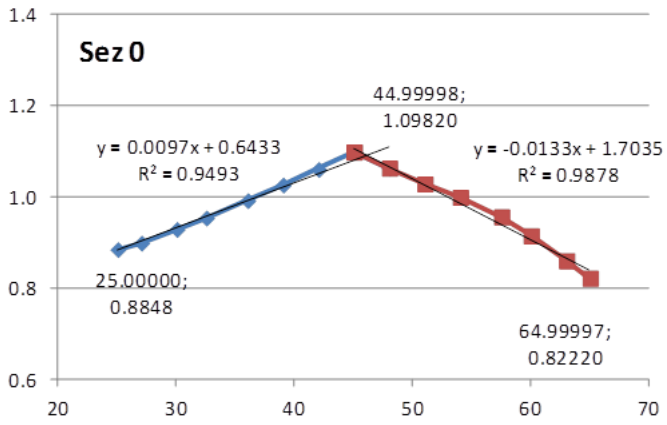


Figura 8.4.12.1 – Valutazione delle caratteristiche geometriche della sezione

Attraverso tale metodo è stato quindi possibile dare un indicazione non solo della pendenza media della superficie pavimentata, ma anche dello scarto che i punti hanno rispetto alla retta, il che riflette la regolarità della fascia pavimentata.
Nel seguito è stato possibile valutare le differenze fra i punti rilevati attraverso rilievo tradizionale ed i punti rilevati attraverso strumentazione laserscanner. Per ogni punto topografico è stato considerato un intorno planimetrico ed è stato individuato il punto laserscanner più vicino. E' stata quindi svolta la differenza di quota fra i punti ed è stato possibile evidenziare come in media i punti laserscanner risultino più alti di un centimetro.
Per le medesime sezioni è stato quindi svolta la valutazione della regolarità localizzata attraverso Surfer.

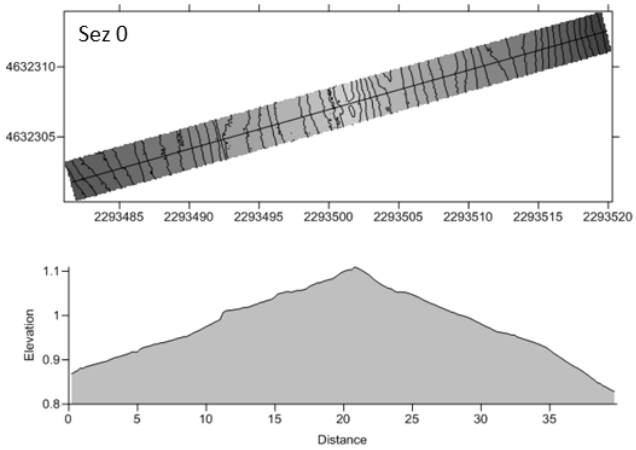


Figura 8.4.12.2 – Curve di livello e profilo generato dai punti

Si riporta in Tabella 8.4.12.1 a titolo d'esempio i computi svolti sulle prime sei sezioni. E' possibile notare la dispersione del numero di punti estratti per la generazione delle sezioni, che nei pressi delle stazioni arriva a valori superiori a 3E9 . Il valore della somma degli scarti è risultato essere poco rappresentativo delle condizioni di regolarità, tuttavia i valori massimi, i valori medi e la deviazione standard sembrano essere indicativi delle caratteristiche superficiali.

	Sez -1	Sez 0	Sez 1	Sez 2	Sez 3	Sez 4
Number of values	138001	669677	3056214	832188	769072	3090653
Sum	6.614439	12.902	-348.893	15.71315	12.18324	15949.27
Minimum	-0.03282	-0.00985	-0.0775	-0.01961	-0.00597	-1.30157
Maximum	0.047796	2.627986	0.011846	0.421968	2.57044	1.979927
Mean	4.79E-05	1.93E-05	-0.00011	1.89E-05	1.58E-05	0.00516
Standard deviation	0.001593	0.005598	0.001767	0.001414	0.005138	0.065406

Tabella 8.4.12.1 – Analisi della regolarità localizzata

Nel seguito è stata svolta la valutazione della regolarità attraverso l'analisi per l'intera falda. In particolare sono stati colorati in modo differenti i punti presenti nella parte superiore della superficie con i punti presenti nella parte inferiore. In Figura 8.4.12.3 è possibile osservare il profilo di una sezione con la superficie di riferimento disegnata per una falda sia in sezione che in prospettiva.

E' stato quindi possibile valutare i parametri dell'equazione del piano sia in forma implicita che in forma esplicita, si riportano a titolo d'esempio alcuni dei valori computati.

