



# UNIVERSITÀ DI PARMA

Dottorato di ricerca in  
INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

Ciclo 32°

Applicazione della teoria della meccanica  
della frattura per la valutazione del  
decadimento prestazionale dei  
conglomerati bituminosi per pavimentazioni  
autostradali

Coordinatore:  
Chiar.mo Prof. Gabriele Tebaldi

Tutor:  
Chiar.ma Prof.sa Elena Romeo

Dottorando: Corrado Accardo

2020

## Sommario

Capitolo 1 – I CONGLOMERATI DA CARATTERIZZARE .....	6
1.1. Le diverse tipologie di conglomerato adottate .....	6
1.2. Caratteristiche dei leganti impiegati .....	6
1.3. Caratteristiche dei conglomerati .....	6
1.4. Dati traffico e vita utile riscontrata in questi conglomerati .....	7
1.5. Prove a fatica perché NO .....	10
1.6. Serve un nuovo parametro per la caratterizzazione dei conglomerati .....	18
Capitolo 2 – IL NUOVO APPROCCIO BASATO SULL’ENERGY RATIO “ER” .....	19
2.1. Principi su cui si basa l’ “ER” .....	19
2.1.1. Approccio convenzionale alla fatica .....	19
2.1.2. Approccio convenzionale con meccanica della frattura .....	20
2.1.3. Approccio della viscoelasticità e del danno continuo .....	21
2.1.4. Individuazione del miglior approccio .....	21
2.1.5. Determinazione dei parametri influenti sul tasso di propagazione delle fessure nei conglomerati bituminosi .....	21
2.1.6. Verifica dei primi risultati .....	22
2.1.7. Introduzione del concetto di soglia .....	23
2.1.8. Come definire la soglia .....	24
2.1.9. Implementazione del modello .....	29
2.2. Prova a trazione indiretta e determinazione dei parametri dell’ “ER” .....	29
2.2.1. Modulo Resiliente .....	29
2.2.2. Creep Test (Test di scorrimento) .....	31
2.2.3. Test di resistenza .....	32
2.3. Riepilogo .....	34
Capitolo 3 – I CONGLOMERATI TESTATI .....	38
3.1. Elenco delle tipologie di conglomerato testate .....	38
3.2. Criteri di scelta dei materiali testati .....	38
Capitolo 4 – LA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI .....	39
4.1. Bitumi .....	39
4.1.1. Operazioni preliminari .....	39
4.1.2. Accorgimenti Tecnici .....	39
4.2. Calce idrata .....	42
4.2.1. I meccanismi di interazione calce idrata – aggregati – bitume .....	44
4.2.2. Gli effetti calce idrata – aggregati .....	44
4.2.3. Gli effetti calce idrata – bitume .....	44
4.2.4. Aumento di Resistenza .....	44
4.3. Granella .....	47

4.3.1.	Processo di produzione della Granella® .....	47
4.3.2.	Caratteristiche del materiale .....	47
4.3.3.	L'utilizzo in Autovie Venete .....	48
4.4.	Fresato R.A.P. (Reclaimed Asphalt Pavement) .....	48
4.4.1.	Qualità del Fresato .....	49
4.4.2.	Caratterizzazione del fresato .....	50
4.4.3.	Test di Coesione .....	51
4.4.4.	Test di Frammentazione .....	53
Capitolo 5 – LA CARATTERIZZAZIONE DEI CONGLOMERATI .....		55
5.1.	BINDER .....	55
5.1.1.	Analisi dei risultati .....	55
5.2.	MULTIFUNZIONALE .....	57
5.2.1.	Analisi dei risultati .....	57
5.3.	DDL CONFEZIONATO CON GRANELLA .....	59
5.3.1.	Analisi dei risultati .....	59
5.4.	DDL CONFEZIONATO CON BASALTO .....	61
5.4.1.	Analisi dei risultati .....	61
5.5.	SEMIDRENANTE CON BASALTO .....	63
5.5.1.	Analisi dei risultati .....	63
Capitolo 6 – WATER DAMAGE .....		65
6.1.	Condizionamento estivo .....	65
6.2.	Condizionamento invernale tipo 1 .....	65
6.3.	Condizionamento invernale tipo 2 .....	66
6.4.	Confronto dei conglomerati dopo il ciclo di stress .....	66
Capitolo 7 – CONDIZIONAMENTO MECCANICO “TEST DI TORTURA” .....		69
Capitolo 8 – DEFINIZIONE DELLE CURVE DI DECADIMENTO SU CAMPIONI PRELEVATI IN AUTOSTRADA. ....		73
8.1.	Siti di prelievo delle carote .....	73
8.2.	Determinazione delle soglie energetiche delle carote .....	74
8.2.1.	MULTIFUNZIONALE .....	74
8.2.2.	BINDER .....	76
8.2.3.	CONSIDERAZIONI .....	77
Capitolo 9 – CONCLUSIONI .....		79
9.1.	Accettazione miscele di conglomerato bituminoso: .....	79
9.2.	Protocollo per la valutazione del water damage e manutenzione invernale per DDL: .....	79
9.3.	Validazione di un nuovo metodo di caratterizzazione del fresato: .....	79
9.4.	Implementazione dei dati: .....	79
Capitolo 10 - Piano futuro .....		80
10.1.	Implementazione dei dati relativi alle FE dei carotaggi per conglomerato Multifunzionale .....	80

10.2.	Implementazione carotaggi e test di laboratorio per il conglomerato Binder.....	80
10.3.	Analisi dei bitumi estratti dalle carote di Binder e Multifunzionale.....	80
References	.....	81

## PREMESSA

Nel corso della loro storia le autostrade italiane sono state sottoposte a due fasi di riqualificazione importanti: quella legata all'aumento del traffico pesante introdotta dal boom economico degli anni '70, ed eseguita per mezzo delle stabilizzazioni a cemento che hanno portato il passaggio da sovrastrutture di tipo flessibile a semirigido, e quella ultima degli anni novanta con l'introduzione sistematica dei bitumi modificati.

La seconda delle due riqualificazioni mirava ad ottenere un consolidamento funzionale a fornire, alle nuove usure drenanti, un sottofondo di portanza idonea.

In Autovie Venete, concessionario nel quale il sottoscritto dottorando si trova ad operare, i rinforzi adottati, limitati alle corsie di marcia, furono di diversa tipologia a seconda delle condizioni del rilevato autostradale e degli strati di fondazione; nella maggior parte delle tratte furono limitati alla ricostruzione dei bitumati, in alcune, a questa, fu preliminarmente eseguita una stabilizzazione a cemento della sottofondazione.

Un contributo fondamentale alle attività di rinforzo lo fornì il bitume modificato che fu utilizzato per realizzare conglomerati di base e binder ad alto modulo complesso caratterizzati da moduli di deformazione molto elevati che riuscivano ad aumentare notevolmente, a parità di spessore, la vita utile della sovrastruttura.

Gli studi sulle nuove miscele ad alto modulo, in considerazione degli ottimi risultati ottenuti, sono stati mantenuti ed adoperati sino ad oggi sia per gli interventi di manutenzione che per tutti i lavori di allargamento della carreggiata con l'affiancamento della terza corsia.

Vi è quindi, da parte delle Società, una forte volontà a garantire l'utilizzo dei conglomerati ad alto modulo complesso accertandone sempre il corretto confezionamento in termini di composizione e qualità dei componenti, inerti e ancor di più bitume.

Negli ambiti dell'attività di stazione appaltante, il Concessionario, per mezzo delle Direzioni Lavori incaricate, ha la necessità ed il dovere di accertare che i materiali impiegati dalle Imprese appaltatrici siano esattamente quelli previsti da progetto.

Attualmente, l'approccio prevalente relativo alla tipologia dei controlli delle attività di manutenzione è basato sulla combinazione di controlli prescrittivi e prestazionali, in linea con quanto introdotto da Autostrade per l'Italia (sotto la Direzione dell'Ing. Gabriele Camomilla), poi proseguito in ANAS e che hanno portato alle cogenti specifiche.

La presente ricerca nasce con l'intenzione di migliorare le modalità di progettazione e verifica dei conglomerati bituminosi, molto difficoltosa a causa della natura viscosa, non newtoniana e tixotropica del bitume, mediante l'individuazione di nuovi parametri, con le relative prove di laboratorio, che permettano d'identificarne inequivocabilmente le proprietà meccaniche nel tempo anche dopo il loro confezionamento.

Da qui l'applicazione della teoria della meccanica della frattura per la valutazione del decadimento prestazionale dei conglomerati bituminosi per pavimentazioni autostradali.

La definizione dei nuovi parametri permetterebbe l'introduzione di diversi vantaggi nella gestione delle manutenzioni e delle nuove realizzazioni.

Di seguito saranno, pertanto, approfonditi tutti i passi percorsi nel corso dello sviluppo della ricerca sino ad arrivare alla presentazione dei nuovi parametri, ai risultati che sono stati ottenuti con il loro utilizzo ed ai vantaggi di cui potrà giovare il gestore della rete autostradale.

Il lavoro si sviluppa, pertanto, nel contesto dell'analisi dei parametri attualmente a disposizione per lo studio delle caratteristiche prestazionali dei conglomerati bituminosi utilizzati dal concessionario autostradale, illustrandone le peculiarità ma anche i limiti. Il tutto con l'intento di sviluppare nuovi metodi utili a permettere una migliore comprensione delle caratteristiche dei conglomerati, dal loro confezionamento sino alla fine della vita utile, mediante lo studio del decorso prestazionale causato dai fattori temporali, ambientali piuttosto che meccanici a cui sono sottoposti in esercizio, con il duplice intento di migliorarne le prestazioni ed intervenire in modo programmatico alla loro manutenzione.

## Capitolo 1 – I CONGLOMERATI DA CARATTERIZZARE

### 1.1. Le diverse tipologie di conglomerato adottate

I Concessionari autostradali generalmente utilizzano conglomerati confezionati con bitumi altamente modificati di diversa tipologia a seconda dello strato da realizzare. Bitume ad alto modulo complesso per i conglomerati di base e binder, bitume tipo “hard” per le usure chiuse ed un bitume ancora più carico di polimeri, denominato “DDL” (Double Draining Layer), per le usure drenanti. Le medesime tipologie, ad esclusione della base, sono state oggetto della presente ricerca.

Le caratteristiche dei conglomerati descritte di seguito provengono dalle Norme Tecniche del Concessionario Autovie Venete e si riferiscono ai materiali normalmente impiegati nelle attività di manutenzione piuttosto che di opere di nuova realizzazione.

### 1.2. Caratteristiche dei leganti impiegati

Tabella 1.1 – Tipologia dei leganti

CARATTERISTICHE	U.M.	HARD	HM	DDL
penetrazione a 25° C UNI EN 1426	dmm	45-60	< 35	50 - 65
punto di rammollimento UNI EN 1427	° C	> 80	> 80	80 - 95
punto di rottura Fraass UNI EN 12593	° C	< -16	< -19	< -16
ritorno elastico a 25° C UNI EN 13398	%	> 95	≥ 90	≥ 95
Viscosità dinamica a 100° C (SPDL 07) UNI EN 13302	Pa x s	> 70	> 65	> 80
viscosità dinamica a 160° C (SPDL 21) UNI EN13302	Pa x s	> 0,6	> 0,7	> 0,7
solubilità in solventi organici	%	> 99	> 99	> 99
Punto di infiammabilità EN ISO 2592	°C	> 250	> 250	> 250
<b>SCOSTAMENTI DOPO PROVA STABILITÀ ALLO STOCCAGGIO UNI EN 13399 (“tuben test”)</b>				
Δ penetrazione a 25° C	dmm	< 5.0		
Δ punto di rammollimento	°C	< 3.0		

### 1.3. Caratteristiche dei conglomerati

Tabella 1.2 – Curve granulometriche

setaccio (mm)	Binder HM (% passante)	MULTIF. (% passante)	DRENANTE (% passante)
31,5	100		
25	100		
20	90-100		
16	80-100		
12,5	70-90	100	
10		80-100	100
8	50-70	62-85	95-100
6,3			20-100
4	35-52	30-50	13-25

2	27-40	22-34	10-18
0,5	14-24	12-22	9-16
0,25	10-18	10-17	9-15
0,063	7-13	8-13	8-12
% di bitume sul conglomerato	4,9 - 5,6	5,0 - 5,8	4,5 - 5,2

Tabella 1.3 – Parametri del metodo volumetrico

<b>METODO VOLUMETRICO</b>				
<b>Parametro</b>	<b>U.M.</b>	<b>BINDER HM</b>	<b>MULTIFUN.</b>	<b>DRENANTE</b>
Angolo di rotazione UNI EN 12697-31	°	1.25° ± 0.02	1.25° ± 0.02	1.25° ± 0.02
Velocità di rotazione UNI EN 12697-31	giri/min	30	30	30
Pressione verticale UNI EN 12697-31	Kpa	600	600	600
Diametro del provino	mm	100	100	100
<b>Risultati richiesti</b>				
Vuoti a 10 rotazioni UNI EN 12697-6 12697-8	%	9 - 14	10 - 15	> 30
Vuoti a 50 rotazioni UNI EN 12697-6 12697-8	%			> 22
Vuoti a 100 rotazioni UNI EN 12697-6 12697-8	%			> 20
Vuoti a 120 rotazioni (*) UNI EN 12697-6 12697-8	%	2 - 5	2 - 5	
Vuoti a 180 rotazioni UNI EN 12697-6 12697-8	%	≥ 1,5	≥ 1,5	
Resistenza a trazione indiretta a 25°C UNI EN 12697-23	N/mm <sup>2</sup>	≥ 1,6*	≥ 1,3*	≥ 0,5**
Coefficiente di trazione indiretta a 25 °C	N/mm <sup>2</sup>	70÷140*	50÷110*	30÷60**
Sensibilità all'acqua UNI EN 12697-12	%	≤ 25	≤ 25	≤ 30
Modulo di rigidezza 20°C (12697-26)(*)	N/mm <sup>2</sup>	10.000		
Modulo di rigidezza 30°C (12697-26)(*)	N/mm <sup>2</sup>	5000		

(\*) Su provini confezionati con 120 rotazioni della pressa giratoria

(\*\*) Su provini confezionati con 100 rotazioni della pressa giratoria

#### 1.4. Dati traffico e vita utile riscontrata in questi conglomerati

Di seguito evidenza delle ottime prestazioni del conglomerato impiegato in una tratta autostradale del nord-est.

##### **Veicoli transitati dal 1998 al 2013 - Tratta Cessalto – S.Donà di Piave:**

Media veicoli giorno:	23.400 v/g;
Punte veicoli ora:	1.750 v/h;
Punte veicoli minuto:	29 v/m;
Punte Veicoli al secondo:	0,5 v/s;
Punte Veicoli pesanti al secondo:	0,15 p/s (1 veicolo ogni 4sec)
Media veicoli pesanti:	7.523 (~32%);
Totale veicoli transitati su 15 anni:	~ 128 ML;
Totale veicoli pesanti su 15 anni:	~ 41 ML;
Totale ESA 81,6 kN su 15 anni:	~ 160ML;

Ne consegue che, a prescindere da qualsiasi prova che si possa fare per caratterizzare i conglomerati, i risultati ottenuti sulla strada dimostrano che i materiali sin qui utilizzati hanno elevate prestazioni.