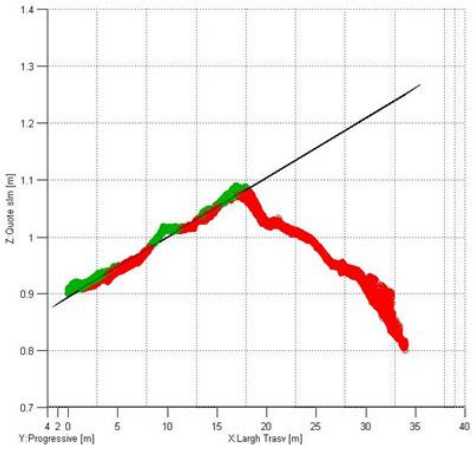


Figura 8.4.12.3 – Point Cloud n.0 vista in sezione

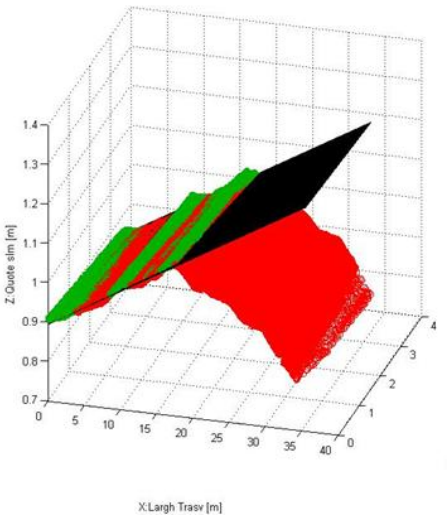


Figura 8.4.12.4 – Point Cloud n.0 vista in prospettiva

	Sez -1	Sez 0	Sez 1	Sez 2	Sez 3	Sez 4
A	-0.8946	-0.8634	-0.8637	-0.828	-0.869	-0.8495
B	0.9999	0.9999	0.9998	0.998	0.9999	0.9999
C	0.0069	0.0077	0.0103	0.0104	0.0028	0.0068
D	-0.0105	-0.0136	-0.0145	-0.0158	-0.011	-0.0125
l	1.6928	1.9518	1.4075	1.5269	3.9076	1.8273
m	-161.35	-143.73	83.5757	-96.32	308.37	124.3991
n	144.3524	124.117	-96.7507	79.76	-354.82	-146.414
sse	2.11E+03	1.18E+04	4.64E+04	1.57E+04	1.83E+03	1.03E+03
sse/n_p	3.24E-04	1.57E-04	3.24E-04	1.46E-04	5.40E-05	1.03E-05

Tabella 8.4.12.2 – Valutazione dei parametri di piano

Dai confronti svolti sui valori medi dei residui con le diverse metodologie d'analisi della regolarità superficiali è stato possibile evidenziare come vi sia spesso una sostanziale similitudine nei valori di scarto. Sebbene le metodologie d'analisi siano differenti, ciò sta a significare che le irregolarità fortemente localizzate si riflettono anche sulla valutazione della regolarità del profilo superficiale della falda.

L’analisi dei costi del ciclo di vita nella progettazione delle pavimentazioni

Nell’ultima parte dello studio sono state affrontate le metodologie principali che vengono oggi utilizzate per l’ottimizzazione degli interventi. Le tecniche matematiche utilizzate per sviluppare le strategie manutentive sono ripresa dalla scienza della ricerca operativa, una branca della matematica che si occupa di affrontare problemi decisionali complessi risolvendoli attraverso modelli matematici e modelli quantitativi avanzati.

Una delle principali tecniche utilizzate per la valutazione degli interventi è la Life Cycle Cost Analysis, l’analisi dei costi per il ciclo di vita della sovrastruttura. Tale tecnologia, sviluppata ed utilizzata negli Stati Uniti d’America dalla Federal Highway Administration, permette l’ottimizzazione degli interventi a livello di rete, consentendo di ottimizzare la manutenzione e risparmiare cifre ingenti a lungo termine, a patto di monitorare lo stato di degrado della pavimentazione.

9.1 Applicazione della Life Cicle Cost Analysis nella progettazione delle sovrastrutture

La Life Cicle Cost Analysis (LCCA) dovrebbe essere condotta nelle fasi preliminari della progettazione di una infrastruttura viaria, tuttavia allo stato attuale viene svolta per struttura attualmente esistenti. Il livello di dettaglio che si opera attraverso il LCCA dovrebbe essere coerente con il livello di investimento dell’opera che si deve costruire o che si sta manutenendo.

L'LCCA non deve considerare tutte le variabili al contorno nella generazione dell’opera, ma deve considerare le differenze dei costi relativi alle diverse alternative. Nello svolgimento dell’analisi i costi comuni a tutte le alternative devono essere omessi, tuttavia è preferibile che ne venga segnalata l'esistenza all'interno dell'analisi. L'inclusione di tutti i fattori potenziali di costo all’interno della LCCA per tutte le alternative è controproducente in quanto aumenta le dimensioni del problema e quindi la sua gestibilità, tuttavia è bene indagare molti fattori di LCCA e le assunzioni che vengono svolte, anche nel caso in cui sembrino superflui, pertanto viene semplicemente data una spiegazione del motivo di eliminazione del fattore.

9.2 Principi di LCCA nella pratica comune

L'orizzonte temporale per il quale devono essere valutate le alternative della LCCA dovrebbe essere sufficientemente lungo da riflettere le differenze a lungo termine dei costi associate alle diverse strategie di progettazione valutate. La politica dell'FHWA riguardo la LCCA raccomanda un periodo di analisi di almeno 35 anni per tutti i progetti di pavimentazioni, inclusi sia quelli di nuova costruzione, riabilitazione totale o parziale, o semplice rimozione e stesa dello strato superficiale.

L'indicatore utilizzato per la valutazione economica delle sovrastrutture è il Net Present Value (NPV, in italiano: valore attuale netto "VAT") che in economia rappresenta l'indicatore di efficienza utilizzato per svolgere i confronti fra diverse alternative progettuali. Esistono in letteratura numerosi altri indicatori, come ad esempio l' UEAC (indicatore del costo equivalente annuale uniformato, Uniform Equivalent Annual Cost) ma tutti devono essere derivati dal NPV. Il calcolo del rapporto benefici costi (B/C ratio) non è un indicatore che può essere utilizzato nel campo dell'ottimizzazione delle strategie manutentive a causa delle difficoltà nella valutazione di costi e benefici da utilizzare.

In Italia il tasso di sconto da utilizzare per la valutazione degli investimenti a livello regionale all'interno del NPV, in ottemperanza alle direttive europee, è pari al 5%.

Nella applicazione della LCCA la manutenzione annuale di routine ha effetti marginali sull' NPV, pertanto può essere omessa. I costi di routine sono difficili da valutare ed in genere molto bassi in confronto ai costi di costruzione iniziale e riabilitazione di una sovrastruttura (generalmente la differenza fra strategie manutentive in concorrenza è piuttosto bassa), sopratutto per periodi di analisi superiori ai 30-40 anni.

L' indice da utilizzare per i confronti fra diverse alternative progettuali è la vita residua al termine del periodo di analisi, come ripartizione proporzionale degli ultimi costi di riabilitazione.

La valutazione dei costi subiti dagli utenti nel caso stradale può essere valutata in base ai costi operativi del veicolo, ai costi derivanti da eventuali incidenti ed ai costi derivanti dai ritardi per lavori in corso, pertanto i costi sono fortemente influenzati dalle attuali e future caratteristiche operative della sovrastruttura. Riguardo ai costi degli utenti per il caso aeroportuale non è possibile eseguire una valutazione ragionevole in base alle condizioni della sovrastruttura in quanto la temporanea penalizzazione di alcuni tratti della pista porta al suo inutilizzo e non ad un calo della sicurezza di transito per gli aeromobili.

Inoltre anche l'aumento della lunghezza del percorso che l'aeromobile deve compiere nel caso in cui alcuni raccordi siano penalizzati è ininfluente al fine del calcolo ultimo dei consumi. In genere a causa delle penalizzazioni dei raccordi si possono avere delle ripercussioni nei tempi di transito dalle piste di volo alle aree Apron, tuttavia al fine di calcolare i costi per utenti, tali costi possono essere considerati ininfluenti.
Una LCCA deve necessariamente includere una analisi di sensibilità per individuare la variabilità dei principali input del sistema e la variabilità della stima. Tradizionalmente per l'analisi di sensibilità si è soliti utilizzare differenti tassi di sconto nel tempo o un differente valore del tempo, normalmente valutati nel caso di scenario economico ottimistico e pessimistico. Negli ultimi anni l'analisi di sensibilità è stata svolta attraverso un approccio probabilistico, permettendo la variazione di diversi fattori di input contemporaneamente e valutandone i corrispettivi output.
L'Interim Technical Bullettin consiglia l'uso di un approccio probabilistico nell'intera LCCA che incorpori l'analisi della variazione all'interno degli input assunti, delle proiezioni e della stime. Il termine utilizzato prevalentemente nell'industria per la simulazione per l'approccio a problemi complessi di tipo probabilistico è "Risk Analysis". La Risk Analysis è una tecnica che indaga le aree di incertezza, tipicamente nascoste o non considerate all'interno del classico approccio deterministico nel LCCA, permettendo a chi prende le decisioni di pesare la probabilità dei vari risultati ottenibili. L'approccio attraverso la Risk Analysis combina la descrizione probabilistica di variabili incerte con tecniche di simulazione computerizzate, generalmente conosciute come simulazione di Monte Carlo, per caratterizzare l'incertezza. Attraverso la simulazione Monte Carlo è possibile svolgere, in modo random, un altissimo numero di prove di futuri scenari a partire dai dati di input che sono stati inseriti con la loro distribuzione per calcolare decine di migliaia di valutazioni. Attraverso un numero abbastanza elevato di proiezioni, un algoritmo può definire una distribuzione di probabilità per il NPV dell'intera rete per ogni alternativa progettuale, in modo di offrire una rappresentazione dell'intero range di risultati e la loro relativa probabilità.

9.3 Procedure dell' LCCA

L'analisi del LCCA viene svolta per fasi; al fine di valutare i costi di un progetto queste includono:

- Valutazione delle alternative di progettazione degli interventi per il periodo di analisi definito;
- Periodo di analisi;
- Stima dei costi per l'agenzia;
- Sviluppo del diagramma di flusso di cassa;
- Calcolo del NPV (Net Present Value);
- Analisi dei risultati;
- Eventuale rivalutazione delle strategie manutentive.

In genere tali passi sono sequenziali, tuttavia tale successione può essere alterata a causa di specifiche necessità dell' LCCA. Nel seguito verrà discusso singolarmente ogni step del processo di analisi.

9.4 Valutazione delle alternative progettuali d'intervento nel periodo di analisi

Lo scopo principale di qualsiasi LCCA è di quantificare le implicazioni a lungo termine delle scelte progettuali iniziali e di stabilire i futuri costi per le attività di manutenzione e riabilitazione necessarie per mantenere determinati livelli di servizio al di sopra delle soglie minime di accettabilità per un determinato periodo di tempo.
Una strategia di progettazione delle pavimentazioni è data dalla combinazione dell'iniziale progettazione della pavimentazione e dalla necessaria manutenzione ordinaria di supporto e le relative attività di riabilitazione. Il periodo di analisi è l'orizzonte temporale per i quali vengono valutati i costi. Il primo passo nel condurre una LCCA è l'identificazione delle diverse alternative progettuali da proporre nel periodo d'analisi preso in considerazione.