Il Concessionario, alla luce di questi risultati e forte di un database dal quale è possibile conoscere, per gli ultimi vent'anni, tutte le tipologie di materiali impiegati strato per strato, completi anche delle prove canoniche di caratterizzazione degli stessi, è intenzionata a continuare nell'impiego di questa tecnologia ed a dotarsi di nuovi mezzi d'indagine per garantirne il corretto confezionamento.

Chi conosce i conglomerati bituminosi non può non sapere che le prove di caratterizzazione degli stessi, normalmente utilizzate, non permettono di avere certezza sul rispetto del mix design richiesto.

Il normale iter d'individuazione del conglomerato bituminoso prevede la determinazione delle caratteristiche tecniche dei costituenti la miscela, inerti e bitume, la definizione delle loro proporzioni (mix design) ed infine la verifica delle caratteristiche meccaniche del prodotto ottenuto.

Le prove attualmente utilizzate sono le seguenti:

### **COSTITUENTI LA MISCELA**

#### Prove sul legante:

penetrazione a 25° C	UNI EN 1426
punto di rammollimento	UNI EN 1427
punto di rottura Fraass	UNI EN 12593
ritorno elastico a 25° C	UNI EN 13398
Viscosità dinamica a 100° C	UNI EN 13302
viscosità dinamica a 160° C	UNI EN13302

#### Inerti:

Los Angeles	UNI EN 1097-2
Micro Deval umida	UNI EN 1097-1
Percentuale di particelle frantumate	UNI EN 933-5
Dimensione max	UNI EN 933-1
Resistenza al gelo e disgelo	UNI EN 1367-1
Affinità aggregato-bitume a 24h	UNI EN 12697-11
Passante allo 0.063	UNI EN 933-1
Coefficiente di Appiattimento	UNI EN 933-3
Assorbimento d'acqua	UNI EN 1097-6

### **CONGLOMERATO**

Modulo di rigidezza	UNI EN 12697-26;
Resistenza a trazione indiretta	UNI EN 12697-23;
Stabilità Marshall	UNI EN 12697-34;
<b>Prove a fatica</b>	<b>UNI EN 12697-24 E;</b>

Autovie Venete, quale gestore autostradale e stazione appaltante, ha interesse nel poter avere uno strumento che le permetta di poter riscontrare, in tempo utile con le attività di stesa, il corretto confezionamento dei conglomerati attraverso nuovi strumenti di controllo che le permettano di avere maggiori garanzie sulle caratteristiche meccaniche del materiale impiegato.

Fra queste, le prove a fatica sono state evidenziate in rosso perché sono le uniche che potrebbero fornire informazioni più approfondite sul comportamento dinamico del conglomerato e sulla sua conseguente vita utile oltreché andare nella direzione delle prove prestazionali.

Quelle previste dalla UNI EN 12697-24 sono di diverso tipo, ognuna caratterizzata da pregi e difetti:

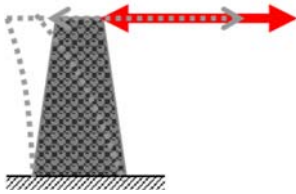


Figura 1.1 - two points bending test

- UNI EN 12697-24 - Appendice A: prova di flessione su due punti su provini di forma trapezoidale (two-point bending test on trapezoidal shaped specimens): è un sistema impiegato perlopiù in Francia, i provini sono complessi da realizzare ed anche il set up è piuttosto laborioso;

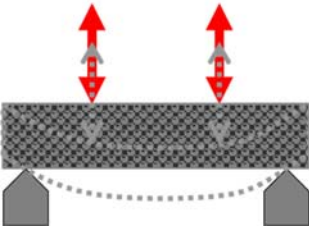


Figura 1.2 - four points bending test

- UNI EN 12697-24 - Appendice D: prova di flessione a quattro punti su provini di forma prismatica (four-point bending test on prismatic shaped specimens): è un sistema complesso da realizzare ed anche il set up è piuttosto laborioso. Fra tutte è quella che fornisce il migliore riscontro;

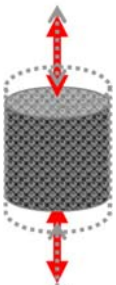


Figura 1.3 - tensile compression test

- trazione – compressione: set up molto complesso a seguito della necessità di connettere il provino al Sistema di compressione, trazione;



Figura 1.4 - indirect tensile test

- UNI EN 12697-24 - Appendice E: prova di trazione indiretta su provini di forma cilindrica (indirect tensile test on cylindrical shaped specimens): sistema semplice da realizzare ma con risultati di difficile interpretazione.

Di tutte e quattro le tipologie, l'unica che potrebbe essere effettivamente utile alle direzioni lavori del concessionario sarebbe l'ultima, la trazione indiretta. Questo per motivi legati alla praticità del confezionamento del provino, carote piuttosto che campioni da pressa giratoria, confezionati con materiale prelevato in cantiere. In fase realizzativa è, infatti, fondamentale avere riscontro immediato della qualità del conglomerato per poter intervenire tempestivamente e correggere eventuali errori di confezionamento prima della stesa.

Il sottoscritto, negli anni passati, ha voluto verificare direttamente l'affidabilità della prova a fatica con il metodo della trazione indiretta prima d'introdurla nei capitolati. A tal proposito era stato richiesto un servizio per la determinazione dei parametri prestazionali dei conglomerati bituminosi normalmente impiegati dal concessionario, binder alto modulo e multifunzionale (una sorta di split mastix).

## 1.5. Prove a fatica perché NO

Di seguito si riporta l'esito delle attività svolte per la determinazione delle caratteristiche prestazionali dei conglomerati bituminosi tipo "binder alto modulo" secondo il metodo a fatica determinato dalla UNI EN 12697 parte "E", trazione indiretta su provino cilindrico.

### BINDER ALTO MODULO - LABORATORIO

Preliminarmente sono stati eseguiti gli studi di formulazione del conglomerato secondo il metodo Marshall che hanno portato a determinare una percentuale ottimale di bitume ad alto modulo del 5,2% sul peso degli inerti.

Sono state quindi preparate 3 miscele (contenuto ottimale di legante, contenuto ottimale +0,25%, contenuto ottimale -0,25%) con pressa giratoria per la definizione del N° di cicli in grado di fornire la corrispondente energia di compattazione Marshall. Per tutte le miscele analizzate, utilizzando un angolo di rotazione di 1,25°, una pressione verticale di 600 kPa ed una velocità di rotazione di 30 cicli/minuto, la corrispondenza tra densità Marshall e densità con pressa giratoria è risultata verificata per un numero di cicli pari a 120. Tale parametro è stato in seguito utilizzato per la preparazione di tutti i provini necessari per l'espletamento di quanto previsto ai punti successivi.

Lo studio a fatica di un materiale viene condotto sottoponendo il provino a carichi o deformazioni ripetute e registrando il numero di applicazioni necessarie per portarlo a rottura. Nello specifico, per la caratterizzazione a fatica in argomento si prevede di operare in configurazione di trazione indiretta su provini cilindrici (norma 12697-24 metodo "E"). La possibilità di testare provini cilindrici, oltre a facilitare le operazioni di preparazione dei campioni, rende il metodo applicabile anche su campioni prelevati per carotaggio.

La norma prevede che la prova copra almeno livelli di deformazione compresi in un intervallo da circa 100 µε a 400 µε (come da Norma 12697-24), e la vita a fatica del materiale sottoposto a prova deve essere compresa in un intervallo di applicazioni da 10<sup>3</sup> e 10<sup>6</sup>. Allo scopo di poter avere dei risultati in tempo utile per intervenire nelle lavorazioni, si è voluto individuare, testando diversi livelli di sollecitazione, il carico in grado di produrre una durata a fatica compresa tra i 10.000 ed 350.000 cicli. Come stabilisce la normativa, i cicli prevedono l'applicazione di un'onda di carico semisenoversa con tempo di applicazione di 100 millisecondi e con tempo di riposo di 400 millisecondi, per una durata complessiva, sulla base del limite di 350.000 cicli ricercato, di circa 48 ore.

Convenzionalmente si assume come momento di rottura il numero di cicli in cui si verifica il dimezzamento del modulo resiliente iniziale (sempre per convenzione il modulo iniziale è quello relativo al 100° ciclo di carico).

Per avere un eventuale riscontro con le tradizionali prove a rottura per trazione indiretta, si è optato per eseguire le determinazioni alla temperatura di 25°C.

Si è iniziato analizzando il comportamento a fatica di tre provini di conglomerato bituminoso per strato di binder ad alto modulo, fissando dei valori di carico ciclico rispettivamente di 900 kPa, 800 kPa e 600 kPa. Questi primi campioni hanno fornito dei valori di cicli a rottura rispettivamente di 8.200, 24.000 e 142.500. Abbiamo escluso subito la possibilità di procedere con il carico di 900 kPa e abbiamo verificato 2 ulteriori provini con carichi di 800 e 600 kPa. Le durate a rottura sono risultate di 21.000 cicli per gli 800kPa e 217.000 cicli per i 600kPa.

Tali risultati ci hanno evidenziato come il carico di 600 kPa, pur con una marcata variabilità tra i due campioni testati, verificasse pienamente la nostra condizione, andando a collocarsi quasi al centro dell'intervallo di vita a fatica prefissato. Due ulteriori determinazioni, sempre con carico 600kPa, hanno confermato l'elevata variabilità del numero di cicli a rottura, risultati rispettivamente di 196.000 e 312.000.

Fissato quindi il carico a 600kPa, è stato verificato il comportamento di due ulteriori miscele, confezionate con ± 0,25% di bitume rispetto alla quantità ottimale. Per ciascuna miscela sono stati testati tre provini.

La seguente tabella ed i successivi grafici, riassumono il complesso di queste prime determinazioni. La % dei

vuoti deriva dalla densità misurata con metodo geometrico.

Tabella 1.4 - Binder HM a diversi livelli di carico e con diverse % di bitume

CAMPIONE	% LEGANTE	% DEI VUOTI	CARICO CICLICO	MODULO INIZIALE	N° CICLI A ROTTURA
BINDER HM	5,20%	4,0%	900 kPa	6850 MPa	8.200
BINDER HM	5,20%	3,8%	800 kPa	6850 MPa	24.000
BINDER HM	5,20%	3,9%	800 kPa	6850 MPa	21.000
BINDER HM	5,20%	3,9%	600 kPa	9000 MPa	142.500
BINDER HM	5,20%	4,3%	600 kPa	10400 MPa	217.000
BINDER HM	5,20%	3,8%	600 kPa	11200 MPa	196.000
BINDER HM	5,20%	4,0%	600 kPa	12100 MPa	312.000
BINDER HM	4,95%	4,6%	600 kPa	10800 MPa	248.800
BINDER HM	4,95%	4,6%	600 kPa	11400 MPa	231.500
BINDER HM	4,95%	4,8%	600 kPa	11900 MPa	286.300
BINDER HM	5,45%	4,0%	600 kPa	8400 MPa	81.300
BINDER HM	5,45%	3,7%	600 kPa	9200 MPa	87.600
BINDER HM	5,45%	4,1%	600 kPa	8600 MPa	139.400

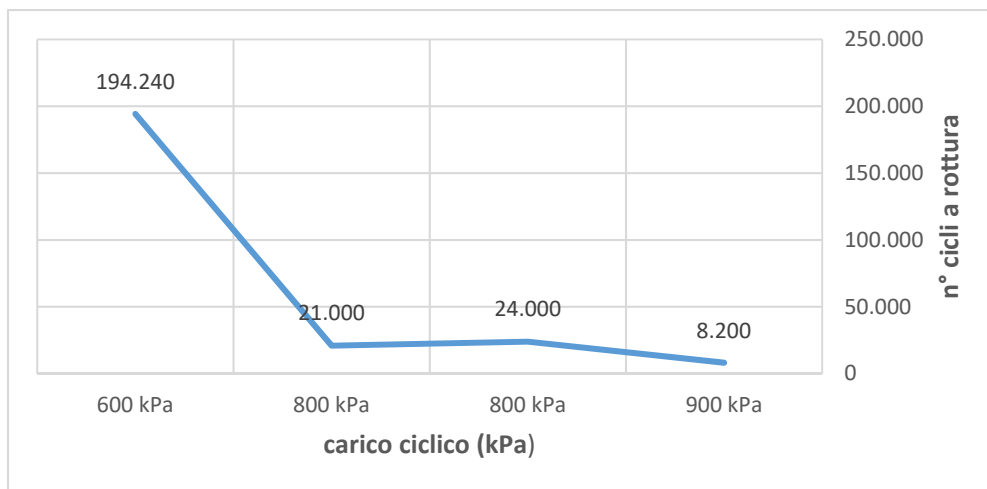


Grafico 1.1 – Binder HM, andamento del n° di cicli a rottura in funzione del valore del carico ciclico applicato

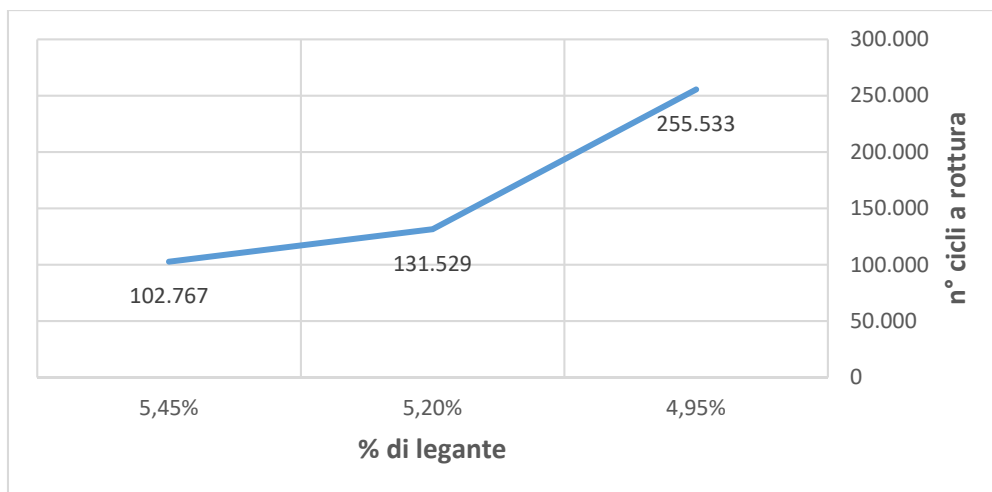


Grafico 1.2 – Binder HM, andamento del n° di cicli a rottura in funzione della percentuale di legante

Dall'analisi dei dati riportati nel grafico 2 emerge che la vita a fatica del conglomerato, misurata con questa tipologia di prova, diminuisce all'aumentare della percentuale del legante. Tale aspetto diventa particolarmente evidente per quantità superiori al contenuto ottimale ottenuto con il metodo della trazione indiretta, in cui si assiste al dimezzamento del numero di cicli di carico necessari per portare a rottura i campioni. Al contrario, percentuali di legante leggermente inferiori all'ottimo, producono un incremento della vita della miscela. In questo caso la corretta valutazione del reale beneficio in termini di durata della pavimentazione deve prendere in considerazione altri fattori (% dei vuoti, lavorabilità della miscela) che potrebbero influire negativamente sulla durabilità del materiale messo in opera e sottoposto, oltre all'azione dei carichi, anche all'azione degli agenti atmosferici. Come precedentemente accennato, il valore del numero di cicli necessario per portare a rottura un provino presenta un'elevata variabilità, anche su campioni prodotti da un medesimo impasto. Per investigare questo aspetto sono stati prodotti ulteriori 8 provini di conglomerato, caratterizzati da medesime composizioni, temperature di miscelazione e temperature di compattazione.