9.5 Periodo di analisi

In una LCCA il periodo di analisi deve essere abbastanza lungo da riflettere le differenze di costi a lungo termine, associate alle diverse alternative progettuali. Il periodo di analisi dovrebbe essere in genere più lungo del periodo di progettazione di una pavimentazione (fig 1), eccetto nel caso di pavimentazioni long-lived, ovvero sovrastrutture progettate per avere tempi di degrado estremamente lunghi. Si tende in genere a considerare il periodo di analisi abbastanza lungo da incorporare almeno un'attività di riabilitazione. L'FHWA nel Final LCCA Policy specifica che è consigliato un periodo di almeno 35 anni per tutti i progetti di una pavimentazione, inclusi progetti nuovi o di riabilitazione totale o ricostruzione o anche semplice adeguamento degli strati superficiali.

Talvolta utilizzare un periodo di analisi più corto potrebbe essere più appropriato, specialmente quando le alternative di progetto di una pavimentazione vengono ipotizzate in modo da prendere tempo in attesa di avere un bilancio che permetta svolgere un risanamento profondo.

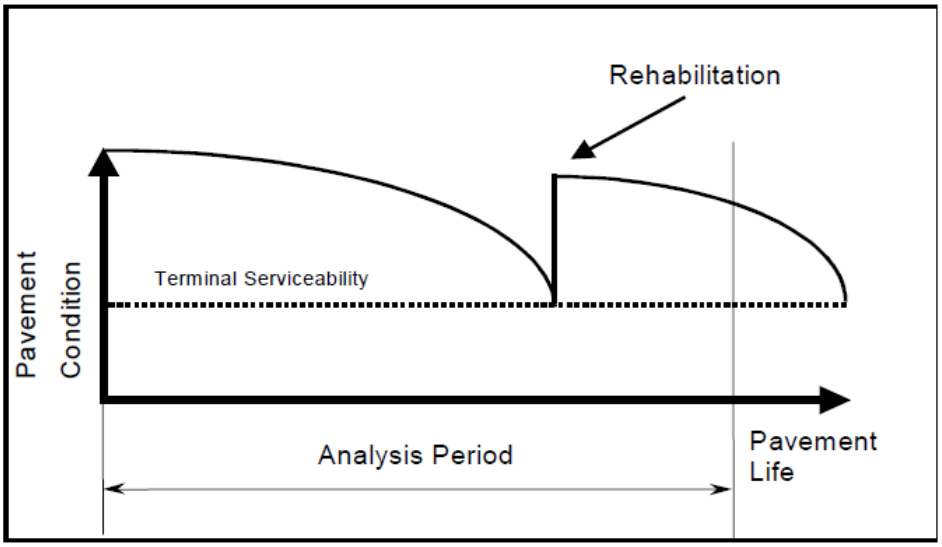


Figura 9.5.1 - Andamento delle condizioni della pavimentazione per il periodo di analisi

In genere qualsiasi alternativa progettuale è data da una differente aspettativa di vita che dipende da trattamenti periodici di manutenzione ed una serie di diverse alternative di attività di riabilitazione. E' importante identificare lo scopo, i tempi ed i costi di tali alternative.

9.6 Determinazione del periodo di performance e della temporizzazione delle attività

La vita stimata per la progettazione iniziale e le successive attività riabilitative ha grande impatto sui risultati dell'LCCA. In tabella è possibile osservare le strategie di progettazione stimate dal PennDOT (Pennsylvania Department of Trasposrtation).

Year	Treatment
5	Clean and seal 25% of longitudinal joints. Clean and seal 5% of transverse joints. 0% for neoprene seals. Seal coat shoulders if Type 1 paved shoulders.
10	Same as year 5.
15	Clean and seal 25% of longitudinal joints. Clean and seal 10% of transverse joints, 5% for neoprene seals. Seal coat shoulders, if Type 1 paved shoulders.
20	Concrete patch 5% of pavement area Spall repair 1% of transverse joints (5 sf/joint). Slab stabilization: minimum 25% of transverse joint. Diamond grind 100% of pavement area. Clean and seal all longitudinal joints, including shoulders. Clean and seal all transverse joints, 7% for neoprene seals. Seal coat shoulders, if Type I paved shoulders. Maintenance and protection of traffic. User delay.
25	Clean and seal 25% of longitudinal joints. Clean and seal 10% of transverse joints, 10% for neoprene seals Seal coat shoulders, if Type I paved shoulders.
30	Concrete patch 2% of pavement area. Clean and seal all joints with fiber asphalt membrane. 60-#/sy leveling course. 3.5-in ID-2 or 4-in ID-3/ID-2 overlay. Saw and seal joints. Type 7 paved shoulders. Adjust all guide rail and drainage structures. Maintenance and protection of traffic. User delay.
35	Seal coat shoulders.
Note: The CPR strategy slated for year 20 can be moved to year 15 at the District's discretion. However, when doing this, the overlay at year 30 must be moved to year 25, and another overlay added at year 33.	

Tabella 9.6.1 - Trattamenti manutentivi dell'infrastruttura

9.7 Stima dei costi d'agenzia

Le quantità da computare per la costruzione ed i relativi costi sono direttamente relazionati alla progettazione iniziale ed alle relative strategie manutentive. Il primo passo nella stima dei costi di agenzia è la determinazione dei prezzi di costruzione delle quantità per unità. I prezzi delle unità possono essere determinati da dati storici o da elenchi prezzi.

Ha senso svolgere una LCCA di comparazione fra alternative mutuamente in competizione. La LCCA deve tenere conto esclusivamente dei costi differenziali fra le alternative. I costi comuni non devono essere considerati all'interno dei calcoli.
In una LCCA è necessario tener conto delle seguenti caratteristiche :

- Salvage Value (quantità conservata): rappresenta il valore di un'alternativa d'investimento alla fine del periodo di analisi. Le due componenti fondamentali che sono associate alla quantità conservata sono il Residual Value (valore residuale) e Serviceable Life (vita utile di servizio).
- Residual Value (valore residuale): si riferisce al valore della rete derivato dal riutilizzo della pavimentazione. Il valore differenziale residuale fra le differenti strategie di progettazione delle pavimentazioni non è generalmente molto elevato e, quando scontato a 35 anni, tende ad avere un valore piuttosto basso all'interno della LCCA.
- Serviceable Life (Vita utile): rappresenta la componente di valutazione più significativa all'interno del calcolo ed è pari al periodo di vita rimanente per l'alternativa progettuale alla fine del periodo di analisi. Viene primariamente utilizzata per tenere in conto le differenze nel calcolo della vita utile fra le alternative di progettazione di una pavimentazione e la fine del periodo di analisi.
- Sunk cost: rappresentano i costi irrilevanti al fine della decisione.

9.8 Sviluppo del diagramma di flusso delle spese

I diagrammi di flusso delle spese sono rappresentazioni grafiche di cassa nel tempo. Questi diagrammi sono generalmente sviluppati per ogni strategia manutentiva ed aiutano nella visualizzazione dei flussi di cassa nel tempo (Figura 9.8.1).

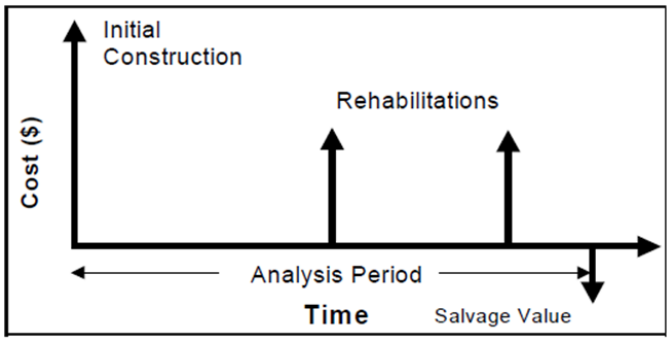


Figura 9.8.1 - Diagramma di flusso di spesa

All'interno della LCCA si prevede che il confort di guida sia il medesimo per ogni alternativa, pertanto non vengono computati benefici sulla base di come le caratteristiche della sovrastruttura si riflettono sugli utenti. I benefici dati dal provvedere a specifici livelli di condizione delle pavimentazione sono considerati essere gli stessi per tutte le differenti strategie manutentive. Come risultato, gli unici valori da dover considerare sono i costi differenziali fra le diverse alternative. I soli costi negativi sono i costi associati alle Salvage Value.

9.9 Calcolo del Net Present Value

Nel suo senso più ampio il Net Present Value (valore della rete attualizzato) è un parametro di analisi economica utilizzato per valutare l'efficienza economica a lungo termine fra diverse alternative d'investimento. L'analisi economica si focalizza sulle relazioni fra i costi, i tempi dei costi ed il tasso di sconto utilizzato. Una volta che sono state scelte tutte le tempistiche, i costi futuri devono essere scontati all'anno di base d'analisi ed addizionati ai costi iniziali in modo da determinare il NPV per le diverse alternative dell' LCCA. Come detto precedentemente, l'NPV è l'indicatore economico scelto e la formula di base dell'NPV per scontare gli importi futuri per i vari tempi, all'anno di base, sono pari a:

$$NPV = \text{Initial Cost} + \sum_{k=1}^{N} \text{Rehab Cost}_k \left[\frac{1}{(1+i)^{n_k}} \right]$$

Dove i è il tasso di sconto e N è l'anno di spesa.
Il componente dato da [1/(1+i)^(nk)] è riferito al fattore di valore presente (PV) per un singolo importo futuro. I fattori PV per varie combinazioni dei tassi di sconto e gli anni futuri sono in genere pubblicati nelle tabelle

dei fattori di sconto (più comunemente dette tabelle dei tassi s'interesse). I PV per un singolo pagamento con un tasso di sconto del 3%,4% e 5 % per 40 anni sono mostrati in Tabella 9.9.1.

	Discount Factor				Discount Factor		
Year	3%	4%	5%	Year	3%	4%	5%
1	0.9709	0.9615	0.9524	21	0.5375	0.4388	0.3589
2	0.9426	0.9246	0.9070	22	0.5219	0.4220	0.3418
3	0.9151	0.8890	0.8638	23	0.5067	0.4057	0.3256
4	0.8885	0.8548	0.8227	24	0.4919	0.3901	0.3101
5	0.8626	0.8219	0.7835	25	0.4776	0.3751	0.2953
6	0.8375	0.7903	0.7462	26	0.4637	0.3607	0.2812
7	0.8131	0.7599	0.7107	27	0.4502	0.3468	0.2678
8	0.7894	0.7307	0.6768	28	0.4371	0.3335	0.2551
9	0.7664	0.7026	0.6446	29	0.4243	0.3207	0.2429
10	0.7441	0.6756	0.6139	30	0.4120	0.3083	0.2314
11	0.7224	0.6496	0.5847	31	0.4000	0.2965	0.2204
12	0.7014	0.6246	0.5568	32	0.3883	0.2851	0.2099
13	0.6810	0.6006	0.5303	33	0.3770	0.2741	0.1999
14	0.6611	0.5775	0.5051	34	0.3660	0.2636	0.1904
15	0.6419	0.5553	0.4810	35	0.3554	0.2534	0.1813
16	0.6232	0.5339	0.4581	36	0.3450	0.2437	0.1727
17	0.6050	0.5134	0.4363	37	0.3350	0.2343	0.1644
18	0.5874	0.4936	0.4155	38	0.3252	0.2253	0.1566
19	0.5703	0.4746	0.3957	39	0.3158	0.2166	0.1491
20	0.5537	0.4564	0.3769	40	0.3066	0.2083	0.1420