Tabella 1.5 - Binder HM al 5,2%

CAMPIONE	% LEGANTE	% DEI VUOTI	CARICO CICLICO	MODULO INIZIALE	N° CICLI A ROTTURA
<b>BINDER HM</b>	5,20%	3,6%	600 kPa	8900 MPa	<b>223.400</b>
<b>BINDER HM</b>	5,20%	4,3%	600 kPa	15100 MPa	<b>277.500</b>
<b>BINDER HM</b>	5,20%	3,9%	600 kPa	10500 MPa	<b>237.800</b>
<b>BINDER HM</b>	5,20%	4,0%	600 kPa	11000 MPa	<b>285.400</b>
<b>BINDER HM</b>	5,20%	3,5%	600 kPa	7900 MPa	<b>157.800</b>
<b>BINDER HM</b>	5,20%	3,8%	600 kPa	8200 MPa	<b>143.100</b>
<b>BINDER HM</b>	5,20%	3,3%	600 kPa	9800 MPa	<b>155.800</b>
<b>BINDER HM</b>	5,20%	3,7%	600 kPa	8800 MPa	<b>331.700</b>

La variabilità continua a presentarsi alta sia a livello di modulo iniziale che di N° di cicli a rottura, anche se non vi è uno stretto rapporto tra i due parametri.

## ELEVATA VARIABILITA' DEI RISULTATI

Secondo la statistica Gaussiana, quando il numero di dati sperimentali disponibili è molto elevato (al limite tende all' infinito) la deviazione standard è definita dalla relazione:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{N}} \quad \text{Equazione 1.1}$$

dove  $x_i$  è la misura iesima,  $\bar{x}$  è la media e N il numero di prove.

Nel caso più frequente, in cui i dati sperimentali sono limitati, la deviazione standard viene stimata attraverso la grandezza S

$$S = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{N-1}} \quad \text{Equazione 1.2}$$

dove N-1 rappresenta i gradi di libertà.

Si utilizza S, al posto di  $\sigma$  per evidenziare il fatto che, avendo a disposizione una serie limitata di dati, non si ha la pretesa di calcolare la deviazione standard, ma solo di darne una valutazione che risulterà tanto più attendibile quanto maggiore è il numero di prove effettuate.

Se la variabile x ha distribuzione normale con media  $\bar{x}$  e varianza  $S^2$ , allora:

- Il 68,27% dei casi è compreso tra  $\bar{x} - s$  e  $\bar{x} + s$  (cioè una deviazione standard da ogni parte della media);
- Il 95,45% dei casi è compreso tra  $\bar{x} - 2s$  e  $\bar{x} + 2s$  (cioè due deviazioni standard da ogni parte della media);
- Il 99,73% dei casi è compreso tra  $\bar{x} - 3s$  e  $\bar{x} + 3s$  (cioè tre deviazioni standard da ogni parte della media).

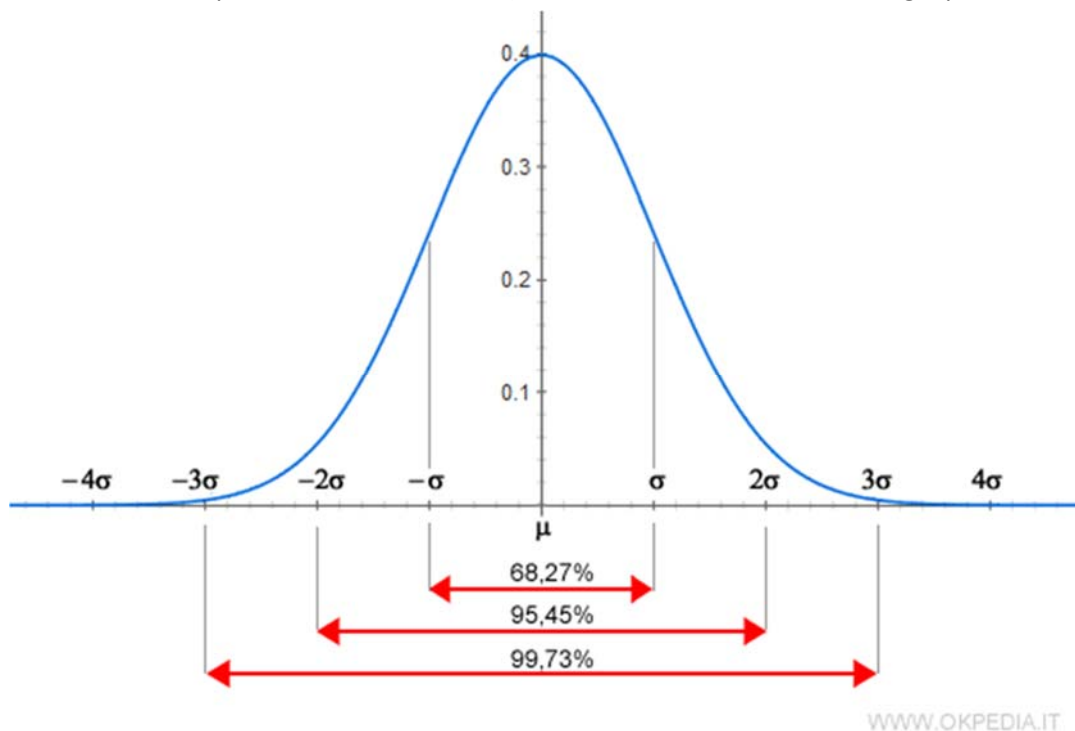


Grafico 1.3 – Distribuzione Gaussiana

Quando N tende ad infinito, il valore medio delle misure sperimentali (in assenza di errori sistematici) tende al valore vero, convenzionalmente indicato con  $\mu$ , mentre la deviazione standard stimata S (o campionaria) tende alla deviazione standard della popolazione  $\sigma$ .

Il valore di S (deviazione standard campionaria) indica l'imprecisione di una misura ed è legata agli errori casuali.

Quindi l'imprecisione, di solito, viene espressa come deviazione standard (S) e descrive l'accordo tra due o più misure replicate, cioè la vicinanza reciproca delle misure all'interno di un insieme di misurazioni e risulta correlata agli errori casuali.

Più utile può essere l'espressione dell'imprecisione (come ripetibilità o riproducibilità) in termini di coefficiente di variazione o deviazione standard relativa percentuale (RSD% - Relative Standard Deviation) o coefficiente di dispersione, cioè di imprecisione percentuale:

$$CD = \left[ \frac{S}{\bar{x}} \right] \times 100 \quad \text{Equazione 1.3}$$

È chiaro che ad un piccolo CD corrisponde poca dispersione dei dati attorno ad un valore medio e quindi un'elevata precisione ed una bassa imprecisione.

Il Laboratorio può stimare l'imprecisione del proprio metodo effettuando misure replicate dello stesso materiale di controllo nella stessa serie analitica (ripetibilità, imprecisione entro-saggio), oppure in serie analitiche differenti (riproducibilità, imprecisione tra-saggi).

È evidente che la ripetibilità risulterà migliore della riproducibilità; infatti, nella replica dello stesso campione in serie analitiche differenti, concorreranno ad aumentare la variabilità anche cause di errore (differenze nelle condizioni sperimentali del saggio, differenze minime dei componenti ecc.) che non sono presenti quando le misure vengono replicate all'interno della stessa serie analitica.

Per lo stesso motivo la riproducibilità calcolata da replicati eseguiti in un periodo molto lungo potrà risultare più elevata rispetto a quella stimata da replicati eseguiti in un intervallo di tempo relativamente più breve.

Per analizzare la precisione delle prove a fatica svolte su gli N provini confezionati con le stesse modalità ed aventi il medesimo mix design potremo confrontarne la distribuzione dei risultati con una distribuzione ideale gaussiana.

Tabella 1.6 – Distribuzione gaussiana

CAMPIONE	% LEGANTE	% DEI VUOTI	CARICO CICLICO	N° CICLI A ROTTURA	distribuzione
BINDER HM	5,20%	3,90%	600 kPa	142.500	2,80864E-06
BINDER HM	5,20%	3,80%	600 kPa	143.100	2,84193E-06
BINDER HM	5,20%	3,30%	600 kPa	155.800	3,57253E-06
BINDER HM	5,20%	3,50%	600 kPa	157.800	3,69034E-06
BINDER HM	5,20%	3,80%	600 kPa	196.000	5,68717E-06
BINDER HM	5,20%	4,30%	600 kPa	217.000	6,19911E-06
BINDER HM	5,20%	3,60%	600 kPa	223.400	6,2295E-06
BINDER HM	5,20%	3,90%	600 kPa	237.800	6,07257E-06
BINDER HM	5,20%	4,30%	600 kPa	277.500	4,35618E-06
BINDER HM	5,20%	4,00%	600 kPa	285.400	3,89482E-06
BINDER HM	5,20%	4,00%	600 kPa	312.000	2,38889E-06
BINDER HM	5,20%	3,70%	600 kPa	331.700	1,48826E-06
<b>Media - <math>\bar{x}</math></b>				<b>223.333</b>	<b>6,2295E-06</b>
<b>deviazione standard campionaria - S</b>				<b>64.041</b>	
<b>Coefficiente di Dispersione - CD</b>				<b>29%</b>	

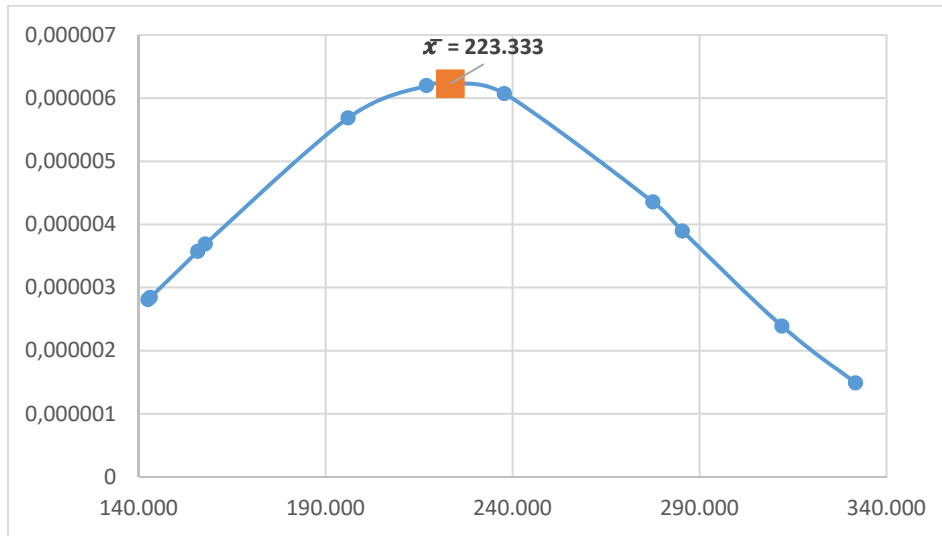


Grafico 1.4 – N° cicli a rottura, distribuzione normale

Osservando semplicemente i valori del numero di cicli a rottura, essi si possono definire poco precisi a causa della dispersione o variabilità dei dati. La precisione è legata alla riproducibilità del risultato della misura di una stessa grandezza, nel caso in oggetto i numeri di cicli a rottura. La precisione è sostanzialmente legata all'entità degli errori casuali (errori sperimentali).

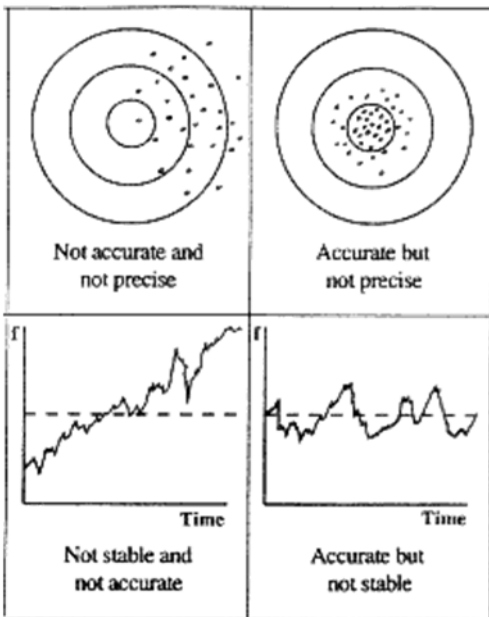


Figura 1.5 - esemplificazione tipologia errori di misura

Per valutare la ripetibilità si possono determinare i seguenti indici:

- Deviazione media;
- Deviazione relativa;
- Deviazione standard;
- Intervallo di variazione: il range è l'indice più intuitivo, ha però il difetto di basarsi solo sui due valori estremi, nei quali si manifesta maggiormente la variabilità di campionamento e l'errore di misura;
- Coefficiente di dispersione CD.

Dalla letteratura si evince che, il coefficiente di dispersione tende ad essere costante per ogni fenomeno, con valori che abitualmente oscillano tra il 5% e il 10%. Valori esterni a questo intervallo possono rilevare la presenza di errori.

Vista la grande variabilità dei dati e visto il valore che assume il coefficiente di dispersione, potrebbe risultare conveniente e a favore di sicurezza adottare un frattile per il valore da considerare. Si riporta l'esempio del calcestruzzo dove la resistenza a compressione caratteristica ( $f_{ck}$ ) è assunta definendo un frattile del 5%.

In conclusione ipotizzando l'accuratezza della misura, l'imprecisione della stessa è imputabile ad errori casuali dovuti a fenomeni casuali e non controllabili, che influenzano la lettura della misura.

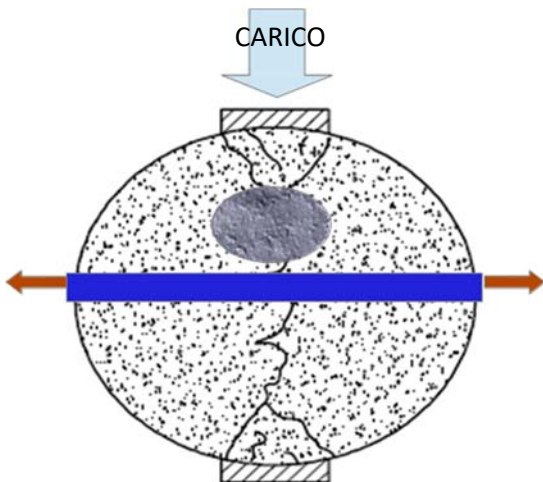
Sono errori casuali tutte quelle incertezze sperimentali che possono essere rilevate mediante la ripetizione delle misure; non possono mai essere eliminati del tutto.

## QUALI POSSONO ESSERE I MOTIVI DEGLI ERRORI CASUALI?

Gli errori che portano ad avere una imprecisione così elevata possono essere legati all'operatore, alla tipologia della prova, ossia alla sua riproducibilità piuttosto che alla tipologia del materiale analizzato:

### - DISTRIBUZIONE DEGLI INERTI E DEI VUOTI NEI CAMPIONI

L'elevata dispersione dei valori potrebbe essere imputata ad una diversa distribuzione degli inerti e dei vuoti all'interno dei singoli provini. Tale ipotesi deriva dall'osservazione della modalità di propagazione della fessurazione:



Consideriamo un solo clasto, di dimensioni prossime al diametro massimo, posto nella posizione indicata in figura: inevitabilmente inciderà sia sullo sviluppo della fessurazione che sulla entità delle deformazioni assiali, determinando di conseguenza le variazioni del valore del modulo resiliente.

Figura 1.6 – Influenza della posizione degli inerti sulla resistenza a trazione indiretta





*Figure 1.7 – Varie tipologie di rottura per trazione indiretta*

*Sviluppo delle fessurazioni in funzione della posizione degli inerti di maggiori dimensioni*

Si può notare come l'andamento delle fessure sia “guidato” dai clasti di dimensioni maggiori presenti nei provini e come nella sezione diametrale sottoposta al carico possano presentarsi distribuzioni granulometriche completamente diverse.

Riprendendo l'analisi della totalità dei campioni testati, il valore di durata medio risulta di 223.300 cicli con un modulo resiliente iniziale medio di 10200 Mpa.

I risultati ottenuti sono stati, però, assolutamente imprevisi: provini confezionati con lo stesso materiale davano cicli a fatica completamente diversi, anche di un ordine di grandezza, lasciando morire ogni ipotesi di ripetibilità del risultato e quindi d'impiego nel controllo verso qualsiasi appaltatore.

- ACCUMULO DELLE DEFORMAZIONI PERMANENTI

Nelle prove a fatica le deformazioni permanenti provocate dai cicli di carico, specie nella tipologia a trazione indiretta, si sommano alle deformazioni, tipiche di un materiale non elastico, non permettendone una lettura chiara ed andando ad inficiare il principio su cui si basano le verifiche a fatica, ossia il recupero delle deformazioni e la sua conseguente elasticità.

## 1.6. Serve un nuovo parametro per la caratterizzazione dei conglomerati

Quanto sin qui rappresentato si può riassumere con una semplice deduzione: sappiamo quali materiali impiegare per ottenere un conglomerato performante ma abbiamo difficoltà nel distinguerlo in maniera univoca dopo il confezionamento.

Ossia, se i parametri impiegati per determinare le proprietà del legante e della matrice lapidea ne permettono un'univoca caratterizzazione, le prove per valutare le proprietà del conglomerato bituminoso concedono raramente altrettanto.

E' molto difficile determinare con certezza, mediante l'analisi del conglomerato, se è stato impiegato il bitume richiesto o se all'interno della miscela è stato inserito, ad esempio, conglomerato recuperato dalla fresatura. Anche le prove a fatica, ossia l'applicazione di carichi ciclici per determinare la resistenza nel tempo del conglomerato, si sono dimostrate fallimentari causa l'elevata variabilità dei risultati e l'incapacità di distinguere con certezza asfalti confezionati con materiali differenti.

E' necessario, pertanto, ricercare nuovi parametri che permettano alle Direzioni Lavori di avere maggiori certezze sul confezionamento dei conglomerati.

E' ovvio che questo permetterebbe di ottenere una serie di vantaggi:

**1. Maggior controllo dei materiali impiegati:** l'elevata variabilità del prezzo del bitume e la sempre maggiore necessità di riutilizzare il fresato, spingono le imprese a creare mix design che le consentano di confezionare conglomerati a minor costo esponendo le Direzioni Lavori ad un difficile lavoro di controllo. L'introduzione di un nuovo parametro che permetta una migliore caratterizzazione, non solo del bitume e degli inerti, ma del conglomerato dopo il confezionamento, sarebbe, pertanto, uno strumento che favorirebbe una gestione "win – win" delle commesse con reciproco vantaggio sia delle amministrazioni che delle imprese più virtuose che aspirano ad offrire un conglomerato accompagnato da maggiori garanzie di qualità.

**2. Maggior conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei ns. conglomerati;**

**3. Ottimizzazione dei pacchetti costituenti la sovrastruttura stradale:** la migliore conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei conglomerati permetterebbe di migliorare anche il dimensionamento dei pacchetti costituenti la sovrastruttura stradale. Il modulo di rigidità o il modulo di deformazione ricavato dalle prove ad impatto dal vero tipo Falling Weight, oltre ad avere anche loro un'elevata variabilità, non sempre consentono di valutare la vita del conglomerato nel tempo e gli effetti su questo del traffico e del condizionamento ambientale.

**4. Economie sulle manutenzioni:** i vantaggi sulle manutenzioni sarebbero rilevanti qualora fosse possibile, a distanza di anni dalla stessa, mediante il prelievo di un campione in strada, avere a disposizione un parametro che permetta di valutare la variazione delle caratteristiche meccaniche del materiale dopo lo stress subito dal traffico e dalle condizioni ambientali.

**5. Economie sulle prove di caratterizzazione dei materiali:** qualora si avesse a disposizione un parametro affidabile che permetta di caratterizzare il conglomerato, tutte le altre prove sui bitumi diventerebbero superflue con ovvi risparmi in termini di tempo e costo.

**6. Minor disagio al traffico:** minore manutenzione implica minor numero di cantieri e pertanto una considerevole riduzione del disagio sul traffico da questi arrecato.

**7. Minor impatto ambientale:** la migliore conoscenza del comportamento meccanico del conglomerato consentirebbe un utilizzo del fresato più consapevole e pertanto più esteso, senza la paura di ottenere un materiale di cui non si conosce l'evolvere delle caratteristiche nel tempo: principale rischio nell'impiego del fresato a seguito dell'irrigidimento che questo introduce nell'asfalto.

**8. Maggiore sicurezza:** il mantenimento delle caratteristiche meccaniche nel tempo equivale anche al mantenimento dei parametri di regolarità della strada con conseguenti ricadute positive sulla sicurezza degli utenti.

**9. Accrescimento know how aziendale;**

**10. Valorizzazione di fornitori ed imprese di qualità:** la possibilità di poter meglio caratterizzare i conglomerati va a vantaggio degli imprenditori che non speculano sui materiali utilizzati per il confezionamento creando un circolo virtuoso che porta al miglioramento di tutta la filiera.

## Capitolo 2 – IL NUOVO APPROCCIO BASATO SULL’ENERGY RATIO “ER”

### 2.1. Principi su cui si basa l’ “ER”

**PROBLEMA:** la fessurazione per fatica nelle pavimentazioni stradali risulta essere un problema ancora difficile da comprendere e controllare. Le prove in laboratorio e l’uso dei modelli a fatica presenti in letteratura non risultano adeguati al caso delle pavimentazioni stradali, in quanto i risultati di performance a fatica ottenuti in laboratorio sono molto lontani da quelli riscontrati sul campo.

Le verifiche sulle prestazioni a lungo termine dei conglomerati condotte su strade in esercizio, soggette ai condizionamenti ambientali e del traffico, evidenziano sempre che le prestazioni, in termini di fatica, riscontrate in laboratorio sono nettamente inferiori rispetto a quelle dal vero. Questo risultato può essere attribuito agli effetti di “healing” dei conglomerati bituminosi legati alle proprietà intrinseche del bitume, ossia alla sua capacità di ridistribuire le tensioni accumulate con le variazioni delle temperature e dei carichi che si verificano nel corso della vita utile della pavimentazione.

In letteratura, a questo scopo, sono stati introdotti dei fattori di correzione, chiamati nel gergo “shift factor” (SF), ossia dei coefficienti moltiplicativi del parametro derivato dalle prove a fatica; lo SF viene generalmente utilizzato in progettazione per rendere i dati di fatica ottenuti in laboratorio applicabili alle condizioni in situ. (Brown et al 1977, J. Yerstraeten et al 1977, Lytton et al 1993, F. Long et al 1996).

I valori che si trovano in letteratura dello SF sono molto eterogenei; essi dipendono dalla procedura sperimentale utilizzata e dal livello di danno rispetto al quale sono determinati. In particolare dipendono dalla legge di fatica utilizzata, ossia dalle modalità di applicazione del carico, con o senza cicli di scarico e/o dalle geometrie e dal confinamento del provino (VanDijck 1975).

Per farsi un’idea della loro variabilità è possibile consultare i risultati pubblicati dall’università di Nottingham e raccolti nella tabella 9.12. del volume “TRANSPORT RESEARCH - COST 333 - Development of New Bituminous Pavement Design Method - Final Report of the Action” pubblicato dalla Direzione Generale Trasporti della Commissione Europea nel 1999.

I diversi approcci utilizzati dai modelli a fatica presenti in letteratura (sviluppati per altri materiali) presentano ognuno sia particolari pregi ma anche evidenti difetti qualora vengano utilizzati sui conglomerati bituminosi.

Gli approcci utilizzati sono principalmente tre:

1. APPROCCIO CONVENZIONALE ALLA FATICA, nel quale si considera o lo sforzo nominale o la deformazione media conseguente;
2. APPROCCIO CONVENZIONALE CON MECCANICA DELLA FRATTURA, il quale spiega bene lo sviluppo delle fessure usando il metodo della meccanica della frattura elastica;
3. APPROCCIO CON VISCOELASTICITÀ E DANNO CONTINUO, il quale considera la reale natura del materiale del conglomerato ed il danno che si accumula o si annulla a seconda del periodo di riposo tra l’applicazione dei carichi.

#### 2.1.1. Approccio convenzionale alla fatica

Questi modelli si sono sviluppati partendo dalle equazioni di deformazione e si basano principalmente sul calcolo del numero di cicli di carico che porta a rottura  $N_f$  considerando la deformazione conseguente all’applicazione del carico  $\epsilon_t$ , la rigidità della miscela  $K$ , e altri fattori correttivi legati sempre alle proprietà della miscela. La formula generica è la quindi la seguente:

$$N_f = a \cdot \epsilon_t^{-b} \cdot K^{-c} \quad \text{Equazione 2.1}$$

Oppure  $N_f$  può essere correlato all’energia dissipata  $W_{NF}$  secondo:

$$W_{NF} = A(N_f)^z$$

Equazione 2.2

Però, queste tipologie di modelli, sia quelli basati sul legame  $N_f$ -deformazione, sia quelli energetici basati sul legame  $W_{NF}$ - $N_f$ , presentano dei difetti nel caso di utilizzo sui conglomerati bituminosi:

- non riescono in maniera corretta e ragionevole a predire la vita a fatica nel caso delle pavimentazioni stradali;
- i modelli basati sul legame  $N_f$ -deformazione non considerano gli effetti delle microlesioni e delle fessure presenti nelle miscele. In altre parole non vengono considerate le modifiche della geometria del provino conseguenti alla propagazione delle fessure;
- il danno accumulato viene trattato in maniera lineare, non vengono quindi considerate le reali condizioni di carico ed il recupero delle lesioni nel periodo di riposo.

### 2.1.2. *Approccio convenzionale con meccanica della frattura*

La meccanica della frattura descrive la propagazione delle lesioni attraverso il materiale. Studia quindi l'andamento della lesione da una lunghezza iniziale  $a_0$  ad una lunghezza critica  $a_c$  che porta alla rottura del provino. Tali modelli si basano sulla formula di Paris o su sue derivazioni.

Tale importante formula lega il tasso di crescita delle fessure  $da/dN$  (mm/ciclo) con la variazione  $\Delta K$  del fattore di intensità dello sforzo ( $\text{MPa} \cdot \text{mm}^{0.5}$ ) ed è stata utilizzata per descrivere l'andamento delle lesioni nei metalli nel tratto centrale della propagazione.

$$\frac{da}{dN} = A(\Delta K)^n$$

Equazione 2.3

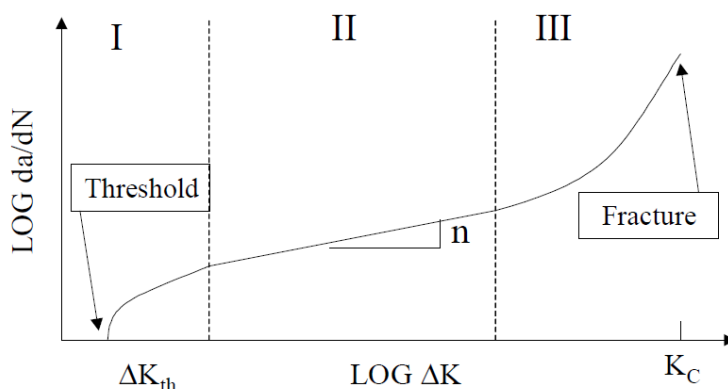


Figura 2.1 – Andamento delle lesioni nei metalli nel tratto centrale della propagazione

Integrando queste formule da una lunghezza iniziale della lesione  $a_0$  alla lunghezza critica  $a_c$ , corrispondente alla rottura, si ottiene il numero di cicli  $N_f$ .

Il metodo presenta quindi i seguenti pregi e difetti:

- si considerano le microlesioni nel materiale, che cambiano la geometria dello stesso;
- la teoria si basa sulla redistribuzione degli sforzi in prossimità della lesione. Nella definizione del fattore di intensità dello sforzo  $K$ , il materiale è però assunto con comportamento elastico lineare, diverso da quello reale delle miscele;
- il numero di cicli che porta a rottura viene determinato integrando le equazioni proposte da lunghezza iniziale della lesione fino alla lunghezza critica che porta a rottura. La prima deve essere assunta basandosi su dati di laboratorio, la seconda invece attraverso prove di frattura.

### 2.1.3. Approccio della viscoelasticità e del danno continuo

Tale approccio permette di considerare le reali condizioni di carico a cui è soggetta la pavimentazione e le reali caratteristiche del materiale, considerando l'effetto di recupero delle microlesioni durante il periodo di riposo tra l'applicazione dei carichi. Il metodo presenta quindi le seguenti peculiarità:

- si considerano le reali condizioni di carico, ed il recupero delle microlesioni nel caso delle pavimentazioni stradali;
- sia le microlesioni che le macrolesioni sono rappresentate da un appropriato numero interno di variabili del modello;
- definisce come criterio di rottura la riduzione del 50% della pseudo rigidezza del materiale, criterio che quindi non presenta alcun significato fisico;
- viene assunto che le fessure si propagano in maniera continua, ipotesi diversa dalla realtà in quanto esse si sviluppano in maniera discontinua;
- non vengono determinate le lunghezze delle lesioni;
- l'approccio risulta molto complesso perché basato su equazioni che derivano dalla teoria del microdanno;
- inoltre viene modellato solamente il materiale come continuo, mentre in seguito alla fessurazione esso diviene discontinuo.

### 2.1.4. Individuazione del miglior approccio

L'analisi dei vantaggi e degli svantaggi di ognuno dei tre diversi approcci ha portato alla scelta dell'utilizzo della meccanica della frattura. Per quanto già rappresentato, il problema da risolvere è trovare un metodo pratico e semplice per misurare e ricavare le lunghezze iniziali e critiche delle fessure dai dati di laboratorio.

E' necessario pertanto:

- definire un modello, basato sulla meccanica della frattura, per misurare indirettamente il tasso di crescita delle lesioni in laboratorio e verificare se esso coincide con quello presente in situ;
- identificare i fattori, definiti nella classica meccanica della frattura, che devono essere adattati ai conglomerati bituminosi.

### 2.1.5. Determinazione dei parametri influenti sul tasso di propagazione delle fessure nei conglomerati bituminosi

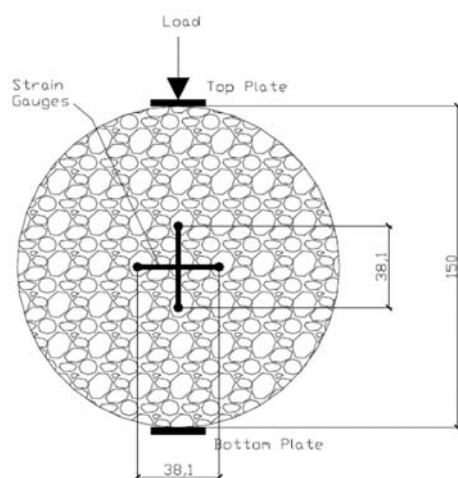


Figura 2.2 – Esempio di provino utilizzato

Considerato che la misura diretta delle fessure risulta piuttosto complessa si è aggirato il problema con un nuovo metodo di misura che consenta, mediante la prova di trazione indiretta, di rilevarne le conseguenze.