Tabella 9.9.1 - Tassi di sconto nel tempo

9.10 Analisi dei risultati

Una volta completati tutti gli LCCA dovrebbero, essere soggetti ad una analisi di sensibilità. L'analisi di sensibilità è una tecnica utilizzata per determinare l'influenza dei maggiori parametri di input assunti nell'LCCA, nelle proiezioni e nella stima dei risultati dell'LCCA. Nell'analisi di sensibilità i principali valori di input vengono variati singolarmente mentre tutti gli altri valori di input rimangono costanti e viene valutata la differenza nei risultati. Le variabili di input possono allora essere classificate in funzione di quanto si fanno variare i risultati finali. L'analisi di sensibilità permette all'analista di rendere in modo soggettivo l'impatto delle variabili sugli input individuali.

Spesso l'analisi di sensibilità si focalizza sui due scenari: ottimistico e pessimistico.

Una volta che il Net Present Value è stato computato per ogni alternativa ed è stata sviluppata un'analisi di sensibilità, l'analista può rivalutare

nuovamente le strategie progettuali. Come già notato precedentemente, il beneficio generale di condurre un'analisi benefici-costi non è necessariamente nell'analisi LCCA stessa, bensì nel come il progettista possa utilizzare le informazioni risultanti dall'analisi per modificare le alternative proposte e sviluppare strategie più efficienti dal punto di vista dei costi. L'LCCA è solo una dei molti fattori che influenzano la selezione di una strategia di manutenzione. La decisione finale potrebbe includere un numero di fattori al di fuori dell'LCCA, come le politiche locali, la disponibilità di fondi, la capacità industriale di sviluppare un particolare tipo di pavimentazione, l'accuratezza nella progettazione delle pavimentazioni, i modelli di riabilitazione. Quando tanti fattori esterni all'analisi pesano fortemente nella selezione del progetto di pavimentazione finale è imperativo documentare la loro influenza sulla decisione finale.

Sono molte le assunzioni, le stime e le proiezioni che alimentano il processo di LCCA. La viabilità associata a tali valori di input può avere un'influenza maggiore sulla confidenza rispetto ai risultati di cui l'analista può disporre nell'LCCA. Tutto dipende dall'accuratezza degli input utilizzati. L'accuratezza dei risultati dell'LCCA dipende direttamente dall'abilità dell'analista di svolgere previsioni accurate su variabili come i costi futuri, le performance delle pavimentazioni ed il traffico, fino a 30 anni. Per trattare in modo effettivo tali variabili è consigliabile utilizzare un'analisi di rischio di tipo probabilistico, in modo da valutare qualitativamente l'incertezza associata con i parametri di input nell' LCCA.

Conclusioni

L'implementazione di un piano di manutenzione per le pavimentazioni stradali è un lavoro oneroso che ancora oggi non viene recepito al pieno delle sue potenzialità dalle istituzioni italiane, rappresenta infatti un valore aggiunto attraverso il quale è possibile ottenere una visione globale della propria rete viaria.
Si è ormai consolidata negli anni la consapevolezza di come l'utilizzo di un sistema per la gestione delle pavimentazioni possa garantire agli enti gestori un risparmio in termini economici e un'ottimizzazione della distribuzione delle risorse nel tempo.

Dall'analisi dello stato dell'arte è evidente l'assenza di verifiche strutturali nei piani di manutenzione oggi in uso, in quanto riferiti esclusivamente alla misura delle caratteristiche superficiali, sia in termini di regolarità, che in termini di ormaiamento e percentuale di superficie fratturata. Ciò comporta una programmazione degli interventi tardiva rispetto alle reali necessità delle sovrastrutture e di conseguenza le riqualifiche attuate risultano economicamente più gravose rispetto agli interventi che risulterebbero sufficienti se svolti con tempistiche idonee. Le verifiche di portanza, infatti hanno il grande vantaggio di fornire, fin dai primi anni di vita della sovrastruttura, indicazioni precise su quale sarà l'andamento del degrado nel tempo.

La valutazione dello stato di una pavimentazione attraverso la backcalculation dei risultati ottenuti dalle misure del deflettometro a massa battente si è rivelato un dato significativo ai fini del calcolo della vita utile della sovrastruttura. Inoltre, poiché nello stato iniziale di fatica dei conglomerati non è possibile riscontrare alcun tipo di difformità sulla superficie pavimentata, le misure di portanza tramite questo tipo di strumentazione permettono di ottenere un'indicazione significativa sul tipo di comportamento che è lecito aspettarsi nel tempo. Attraverso i dati acquisiti sperimentalmente è stato possibile valutare metodologie per l'analisi dei dati stessi e validare un modello per il calcolo della vita utile:

- L'analisi dei dati ha portato allo sviluppo di un modello meccanicistico che può essere utilizzato sia per processi di backcalculation che per valutare lo stato tenso-deformativo di un multistrato elastico.

- Attraverso la definizione e la validazione di un modello di calcolo della vita utile di una sovrastruttura è stato possibile definire un approccio sistemico al monitoraggio dello stato di ammaloramento di una rete stradale.