In primis è stata individuata la geometria del provino più idonea che ha portato ad uno spessore ottimale di 25mm ed un incavo applicato su un foro centrale in modo da concentrare la lesione nei suoi dintorni.

Per la valutazione della propagazione delle fessure si sono utilizzati due approcci indiretti: uno energetico ed uno basato sul "compliance", ossia sulla deformabilità.

#### 2.1.5.1. Approccio energetico

L'approccio energetico ha utilizzato il concetto che la variazione di energia totale causata dai carichi esterni applicati equivale all'energia utilizzata per creare nuove superfici nella fessura. Vi sono quindi i seguenti passaggi:

1. Il cambio della densità di energia totale lo si è calcolato con:

$$\Delta Total Energy = \frac{1}{2} P(\Delta\delta) / V \quad \text{Equazione 2.4}$$

Dove  $P$  è il massimo carico applicato,  $V$  è il volume del provino,  $\Delta\delta$  è la differenza in deformazione, corrispondente alla lunghezza di propagazione della fessura avvenuta durante l'applicazione del carico e rilevata dalla differenza di deformazioni verticali misurate dalla prova a trazione indiretta.

2. L'energia utilizzata per la creazione di una nuova superficie di rottura è stata ricavata misurando l'apertura delle fessure dopo un determinato numero di cicli di carico.

Dalle ipotesi su cui si basa il fattore di intensità di sforzo si è assunta una data distribuzione di sforzo in prossimità della fessura per determinare lo sforzo medio per un dato numero di sezioni via via più distanti dalla lesione. Dalle misure delle deformazioni orizzontali nella prova e assumendo una distribuzione ellittica si è ricavata la deformazione media per le stesse zone.

L'energia corrispondente al numero di applicazioni del carico sarà data dalla somma dei prodotti degli sforzi medi per le deformazioni medie in tutte le zone. Siccome la lunghezza della lesione non è nota, si è effettuata una procedura iterativa variando questa fino a raggiungere l'equivalenza tra l'energia dissipata con la creazione della nuova superficie e l'energia totale assorbita dal provino.

#### 2.1.5.2. Approccio basato sulla deformabilità "COMPLIANCE"

Si basa sul concetto che il provino diventerà più deformabile man mano che si propaga la frattura secondo una relazione tra la lunghezza della lesione e la deformazione misurata. Con un primo approccio si ricava la lunghezza della lesione dalla differenza di deformazione laterale misurata internamente al provino prima e dopo la propagazione e di conseguenza, in maniera approssimata, il fattore di intensità di sforzo  $K$ .

Il metodo rigoroso prevede l'utilizzo del modello ad elementi finiti, considerando in questo caso anche la presenza dell'intaglio, cosa che prima non avveniva.

L'analisi dei vantaggi e degli svantaggi di entrambi gli approcci ha portato alla scelta dell'utilizzo dell'ultimo basato sulla deformabilità del provino a seguito della propagazione delle fessure. Adesso si tratta di caratterizzare i parametri "A", "K" ed "n" della legge di Paris al fine di poterla applicare ai conglomerati bituminosi.

La procedura per determinare i parametri della propagazione della frattura determinata da carichi ripetuti utilizza la prova di trazione indiretta "SuperPave IDT" che si sviluppa secondo i seguenti steps:

1. Ricavare l'andamento delle deformazioni orizzontali in funzione delle applicazioni del carico;
2. Determinare l'iniziale deformazione orizzontale che corrisponde alla condizione non danneggiata del provino ed utilizzarla per normalizzare le deformazioni successive;
3. Determinare l'andamento della lunghezza della lesione funzione delle applicazioni del carico;
4. Calcolo del tasso di crescita delle lesioni ( $da/dN$ ) e del fattore di intensità di sforzo  $K$ ;
5. Attraverso analisi di regressione si determinano i parametri di frattura  $A$  ed  $n$  della formula di Paris.

#### 2.1.6. Verifica dei primi risultati

Elevata variabilità dei coefficienti di Paris "A" ed "N": dalle prime prove svolte è stata riscontrata una elevata variabilità dei valori di "A" ed "n", sia per le miscele datate che per le nuove, sintomo che i due parametri potrebbero dipendere dal livello di stress della pavimentazione mettendo in discussione la validità della formula di Paris tale e quale.

Miscele a granulometria fine più resistenti: si evidenzia, inoltre, che le miscele fini hanno dimostrato una resistenza a frattura maggiore rispetto alle miscele grossolane, nonostante le miscele fossero prodotte con gli stessi materiali e fossero compattate fino allo stesso contenuto di vuoti. Questo implica che la struttura dell'aggregato può avere degli effetti sulla resistenza a fessurazione della miscela. Sebbene il contenuto di

vuoti sia lo stesso, la struttura di essi non lo è, la presenza di vuoti più grandi nelle miscele grossolane ha permesso una maggiore concentrazione degli sforzi che va a ridurre la resistenza a fessurazione della miscela.

Sebbene i risultati delle prove di laboratorio evidenzino la migliore e la peggiore miscela, coincidenti con le valutazioni riscontrate sul campo, ciò non si può dire per le situazioni intermedie: provini di determinate pavimentazioni hanno dimostrato basse resistenze a fessurazione in laboratorio sebbene sia nota la loro eccellente resistenza sul campo e viceversa. Ciò ha messo in luce un'importante discrepanza tra i risultati ottenuti in laboratorio e le reali performance sul campo.

Si è quindi cercato di investigare verificando i risultati e la validità della legge di Paris.

La verifica dei risultati delle prove ha dimostrato che sono valide e i tassi di crescita delle lesioni misurati sono rappresentativi dei reali tassi di crescita nelle miscele testate.

I provini in strada sembrano più resistenti: coerente con quanto richiamato al paragrafo 2.1 relativamente allo SF, dalla valutazione sulla deformazione orizzontale si evince inoltre che la possibile minor resistenza a fessurazione dei provini, rispetto alle situazioni sul campo, sia dovuta alla differente condizione di vincolo e carico in quanto la trazione è svincolata e quindi la lesione si propaga in maniera libera. Una possibilità potrebbe essere legata al processo di propagazione delle fessure governato, principalmente, dalle deformazioni permanenti che si sviluppano nei provini in laboratorio ma che possono non svilupparsi sul campo.

I conglomerati più rigidi sembrano essere più resistenti: facendo delle prove su un materiale duttile e poco resistente e su di un materiale fragile ma molto resistente si vede che su quest'ultimo, se il carico ripetuto applicato è piccolo, potrebbe non collassare mai mentre per il primo l'accumulo di deformazione è evidente e porta alla rottura.

Soglia energetica: la maggior resistenza alla fessurazione delle miscele più rigide costituisce un primo indizio sul fatto che, se non viene raggiunta una certa soglia di deformazione o di energia, la fessurazione può non avvenire.

Si vede, quindi, dai risultati che questa discrepanza potrebbe essere dovuta alla diversa deformazione residua tra laboratorio e sezioni stradali, la prima libera e la seconda contenuta dal materiale circostante.

### 2.1.7. Introduzione del concetto di soglia

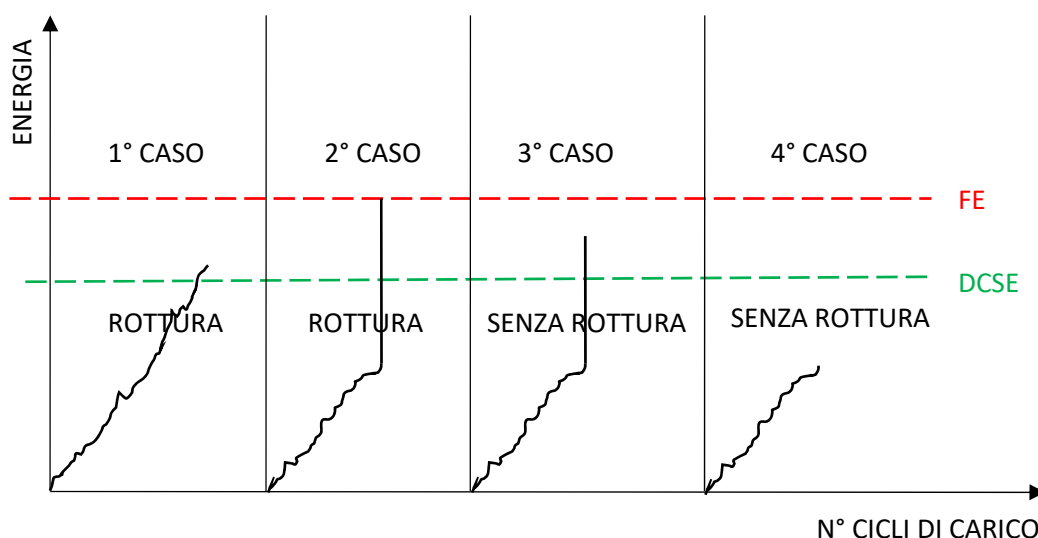


Figura 2.2 – Limiti di soglie energetiche per lo studio delle fessure, casistiche

Basandoci su queste considerazioni si è capita la necessità di introdurre dapprima il concetto di soglia, definita come una condizione del materiale tra le microfessure e le macrofessure.

La prima soglia è definita dalla Dissipated Creep Strain Energy (DCSE) ed è di riferimento per i carichi ripetuti, la seconda soglia è data dalla Fracture Energy, (FE) è vale per i carichi singoli. La fessura si propaga quando entrambe queste soglie vengono superate, viceversa non si propaga per carichi singoli che pur superando la DCSE non superano la FE. Nel dettaglio, se, con cicli di carico ripetuti, la soglia non è raggiunta (4° CASO), le microlesioni nel campione sono recuperabili e la fessura non si propaga, se viene raggiunta (1° CASO) si assiste alla propagazione irreversibile della lesione. Ci sono delle situazioni intermedia, la soglia delle FE viene raggiunta con un ciclo di carichi ripetuti associato ad un unico carico che porta alla rottura del materiale (2° CASO), il singolo carico, pur portando al superamento della soglia della DCSE non raggiunge la soglia della FE ed il materiale riesce a rigenerarsi (3° CASO). Perciò, miscele con una soglia molto alta possono esibire una performance sul campo molto alta, sebbene presentino valori alti di  $da/dN$  dalle prove di laboratorio.

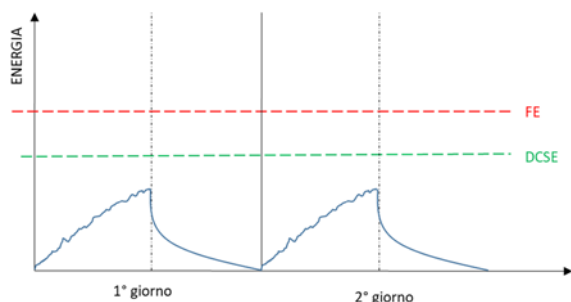


Figura 2.3 – Limiti di soglie energetiche, situazione di carico su strada con periodi di carico e riposo alternati

E' utile alla comprensione anche la figura seguente riferita a situazioni di carico su strada dove a periodi di carichi ripetuti si alternano periodi di riposo che consentono, qualora la DCSE non venga superata, di recuperare le microfessure generate.

Tale valore di soglia è ovviamente legato alle caratteristiche della miscela. Si sono quindi svolte diverse prove a carico ripetuto al fine di determinare l'esistenza di tale soglia, capire quali parametri influiscono maggiormente su di essa evidenziando, di fatto, che le microlesioni sono riparabili se la soglia non viene superata. Le macrolesioni sono invece irreversibili se la

soglia viene superata.

Quali sono i parametri che influenzano la soglia dell'energia di frattura del materiale?

### 2.1.8. Come definire la soglia

Sulla base delle analisi sopra presentate, la definizione della soglia è un concetto chiave nel definire la resistenza alla frattura dei conglomerati bituminosi.

In sintesi:

- La soglia è definita come lo stato del materiale tra "micro-crack" e "macro-crack";
- La soglia può essere un valore della densità di energia della frattura o della tensione applicata;
- Se la soglia non viene raggiunta, la lesione nel campione è risanabile e il processo di fessurazione può interrompersi;
- Il livello della soglia non è necessariamente correlato al tasso di crescita della fessurazione;
- Miscele diverse hanno generalmente soglie diverse;
- Le miscele deformabili, con un basso tasso di crescita delle fessure ( $da/dN$ ), possono presentare alti tassi di rottura su strada se hanno soglie basse. Viceversa miscele rigide, con un alto tasso di crescita delle fessure ( $da/dN$ ), possono presentare bassi tassi di rottura su strada se hanno soglie energetiche superiori ai carichi ciclici di esercizio;
- Nei test di laboratorio, la soglia è stata sempre superata, tuttavia, la soglia può o non può essere superata in strada quando vengono applicate condizioni di carico realistiche.

Secondo il concetto appena introdotto, la condizione di soglia dovrebbe essere un valore costante ad una data temperatura e non dovrebbe essere dipendente dalla modalità di carico. Si è quindi pensato, come possibile indicatore del criterio di soglia, di utilizzare l'energia dissipata attraverso la deformazione da creep, denominata DCSE (Dissipated Creep Strain Energy). Successivamente si è verificato se questo parametro può funzionare confrontando il calcolo di quest'energia ottenuto dalle prove di carico ciclico e dalle prove di resistenza.

Questa procedura richiede di:

- a. calcolare i parametri della DCSE dalla prova a carichi ripetuti;
- b. calcolare la DCSE dalla prova a rottura;
- c. valutazione della DCSE come una soglia.

**a. Calcolo dei parametri della DCSE dalla prova a carichi ripetuti**

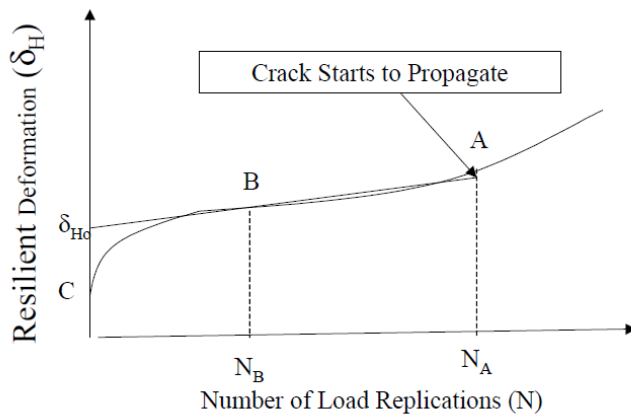


Figura 2.4 – Inizio propagazione fessura

Il calcolo dei parametri dalle prove a carico ciclico prevede di ricavare quest'energia dalla deformazione permanente (ricavabile dalla deformazione laterale nel provino) e dallo sforzo nel punto in cui inizia la propagazione delle fessure.

$$DCSE = \frac{1}{2} \times \sigma \times \varepsilon \times N_A = \frac{1}{2} \times \left( \frac{2P}{\pi t D} \right) \times \left( \frac{\delta_A - \delta_B}{GL \times (N_A - N_B)} \right) \times N_A \quad \text{Equazione 2.5}$$

dove:

$\sigma$  = tensione indiretta applicata;

$\varepsilon$  = deformazione orizzontale del provino;

$N_A$  = numero carichi applicati;

$P$  = carico di rottura alla prima frattura;

$t, D$  = spessore e diametro del provino;

$GL$  = scarto della lunghezza;

$\delta_A - \delta_B$  = deformazione orizzontale

Primi risultati: il confronto dimostra che i valori ottenuti dal calcolo della DCSE dalle prove di resistenza, Superpave IDT, si discostano dai risultati ottenuti invece con il calcolo tramite prove a carico ciclico secondo i principi sopra esposti portando a concludere che tale metodo non può essere adoperato per definire un criterio di soglia. Ciò potrebbe essere dovuto al fatto che i risultati sono troppo dipendenti dal grado di sforzo previsto in prossimità della fessura, simile fisicamente al concetto di forza di snervamento della meccanica della frattura classica (si pensi alla curva di deformazione dell'acciaio). La forza di snervamento è definita come quel valore di tensione per il quale in prossimità del suo raggiungimento, piccoli incrementi della tensione determinano grandi incrementi delle deformazioni.

Principio cardine: per calcolare la forza di snervamento si ritorna al concetto base utilizzato, la DCSE necessaria all'inizio della propagazione delle fessure ricavata dalle prove a carico ciclico deve essere uguale alla DCSE raggiunta alla rottura nelle prove di resistenza. L'uguaglianza delle energie tra prove a carico ciclico e le prove di resistenza permette di identificare la tensione media funzione sempre dell'incognita principale, la tensione di snervamento.

Il tasso di danno di una miscela in applicazioni di carico ripetuto è definito come la DCSE accumulata per ciclo di carico (DCSE/ciclo). Pertanto, si presume che il danno possa essere quantificato in termini di risposta viscosa (scorrimento) della miscela di asfalto. Per un ciclo di carico ripetuto semisenoverso, costituito da un periodo di carico di 0,1 secondi seguito da un periodo di riposo di 0,9 secondi, simulazione del carico di una ruota sulla strada, DCSE/ciclo è definita come l'integrale della tensione  $\sigma(t)$  moltiplicata per il tasso di deformazione  $\epsilon_{cr}(t)$ :

$$\frac{DCSE}{cycle} = \int_0^{0,1} \sigma(t) \times \epsilon_{cr}(t) = \int_0^{0,1} \sigma_{ave} \times \text{sen}(10\pi t) \times \epsilon_{cr,max} \times \text{sen}(10\pi t) \times dt \quad \text{Equazione 2.6}$$

dove  $\sigma_{ave}$  rappresenta lo stress di picco medio nella zona di interesse e  $\epsilon_{cr,max}$  è il tasso di deformazione massimo di scorrimento, che si verifica allo stress di picco. La  $\epsilon_{cr,max}$  può essere stimata da un test di scorrimento di 1000 secondi:

$$\epsilon_{cr,max} = \sigma_{ave} \times m \times D_1 \times (1000)^{m-1} \quad \text{Equazione 2.7}$$

dove:

m e  $D_1$  sono due parametri legati alla deformabilità del campione nel tempo sotto un carico controllato, m è legato alla velocità di deformazione del campione,  $D_1$  rappresenta un valore soglia della deformazione oltre il quale assume un andamento pressochè lineare.

Sostituendo il valore così determinato del tasso di deformazione massimo  $\epsilon_{cr,max}$  nella formula precedente e risolvendo l'integrale rispetto al tempo è possibile determinare il tasso di danno del singolo ciclo di carico:

$$\frac{DCSE}{cycle} = \frac{1}{20} \sigma_{ave}^2 \times m \times D_1 \times (1000)^{m-1} \quad \text{Equazione 2.8}$$

È importante notare che un parametro di guarigione, denominato tasso di guarigione normalizzato e definito come DCSE/ciclo recuperato su DCSE/ciclo applicato, è stato sviluppato per aiutare a considerare l'effetto della guarigione sull'accumulo di danni (Kim e Roque, 2006).

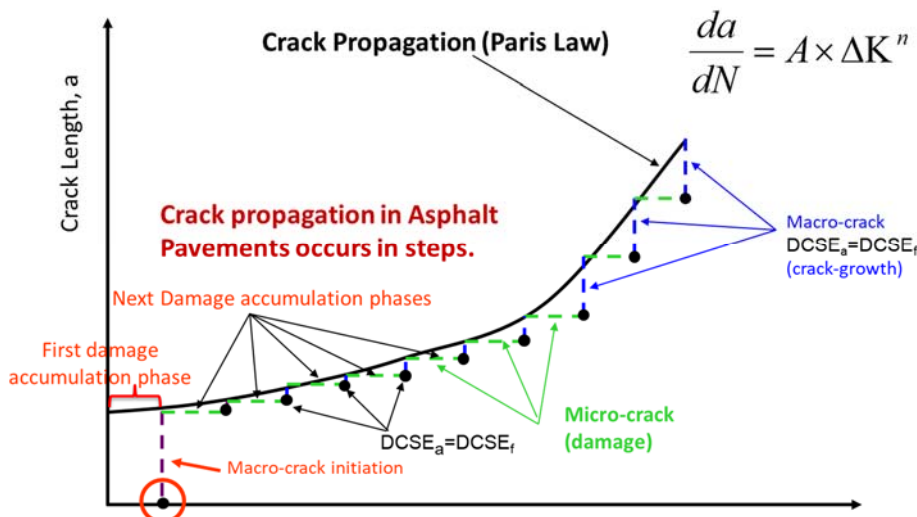


Figura 2.5 – Processo di fessurazione nel sistema HMA-FM

Il processo di fessurazione nel sistema HMA-FM è definito come discontinuo e graduale (vedere la figura a lato). Dopo una fase di accumulo del danno, la fessura inizia quando la  $DCSE_a$  si accumula nella zona con la più alta sollecitazione di trazione media uguale al  $DCSE_f$  della miscela (la  $DCSE_f$  è unica, tipica della miscela e determinabile mediante l'ITT). Successivamente, viene selezionato e diviso in zone contigue un

potenziale percorso in cui la crescita delle fessure potrebbe essere d'interesse. Precedenti analisi hanno mostrato che zone di dimensioni variabili hanno avuto scarso effetto sul tasso previsto di crescita del crack (Sangpetngam, 2003), quindi le zone di dimensioni fisse sono considerate appropriate. Tipicamente, viene utilizzata una dimensione della zona di 6 mm, che si presume catturi l'effetto della concentrazione di sollecitazione vicino ai punti di contatto tra gli aggregati all'interno della miscela di asfalto. Dopo un'altra fase di accumulo del danno, il crack si propagherà attraverso la zona davanti al crack iniziale quando l'accumulo DCSE<sub>a</sub> in quella zona è uguale al DCSE<sub>f</sub> della miscela, e così via. Si noti che il sistema tiene traccia della DCSE indotta in tutte le zone in ogni fase del processo. Risultati precedenti hanno mostrato che la propagazione delle fessure predetta dal sistema concordava strettamente con le misurazioni di laboratorio in termini di lunghezza delle lesioni rispetto al numero di ripetizioni del carico (Zhang et al., 2001, Roque et al., 2002).

**b. Calcolo della DCSE dalla prova a rottura;**

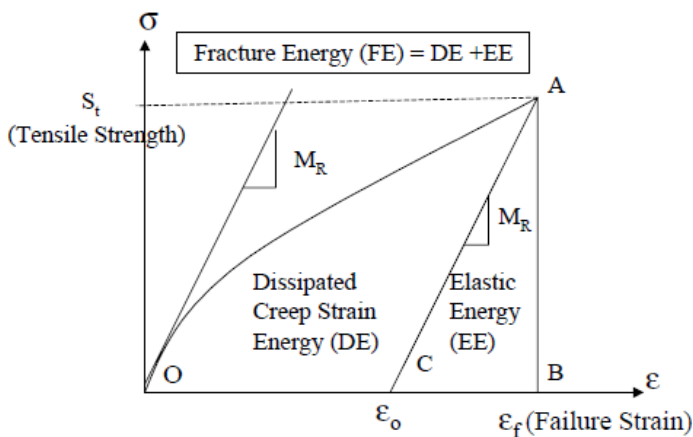


Figura 2.6 – Diagramma sforzo-deformazione

La determinazione della DCSE dalle prove di resistenza a rottura prevede, invece, il calcolo dell'area determinata dal diagramma sforzo-deformazione.

$$M_R = \frac{S_t}{\epsilon_f - \epsilon_0} \quad \text{Equazione 2.9}$$

si ricava

$$\epsilon_0 = \frac{M_R \epsilon_f - S_t}{M_R} \quad \text{Equazione 2.10}$$

Da questo si ricava l'energia elastica come area del triangolo ABC:

$$\text{Energia Elastica} = \frac{1}{2} S_t (\epsilon_f - \epsilon_0) \quad \text{Equazione 2.11}$$

Nota l'energia di frattura come area sottesa dal grafico sforzo/deformazione, è possibile per differenza calcolare la DCSE = FE - EE

**c. Valutazione della DCSE come una soglia.**

L' "ER" è definito come il limite di energia di deformazione del creep dissipato dalla miscela (DCSE<sub>f</sub>) diviso per un'energia di deformazione del creep minima dissipata (DCSE<sub>min</sub>):

$$ER = \frac{DCSE_f}{DCSE_{min}} = \frac{DCSE_f}{m^{2,98} \times \frac{D_1}{A}} \quad \text{Equazione 2.12}$$

dove *m* e *D<sub>1</sub>*, sono stati definiti in precedenza ed *A* è un parametro empirico che dipende dallo sforzo di trazione nella sezione della pavimentazione (σ<sub>t</sub>) e dalla resistenza a trazione della miscela (S<sub>t</sub>). Per σ<sub>t</sub> e S<sub>t</sub> espressi in MPa e *D<sub>1</sub>* in GPa<sup>-1</sup>, *A* può essere calcolato come:

$$A = 8,64 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{(6,36 - S_t)}{\sigma_t^{3,1}} + 3,57 \cdot 10^{-3} \quad \text{Equazione 2.13}$$

L'ER tiene conto degli effetti delle proprietà del materiale ( $DCSE_f$ ,  $S_t$ ,  $m$ ,  $D_1$ ) nonché delle caratteristiche strutturali della pavimentazione ( $\sigma_t$ ): maggiore è il valore dell'ER, migliore è la resistenza alla fessurazione della sezione. Vedremo di seguito come determinare le proprietà dei materiali utilizzando i test IDT Superpave e seguendo la procedura descritta da Roque et al. (1997).

Questo approccio prevede diversi vantaggi:

- considera la vera distribuzione delle tensioni vicino alla fessura;
- la DCSE per ciclo di carico viene ricavata integrando le funzioni di tensione e deformazione relative alla vera condizione di carico;
- il grado di deformazione è stato utilizzato per il calcolo di quest'energia, tenendo quindi conto degli effetti dovuti alla viscoelasticità durante i carichi ripetuti.

Con questo metodo si è raggiunta la correlazione voluta tra i risultati ottenuti tramite calcolo di DCSE attraverso prove a carico ciclico e prove di resistenza con carico singolo.

Ciò permette di concludere che la DCSE fino a rottura per le prove a carico ciclico può essere ottenuta dalle prove di resistenza a carico singolo, che hanno il beneficio di essere prove più semplici.

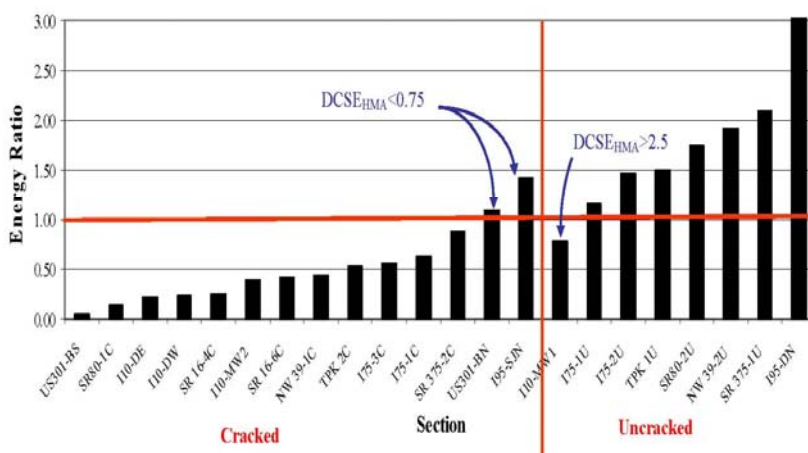


Figura 2.7 – Resistenza alla fessurazione, confronto ER e DCSE residua

E' importante specificare il significato fisico della  $DCSE_{min}$ , questa rappresenta la DCSE accumulata residua che deve avere il conglomerato poco prima di arrivare a fine vita utile. Sperimentalmente era stato riscontrato che alcune pavimentazioni erano fessurate nonostante avessero un ER superiore ad 1 (vedasi figura a lato). Tutte queste casistiche però erano caratterizzate da una DCSE residua inferiore ad un valore specifico di 0,75 KJ/mc, tipico delle pavimentazioni del sud est degli Stati Uniti.

La resistenza alla fessurazione della sezione non dipendeva, pertanto, solo da ER ma anche da un valore minimo residuo della DCSE. L'FDOT determinò, per le sue strade, un valore residuo della DCSE, ossia la  $DCSE_{min}$  pari a 0,75 KJ/mc che diventò, assieme alla  $DCSE_f$ , il secondo parametro per l'accettazione dei materiali.

Pertanto l'ER è dato dal rapporto fra  $DCSE_f$ , massima sopportabile dal conglomerato fratto la  $DCSE_{min}$ , ossia la DCSE che il conglomerato può ancora accumulare prima della fine vita utile.

La ricerca rappresentata ha dimostrato che la teoria della meccanica della frattura può essere applicata ai conglomerati bituminosi partendo dalla formula di Paris e ricavando i suoi coefficienti caratteristici, A ed N mediante l'introduzione del concetto di soglia di danno, ossia di quel particolare valore energetico che può essere raggiunto o mediante carichi ripetuti o mediante l'applicazione di un carico singolo ma il cui valore è il medesimo per portare a rottura il materiale.

E' stato dimostrato, inoltre, che le soglie energetiche di rottura, con un'opportuna modellazione del caso a carichi ripetuti, sono analoghe e quindi è possibile, più semplicemente, per determinare la  $DCSE_f$  utilizzare la semplice prova a trazione indiretta per un singolo carico.

### 2.1.9. Implementazione del modello

L'implementazione dell'HMA-FM è stata condotta per due scopi principali:

- (i) uso del parametro ER e dei criteri associati per la valutazione delle prestazioni di miscele confezionate in laboratorio e di conglomerati stesi in strada (carote);
- (ii) sviluppo ed integrazione di modelli descrittivi delle proprietà e del danno della miscela nel HMA-FM con lo scopo di prevedere lo sviluppo delle fessurazioni dall'alto verso il basso ed al fine di poterli utilizzare nella valutazione delle prestazioni e nella progettazione della pavimentazione.