Inoltre, a valle del periodo di ricerca e di un'approfondita analisi dello stato dell'arte riguardante le tecniche per la valutazione delle strategie manutentive a livello di rete, è stato inoltre individuato nella Life Cicle Cost Analysis lo strumento migliore per la gestione dei sistemi infrastrutturali. Questo strumento, infatti, utilizzando come parametro per la valutazione dello stato di degrado il Net Present Value (funzione della vita residua della sovrastruttura), grazie alla calibrazione dei modelli di degrado attraverso le prove strutturali, permette di identificare le migliori strategie manutentive non solo stimando in maniera qualitativa la perdita di valore economico della via, ma anche calcolandolo in maniera quantitativa.

In conclusione è evidente come una buona gestione della manutenzione della rete infrastrutturale nazionale non può prescindere dall'ampliamento delle analisi sulle sovrastrutture al fine anche della redazione di un piano di manutenzione stradale realmente efficace. Solo attraverso la commistione di prove relative sia alle caratteristiche superficiali sia alle condizioni strutturali sarà possibile definire la vita utile della sovrastruttura in maniera quantitativa ed anche pianificare i livelli di investimento che gli enti gestori dovranno affrontare nel tempo.

Appendice 1

Flusso di lavoro dell'algoritmo per la backcalculation con l'LFWD

L'algoritmo sviluppato per il calcolo del modulo elastico di un multistrato composto da uno strato ed il sottofondo fa uso della schematizzazione di Boussinesq applicata al metodo di Odermark.

Poichè i materiali granulari generalmente non modificano il loro comportamento meccanico in base alla temperatura, le variabili in gioco all'interno dell'algoritmo saranno le seguenti:

- $\nu 1$, $\nu 2$: Modulo di Poisson dei due strati
- r: raggio della piastra di carico
- P1, P2: forza applicata sulla superficie del sottofondo e della fondazione
- d1, d2: abbassamento misurato sulla superficie del sottofondo e della fondazione
- h: altezza dello strato omogeneo in C&D
- E1, E2: modulo elastico dello strato omogeneizzato e dello strato in C&D

Alcune variabili dipendenti direttamente dal materiale utilizzato sono fissate (ν), per questo motivo nel caso in cui siamo in presenza di un multistrato composto da un solo strato ed il sottofondo, le tecniche di simulazione con Odemark possono essere utilizzate attraverso 3 differenti metodologie:

1. Confronto dei valori misurati con diversi geofoni a diverse distanze dal punto di applicazione del carico con quelli calcolati attraverso il modello;
2. Confronto dei valori di abbassamento misurati dal solo geofono centrale modificando il raggio del piatto di applicazione del carico e quindi la pressione applicata;
3. Confronto dei valori di abbassamento misurati sulla superficie dello strato con quelli calcolati attraverso il modello, conoscendo il valore di modulo del sottofondo del multistrato ed impostandolo all'interno del modello.

Fra i tre diversi approcci, dal momento che è stato possibile nel nostro caso svolgere delle misure di modulo elastico alla base dello strato di fondazione, si è scelto l'ultimo metodo per la schematizzazione del multistrato.

Appendice 2

Codice Matlab per il calcolo delle deflessioni superficiali, date le caratteristiche fisiche della sovrastruttura a due strati

```
% Software per la valutazione delle deflessioni massime

% Autori M.R. De Blasiis, Marco Santoni
% 26 Gennaio 2013
clear

max_dist_rad = 2000 ; % spazio radiale analizzato da punto di
applicazione del carico
dist_a = 2: 2: max_dist_rad ;
num = 1;
N_iter_a = length(dist_a) ;
spazio_max = 2400 ; % massimo spazio analizzato
p_in = 2 ; % passo col quale di base analizzo lo spazio, in genere 2
z = p_in : p_in : spazio_max ; % spazio analizzato dal punto di
applicazione del carico
N_iter_z = length(z) ;
f_1 = 0.9 ; % Coeff per il sottofondo, in genere si usa 0,8, tranne per
la
% prima interfaccia dove può essere utilizzato un fattore di 0,9 nel
caso
% di un sistema a due strati ed 1 nel caso di un sistema multistrato
f_s = 0.8 ;


dist_a_tot = zeros(N_iter_z,N_iter_a) ;
Tens_p_gen = zeros(N_iter_z,N_iter_a) ;
Def_p_gen = zeros(N_iter_z,N_iter_a) ;

ni = 0.35 ; % Rapporto Poisson
E = 5000 ; % Modulo Elastico in MPa
F = 10000 ; %Forza iniziale
E_1 = input('Qual è il valore di E1? ' ); %Modulo elastico CB in MPa
```

```
E_2 = input('Qual è il valore di E2? ' ); % Modulo elastico MG in
MPa
E_s = input('Qual è il valore di Es? ' ) ; % Modulo elastico sottofondo
in MPa
Force_s = input('Qual è la forza impressa? ');

H_1 = input('Qual è il valore di H1? ' );
H_2 = input('Qual è il valore di H2? ' );

H_eq_1_2 = f_1*((H_1^3)*E_1/E_2)^(1/3) ;
H_eq_1_s = f_s*((H_1^3)*E_1/E_s)^(1/3) ;
H_eq_2_s = f_s*(((H_2+H_eq_1_2)^3)*E_2/E_s)^(1/3) ; % Sia per
il primo che per il secondo strato

H_sott_2_s = spazio_max - H_eq_2_s ; % spazio rimanente al
sottofondo

% dentro geof devo usare la metà della distanza
geof = [1 100 150 225 300 450 600];

for klj = 1:N_iter_a
	dist_a_tot(:,klj) = dist_a(klj);
	teta = atan(dist_a_tot(:,klj) ./ z') ; % Angolo da utilizzare per
individuare il punto ove calcolare le tensioni e l'abbassamento
	dist_fin = dist_a_tot(:,klj) ./ sin(teta) ; % Lunghezza retta che
collega il punto di applicazione del carico al punto ove calcolare tens
e abb
	Def_p_gen(:,klj) = (((1+ni)*Force_s) ./ (2*pi*dist_fin.*E)') .*
(2*(1-ni)+ cos(teta).^3)' ; % Abbassamento dell'elemento
infinitesimo
end

Def_p_fin_temp = sum(Def_p_gen) ; % Matrice delle deflessioni
superficiali totali per un solo istante!
Def_p_fin_temp_21_t = sum(Def_p_gen(1:(H_eq_2_s/p_in),:)) ; %
Matrice delle deflessioni superficiali del primo e del secondo strato
sommato per un solo istante
Def_p_fin_temp_1_t = sum(Def_p_gen(1:(H_eq_1_s/p_in),:)) ; %
Matrice delle deflessioni superficiali del solo primo strato
```