Si è infine determinato che solo cinque proprietà della miscela, facilmente ottenibili dalla prova SuperPave™ IDT, sono necessari per il controllo della performance a fessurazione nelle miscele di conglomerato soggette a condizioni di carico qualsiasi:

1. il valore di m (m-value), che si è scoperto essere direttamente correlato al rapporto di microfessure sviluppato nella miscela;
2. l'energia dissipata in deformazione da creep DCSE fino a frattura, che si è scoperto essere il valore soglia di energia oltre il quale si sviluppano macrolesioni sotto condizioni di carico ripetuto;
3. l'energia di frattura totale, che si è scoperto essere il valore soglia di energia oltre il quale si sviluppano macrolesioni sotto condizione di singolo carico;
4. il modulo resiliente, che influenza il grado di tensione per un dato carico sulla pavimentazione;
5. il creep compliance, che influenza il livello di tensione dovuta a variazione termica.

Tali valori si sono ricavati tutti utilizzando i dati sperimentali ottenuti utilizzando la prova a trazione indiretta SuperPave IDT:

## 2.2. Prova a trazione indiretta e determinazione dei parametri dell' "ER"

Preparazione del provino:

- i campioni compattati vengono tagliati parallelamente alle facce superiore e inferiore usando una sega raffreddata ad acqua per ottenere campioni di spessore 25/50 mm con superficie liscia e facce parallele;
- su entrambe le facce del campione vengono fissati, con resina epossidica, quattro punti di calibro posizionati a croce;
- i campioni di prova sono conservati in una camera con un'umidità relativa costante del 60% per almeno 2 giorni. I campioni vengono successivamente raffreddati alla temperatura di prova almeno 3 ore prima del test;
- gli estensimetri sono montati e centrati sul campione nei punti di misurazione delle deformazioni orizzontali e verticali.

### 2.2.1. Modulo Resiliente

Il modulo resiliente è definito come il rapporto tra la sollecitazione applicata e la deformazione recuperabile quando vengono applicati carichi ripetuti. Il test del modulo resiliente viene eseguito in modalità di controllo del carico applicando al campione un carico ripetuto di forma d'onda semisenoversa per 0,1 secondi seguito da un periodo di riposo di 0,9 secondi. Il carico applicato deve mantenere la deformazione orizzontale in gamma viscoelastica ossia contenuta nell'intervallo da 150 a 350 micro-strains.

Un precarico costante di circa 45 N viene applicato al campione di prova per garantire il corretto contatto con le teste di carico prima dell'applicazione. Se le deformazioni orizzontali sono superiori a 350 micron-strain, il carico viene immediatamente rimosso e il campione fatto "riposare" per almeno 3 minuti prima di essere ricaricato con un carico inferiore.

Quando viene determinato il carico applicato, il programma di acquisizione dei dati inizia a registrare ad una velocità di 150 punti al secondo.

Il modulo resiliente e il rapporto di Poisson sono calcolati dalle seguenti equazioni, che sono state sviluppate sulla base di analisi tridimensionali agli elementi finiti condotte da Roque e Buttlar (1992). Le equazioni sono coinvolte nel test di trazione indiretta Superpave, sviluppato da Roque et al. (1997):

$$M_R = \frac{P \cdot GL}{\Delta H \cdot t \cdot D \cdot C_{cmpl}} = \frac{P}{\Delta S} \frac{1}{t \cdot D \cdot C_{cmpl}} \quad \text{Equazione 2.14}$$

$$\nu = -0,1 + 1,480 \cdot \left(\frac{X}{Y}\right)^2 - 0,078 \cdot \left(\frac{t}{D^2}\right) \cdot \left(\frac{X}{Y}\right)^2 \quad \text{Equazione 2.15}$$

dove:

$M_R$  = Modulo Resiliente

$P$  = carico massimo

$GL$  = lunghezza utile

$\Delta H$  = deformazione orizzontale

$t, D$  = spessore e diametro

$C_{cmpl} = 0,6354 \times (X/Y)^{-1} - 0,323$

$\nu$  = coefficiente di Poisson

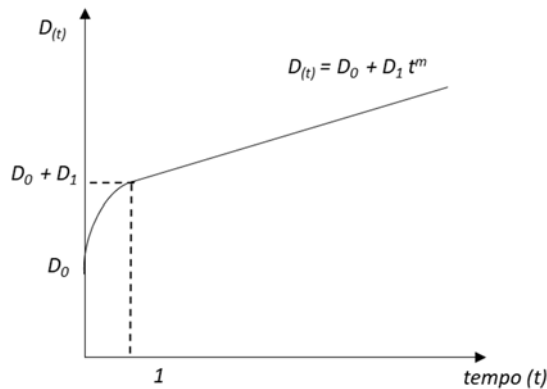
$(X/Y)$  = rapporto fra le deformazioni orizzontali e verticali

*(Measurement and Prediction of Fundamental Tensile Failure Limits of Hot Mix Asphalt - Elena Romeo)*

### 2.2.2. Creep Test (Test di scorrimento)

Il Creep Compliance  $D(t)$  (deformazione da scorrimento) è una funzione della tensione nel tempo. La sua curva è stata originariamente sviluppata per prevedere lo stress indotto termicamente nel conglomerato ma in questa trattazione verrà impiegata per valutare il tasso di accumulo dei danni, la velocità di propagazione del danno, nella miscela di asfalto. Dalla prova per la determinazione del Creep Compliance possono essere ricavati tre diversi parametri, di seguito rappresentati nella Figura A.1: " $D_0$ ", " $D_1$ " e " $m$ -value".

Il carico utilizzato nella determinazione di  $D(t)$  è mediamente più basso di quello utilizzato per ricavare  $M_R$  ed inoltre non è dinamico bensì statico. Il punto  $D_1$  equivale ad un carico di assestamento nel tempo "1" necessario affinché si distribuisca il carico sul provino.



Sebbene " $D_1$ " e " $m$ -value" siano correlati tra loro, " $D_1$ " è più correlato alla porzione iniziale della curva, mentre l'" $m$ -value" è indicativo del comportamento a lungo termine.

L'" $m$ -value" è noto per essere correlato al tasso di accumulo del danno e al valore di resistenza alla frattura delle miscele di asfalto.

In altre parole:

- più basso è l'" $m$ -value", più bassa è la velocità di accumulo del danno;
- tuttavia, in genere, miscele con un " $m$ -value" alto hanno limiti " $DCSE$ " più elevati.

Sembra una contraddizione ma tale constatazione conferma il fatto che miscele rigide hanno alti valori di " $DCSE$ ", da cui l'introduzione del concetto di " $ER$ " e di " $DCSE_{min}$ ".

Il Creep Compliance è una deformazione dipendente dal tempo  $\varepsilon(t)$  divisa per la sollecitazione applicata  $\sigma(t)$ .

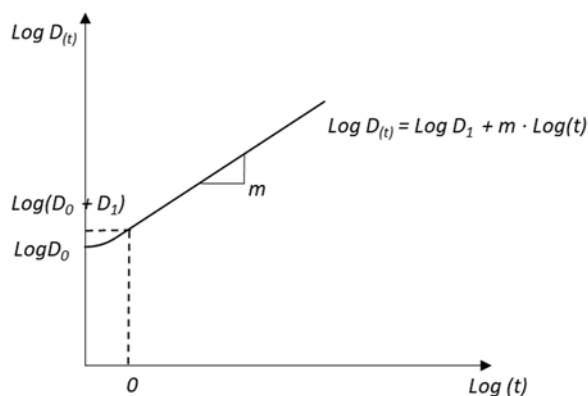


Figura 2.8 – Velocità di propagazione del danno

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma}$$

Equazione 2.16

Secondo l'analisi condotta da Roque et al. (1997),  $M_R$  è più alto della deformazione da creep a 1 secondo.

Procedimento della prova:

- applicazione di un carico statico in zona visco-elastica-lineare della curva, ossia la deformazione orizzontale deve rimanere al di sotto dei 500  $\mu$ strain;
- il carico viene mantenuto per 1000sec;
- se le deformazioni orizzontali non sono tra 150 e 200 micro-strain a 30 secondi, il carico viene immediatamente rimosso dal campione ed il campione viene fatto riposare per almeno 3 minuti prima di essere ricaricato con un altro carico;
- determinato il carico corretto la prova può iniziare;
- il carico viene quindi applicato per 1000 secondi.

- il programma di acquisizione dati registra i carichi e le deflessioni a una frequenza di 10 Hz per i primi 10 secondi, 1 Hz per i successivi 290 secondi e 0,2 Hz per i restanti 700 secondi del test.

La deformazione da scorrimento (Creep Compliance) è data dalla seguente equazione:

$$D(t) = \frac{\Delta H \cdot t \cdot D \cdot C_{cmpl}}{P \cdot GL} = \left(\frac{\Delta H}{GL}\right) \cdot \left(\frac{t \cdot D}{P}\right) \cdot C_{cmpl} = \varepsilon(t) \cdot \frac{1}{\sigma} \cdot C_{cmpl} \quad \text{Equazione 2.17}$$

Dove:

$D(t)$  = creep compliance al tempo  $t$ ,

$P$  = carico massimo

$GL$  = lunghezza utile

$\Delta H$  = deformazione orizzontale

$t, D$  = thickness, diameter

$C_{cmpl} = 0,6354 \cdot (X/Y) - 1 - 0,323$  (tiene conto della tridimensionalità del provino)

$\nu$  = Poisson's Ratio

$(X/Y)$  = rapporto fra deformazione orizzontale e verticale

### 2.2.3. Test di resistenza

Il test di resistenza viene condotto in modalità di controllo dello spostamento con una velocità costante di 50 mm/min fino alla rottura del camoione. La deformazione orizzontale e verticale, e il carico applicato vengono registrati alla frequenza di 20Hz.

La massima resistenza alla trazione è data dalla seguente equazione:

$$S_t = \frac{2P \cdot C_{sx}}{\pi \cdot t \cdot D} \quad \text{Equazione 2.18}$$

dove:

$S_t$  = massimo carico della trazione indiretta

$P$  = carico di rottura alla prima frattura

$C_{sx} = 0,984 - 0,01114 \cdot (t/d) - 0,2693 \cdot \nu + 1,436 \cdot (t/D) \cdot \nu$

$t, D$  = spessore e diametro

$\nu$  = coefficient di Poisson

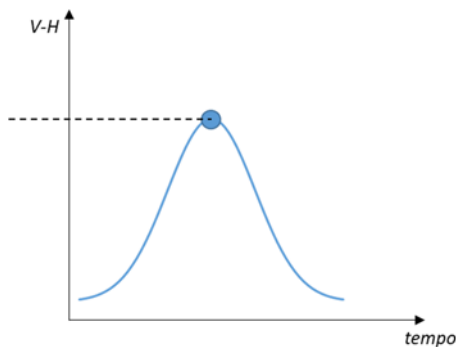


Figura 2.9 – Andamento del differenziale di deformazione V-H nel tempo di simulazione

Dal test di resistenza e dal test del modulo resiliente, è possibile determinare l'energia di frattura "FE" e la "DCSE". L'energia di frattura è un'energia complessiva applicata al campione fino alla comparsa delle fratture. La DCSE<sub>f</sub> (failure) è l'energia dissipata da deformazione che viene assorbita fino alla frattura. Il punto di frattura nel campione IDT viene determinato tracciando la deformazione differenziale (V- H) durante la simulazione numerica e osservando visivamente il punto in cui il differenziale di deformazione inizia a deviare da una curva regolare ovvero dove la differenza fra deformazione verticale "V" ed orizzontale "H" è massima.

Come mostrato nella Figura, l'energia della frattura e il DCSE<sub>f</sub> possono essere determinati come segue:

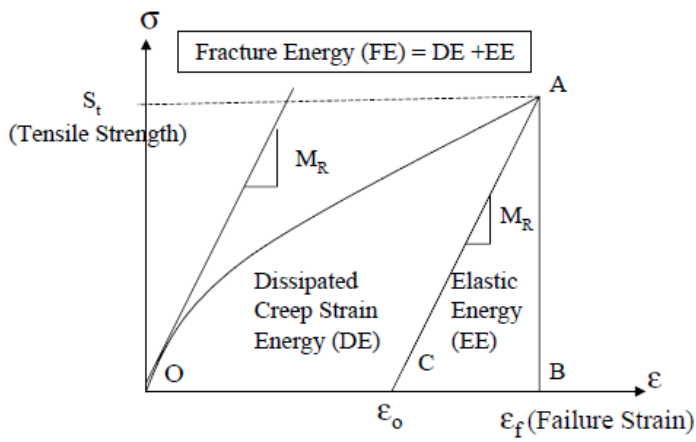


Figura 2.10 – Diagramma sforzo-deformazione

$$M_R = \frac{S_t}{\epsilon_f - \epsilon_0} \text{ si ricava } \epsilon_0 = \frac{M_R \epsilon_f - S_t}{M_R}$$

Equazione 2.19

$(\epsilon_f - \epsilon_0)$  = deformazione recuperata dopo lo scarico

$$\text{Energia Elastica (EE)} = \frac{1}{2} S_t (\epsilon_f - \epsilon_0)$$

Equazione 2.20

$$\text{Fracture Energy (FE)} = \int_0^{\epsilon_f} S(\epsilon) d\epsilon$$

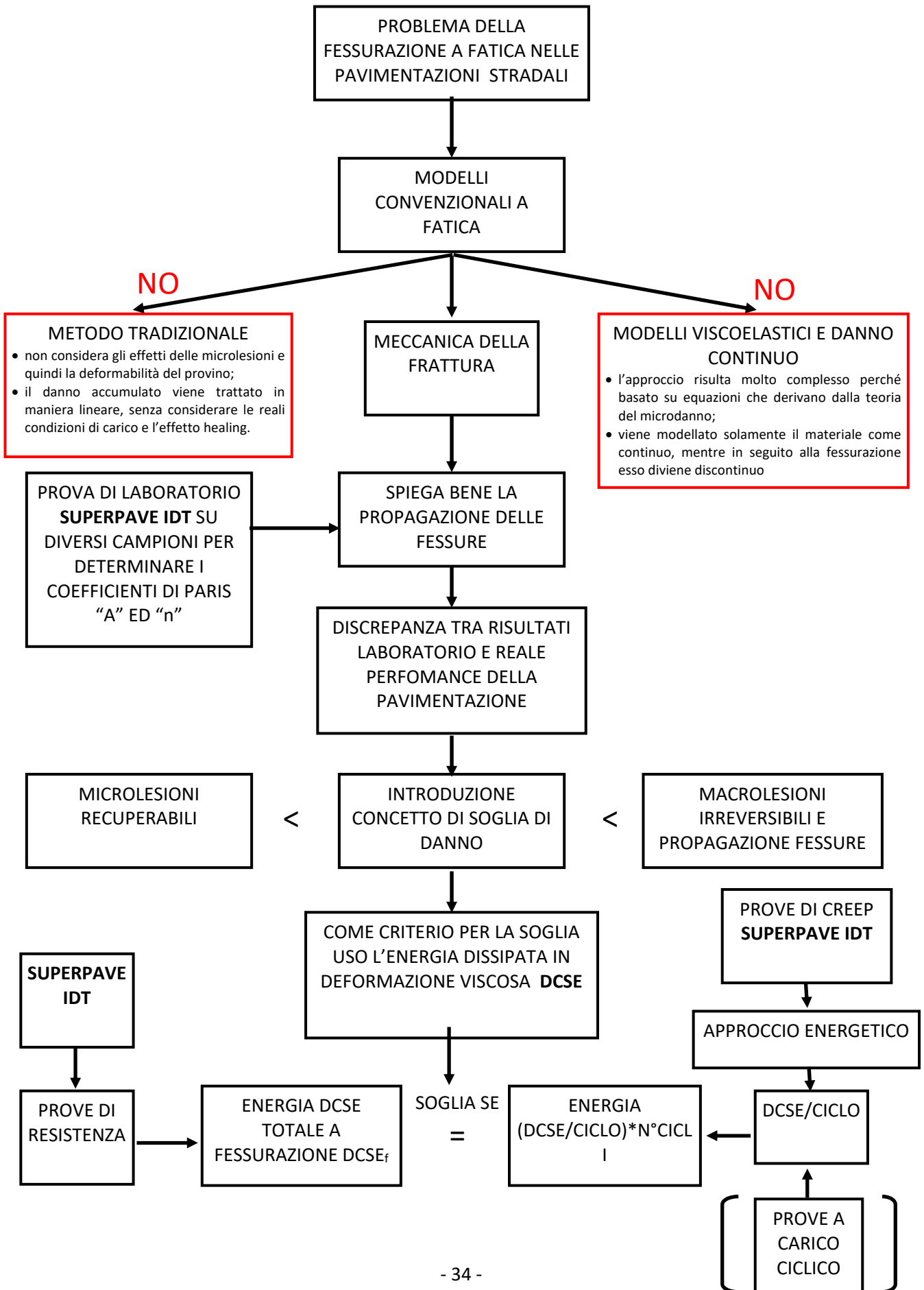
Equazione 2.21

Nota l'energia di frattura come area sottesa dal grafico sforzo/deformazione, è possibile per differenza calcolare la

$$\text{DCSE} = \text{FE} - \text{EE}$$

Equazione 2.22

### 2.3. Riepilogo



L'HMA (Hot Mix Asphalt) fracture mechanics è una teoria basata sulla meccanica della frattura in campo viscoelastico, in grado di semplificare la caratterizzazione meccanica dei conglomerati bituminosi in termini di resistenza a rottura. È attualmente utilizzata dal Florida Department of Transportation ed è stata elaborata al dipartimento di Materials and Pavements della University of Florida.