Deflection = Def_p_fin_temp(geof);

Bibliografia

- Abby Chin, “Paving the way for terrestrial laser scanning Assessment for Road Quality”, Oregon State University
- AIPCR Technical Committee, “Surface Characteristics”, Report No 1, 1987
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), “Guide for design of pavement structures”, Washington, D.C. 1993
- Ann M. Johnson, “Best Practice Handbook on Asphalt Pavement Maintenance”, Report 2000-04 , 2000
- ASTM International, “Standard Test Method for Airport Pavement Condition Index Surveys”, Standard No. D5340
- ASTM International, “Standard Terminology Relating to Vehicle-Pavement Systems”, Standard No. E867 – 94
- ASTM International, “Standard Practice for Calculating International Friction Index of a Pavement Surface”, Standard No. E-1960-98
- ASTM International , “Measuring road Roughtness and its effect on use cost and confort”, Special Technical Publication 884
- ASTM International, “Standard Test Method for Measuring Pavement Roughness Using a Profilograph”, ASTM E1274
- Bernard D. Alkire, “Pavement Management System” , Michigan Technological University
- Benedetto C., De Blasiis M., “Diagnosi delle sovrastrutture Stradali”, Quarry & Construction vol. 6, 2001
- Canale S., Leonardi S., Nicosia F. , “Analisi critica del fenomeno dell'aderenza in campo stradale e ferroviario” (1996), Quaderno N. 88, Istituto di Strade Ferrovie ed Aeroporti, Università degli studi di Catania
- Centro Sperimentale Stradale ANAS; Gestione delle pavimentazioni stradali, Linee guida di progetto e norme tecniche prestazionali ANAS; ANAS Spa; Cesano (RM) Aprile 2008
- Crispino M., Mismetti G., Olivari G., , Scazziga I., “First experience in developing a PMS for a province road network in Italy”, 2004
- Cristos Drakos, “AASHTO Flexible Design Procedure”, Lectures, University of Florida, 2010
- COST Action 336, “Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation ”, 1998

- COST Action 354, “Performance Indicators for Road Pavements”, 2008
- CORD (1992). Catalogue of road defects, Research and Development Division, Highways Dpt., Pub. N. RD/GN/015, 1992, Hong Kong. Research and Development Division Highway Department, “Catalogue of Road Defect”, Pubblication No. RD/GN/015
- Donald Walker, Lynn Entine, Susan Kumme, “Pavement Surface Evaluation Rating”, University of Wisconsin-Madison , 2002
- European Union Regional Policy, “Guide to Cost Benefit Analysis of Investment Project” , 2008
- Federal Highway Administration , “Life-Cycle Cost Analysis in Pavement Design” , 2008
- Federal Highway Administration, “Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Project”, 2003
- Federal Highway Administration, HPMS Field Manual, Appendix E: Measuring Pavement Roughness, 2010
- Florio M., Finzi U., Genco M., Levarlet F., Maffi S., Tracogna A., Vignetti S., “Guida all’analisi costi-benefici dei progetti di investimento”, 2003
- Marradi A., “Analisi e rilievo delle caratteristiche superficiali delle pavimentazioni stradali”, SEU
- Meyer E., Reichert J., “Surface characteristics of roadways: international research and technologies”, , ASTM Committee E17 , 1990
- Sayers Michael W., Karamihas Steven M. , “The little book of profiling”, 1998
- Norma C.N.R. “Istruzioni sulla Pianificazione della Manutenzione Stradale”, (Boll. Uff. n° 125/88)
- Per Ullidtz , “Modelling Flexible Pavement Response and Performance”, 1998
- Quaderni AIPCR , “Sulla Gestione del patrimonio delle infrastrutture stradali”, Comitato tecnico C4.1
- Regione Lombardia, “Standard prestazionali e criteri di manutenzione delle pavimentazioni stradali”, B.U. 21/02/2006
- Shahin Mo Y. , “Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots”, 2005
- Sue McNeil, Daisuke Mizusawa, “Measuring The Benefits of Implementig asset management system and tools” , University of Wisconsin, Madison –2008

- Word Bank, “HDM-4 Manual” , Volume 1 version 2
- Van Cauwelaert F. , “Pavement Design and Evaluation : The Required Mathematics and Its Applications” , 2003