Il principale vantaggio di questo approccio è la possibilità di ovviare ai limiti delle prove di fatica e all'analisi statistica dei dati ottenuti da questa tipologia di prove.

Gli svantaggi derivanti dall'analisi delle prove di fatica sono dovuti all'interpretazione della curva di fatica, determinata con una regressione lineare, che può essere affetta da scelte statistiche soggettive.

Il parametro ottenuto con questa metodologia di analisi, inoltre, non è in grado di tenere conto delle proprietà auto-riparanti del materiale e rischia erroneamente di andare a considerare una sovrapposizione del fenomeno della fatica con quello dell'accumulo delle deformazioni permanenti. In sintesi il valore ottenuto è poco affidabile, difficile da interpretare, difficile da caratterizzare in laboratorio, oneroso e non è in grado di fissare un valore limite di capitolato oggettivo.

La legge dell'HMA fracture mechanics permette, invece, di ottenere un numero limite oggettivo sul quale basarsi per la classificazione del conglomerato bituminoso in analisi.

Questa legge si basa sull'idea che la fessurazione si sviluppi in diversi steps durante i quali il danno risulta autoriparabile finché non viene raggiunta una determinata soglia energetica caratteristica del materiale in esame.

La HMA Fracture Mechanics ha individuato due soglie energetiche fondamentali:

- La prima, indicata con Fracture Energy (FE), corrisponde alla soglia energetica più elevata ed è definita come l'energia necessaria per portare a rottura il materiale con un singolo carico.
- La seconda, indicata come Dissipated Creep Strain Energy failure ( $DCSE_f$ ), è l'energia necessaria a portare a rottura il materiale con un carico ripetuto; tiene infatti conto anche delle deformazioni plastiche accumulate.

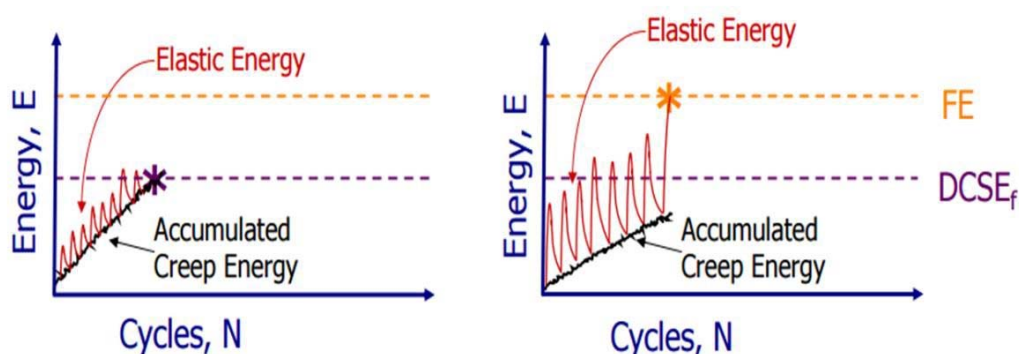


Figura 2.11 - Limiti di soglie energetiche per lo studio delle fessure

L'energia di frattura rappresenta la rottura provocata da un unico carico di entità tale da causare direttamente una macro frattura non più auto-riparabile, quindi ciò significa che da quel momento in poi il materiale è irreversibilmente fessurato.

La soglia di  $DCSE_f$ , invece, viene raggiunta per l'accumulo di deformazioni plastiche, piccoli danni nel materiale identificati come micro fratture, che vanno ad accrescersi nel corso della vita del conglomerato fino all'ottenimento nel tempo di una macro frattura non più auto-riparante.

In sintesi, secondo il principio di questa teoria il danno non è più riparabile solo dopo che la più alta delle due soglie viene superata e sotto la quale, viceversa, il danneggiamento è sempre reversibile.

Di conseguenza, non è vero che ogni carico applicato produce un danno irreversibile (legge di Paris) ma, al contrario, c'è una differenza fondamentale tra micro-fessurazione recuperabile e macro-fessurazione non recuperabile.

La ricerca ha dimostrato che queste due soglie sono semplici da calcolare: è possibile vedere nella figura sottostante come l'energia di frattura (area sottostante alla curva sforzo-deformazione ottenuta da prova in configurazione di trazione indiretta) sia la combinazione di una componente di Energia Elastica (EE) e una componente di DCSE finale (valore che identifica la soglia di deformazioni plastiche cumulate).

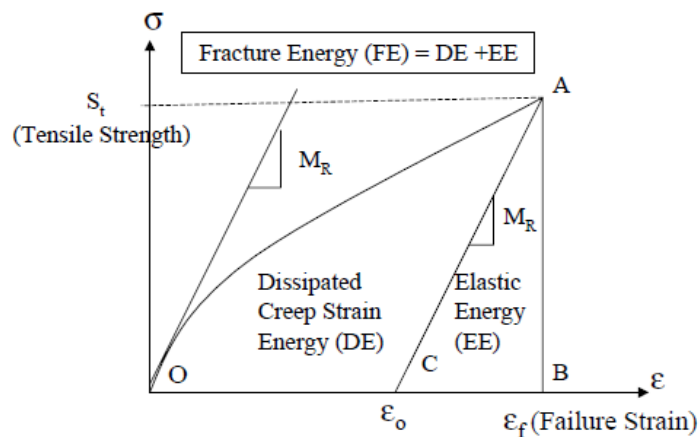


Figura 2.12 – Diagramma sforzo-deformazione

Per la determinazione di tali soglie energetiche, è necessario effettuare tre prove in configurazione di trazione indiretta. Tali prove possono essere effettuate in sequenza sullo stesso provino in quanto le prime due sono non distruttive:

- Modulo resiliente per il calcolo dell'elasticità del materiale, in controllo di carico con applicazione di un carico impulsivo (0.1 secondi di carico, 0.9 sec di rest-period).
- Creep test per la determinazione della tendenza del materiale all'accumulo di deformazioni permanenti, in configurazione di controllo di carico per 1000 secondi.
- Prova di trazione indiretta per portare a rottura il provino e dalla quale si può ottenere il valore di FE totale.

I provini utilizzati sono provini da 3,5cm a 5cm di spessore. La geometria del provino permette di carotare direttamente in strada e ottenere quindi i valori sul materiale steso, con il grande vantaggio di lavorare su provini assolutamente non rimaneggiati.

Un ulteriore grande vantaggio è dato dalla possibilità di avere una prova di controllo uguale a quella di caratterizzazione, semplice da effettuare per un qualsiasi laboratorio.

Come risultato finale si analizza un singolo parametro, l'Energy Ratio (ER) che è il rapporto tra DCSE valutato sul conglomerato bituminoso in analisi e il valore di DCSE<sub>min</sub> (che è stato decretato come valore minimo per l'accettazione del materiale), il valore ottenuto è quindi un valore maggiore di 1.

$$\text{ENERGY RATIO} = \frac{\text{DCSE}_{\text{HMA}}}{\text{DCSE}_{\text{min}}} > 1$$

*Equazione 2.23*

Il valore minimo che viene accettato garantisce che la fessurazione non avvenga prima di un determinato tempo che deve essere fissato ed accettato in partenza.

E' importante, in conclusione definire la metodologia per arrivare ad ottenere il DCSE minimo:

In Florida questo limite è stato stabilito con vere e proprie analisi sul campo, sono state analizzate molteplici sezioni di pavimentazioni in diverso stato conservativo che hanno permesso di andare ad identificare un valore di DCSE sotto il quale il conglomerato avesse prestazioni inferiori a quelle necessarie per avere una vita utile accettabile garantendo prestazioni di alto livello.

Il concetto di DCSE<sub>min</sub> è molto importante: lega il concetto di soglia alle situazioni reali di carico in strada perché ricavato da carotaggi su sezioni in esercizio. E' un parametro che, il FDOT ha valutato debba sempre essere maggiore di un valore minimo 0,75 KJ/mc, ma che va comunque sempre determinato per definire l'ER.

## Capitolo 3 – I CONGLOMERATI TESTATI

### 3.1. Elenco delle tipologie di conglomerato testate

Di seguito la tabella con l'elenco dei conglomerati oggetto della ricerca denominati secondo la terminologia delle Norme Tecniche di S.p.A. Autovie Venete e le cui caratteristiche sono state descritte al paragrafo 1.3.

Tabella 3.1 – Elenco conglomerati oggetto di ricerca

<b>Conglomerato</b>	<b>Aggregato</b>	<b>Fresato</b>	<b>Filler</b>
Drenanti (DDL) 22 % volume vuoti	Granella®	0%	Minerale
	Granella®	0%	Calce tradizionale
	Granella®	0%	Calce speciale
	Basalto	0%	Minerale
	Basalto	0%	Calce tradizionale
	Basalto	0%	Calce speciale
Semi-drenanti (DDL) 16% volume vuoti	Basalto	0%	Minerale
	Basalto	0%	Calce tradizionale
	Basalto	0%	Calce speciale
BINDER	Calcare	0%	Minerale
	Calcare	20%	Minerale
Multifunzionale	Granella®	0%	Minerale
	Granella®	25%	Calce tradizionale
	Granella®	25%	Calce speciale

### 3.2. Criteri di scelta dei materiali testati

Per quanto sin qui rappresentato, ossia accertato che l'HMA Fracture Mechanics possa essere uno strumento valido per ottenere un parametro oggettivo sul quale basarsi per la classificazione dei conglomerati bituminosi, è stata stilata la lista dei materiali da testare al fine di ottenere i seguenti risultati:

- caratterizzare i conglomerati normalmente utilizzati dal Concessionario mediante l' "ER": conglomerato drenante tipo "DDL" e tipo "Semi-Drenante", conglomerati tipo "Binder" e "Multifunzionale";
- verificare, mediante l' "ER", la modifica delle prestazioni di tutte le possibili variazioni sui mix design di base dei conglomerati standard appena specificati:
  - sostituzione del filler minerale prescritto dalle Norme Tecniche con calce tradizionale;
  - sostituzione del filler minerale prescritto dalle Norme Tecniche con calce speciale;
  - utilizzo di inerti artificiali, scorie d'altoforno, in sostituzione degli inerti naturali, basalto;
  - utilizzo di materiale recuperato dalla fresatura di altri conglomerati bituminosi in percentuali del 20 e 25 per cento nel binder e nel multifunzionale.

## Capitolo 4 – LA CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

### 4.1. Bitumi

Di seguito viene descritto il protocollo applicato per l'analisi dei bitumi, elencati al paragrafo 2.2, presso i Laboratori dell'Università degli Studi di Parma.

Di seguito l'elenco dei riferimenti normativi:

- |                                                  |                                |
|--------------------------------------------------|--------------------------------|
| • Penetrazione @ 25°C                            | EN 1426 – CNR BU N.24/71       |
| • Punto di rammollimento Palla Anello            | EN 1427 – CNR BUN.35/73        |
| • Test di Stabilità allo Stoccaggio - Tuben Test | UNI EN 13399                   |
| • Test di Viscosità @160°C                       | UNI EN 13302                   |
| • Test di Viscosità @100°C                       | UNI EN 13302                   |
| • Test di Duttilità                              | UNI EN 13389 / CNR BU N. 44/74 |
| • Ritorno Elastico con DSR                       | UNI EN 14770                   |
| • Master Curve                                   | NCHRP-project A-37A            |
| • Rolling Thin Film Oven Test                    | UNI EN 12607-1                 |
| • Master Curve dopo RTFOT                        | NCHRP-project A-37A            |

#### 4.1.1. Operazioni preliminari

Nel corso di questa ricerca sono stati analizzati esclusivamente bitumi modificati.

Si scalda il bitume in contenitori di 1 kg, in forno a 180° C per un'ora e 30 minuti. Successivamente si mescola su piastra elettrica fino alla completa omogeneità del campione, controllando che la temperatura sia in un range tra 180° C e 200° C e mai superiore a 200°C, continuando a mescolare fino alla preparazione dei campioni da testare.

#### 4.1.2. Accorgimenti Tecnici

- **Prova di penetrazione:** una volta colato il bitume nello stampo, rimettere il campione in forno a 180°C per 10 minuti al fine di consentire l'eliminazione di possibili bolle d'aria. Successivamente il campione deve essere lasciato riposare ad una temperatura superiore a 25°C. Il giorno successivo si effettua il Test di Penetrazione, termostatando il campione in bagno d'acqua a 25°C per un'ora e 30 minuti.
- **Test di Duttilità:** si effettua il test ad una temperatura di 10°C, termostatando il campione in bagno d'acqua per un'ora e 30 minuti.
- **RTFOT:** Il test simula l'invecchiamento del bitume a breve termine dovuto a produzione e stesa del conglomerato. Si effettua il test impostando la temperatura del forno a 180°C per 75 minuti.
- **Test di Viscosità a 160°C:** questo test è effettuato con viscosimetro Brookfield, utilizzando una pipetta con 9 g di bitume e la girante S21. Attendere 30 minuti per termostatare il bitume e la girante impostando una velocità di 0.3 RPM. Infine effettuare la prova a 20 RPM per 3 minuti.
- **Test di Viscosità a 160°C:** analogo al test di viscosità a 160°C, si utilizza una pipetta piena e la girante S07.
- **Test di Duttilità:** il valore di coesione, misurato in [ J/cm<sup>2</sup> ], si trova come l'integrale della curva Forza – Allungamento per un allungamento compreso tra 20 cm e 40 cm, vedasi grafico sottostante. La nuova normativa, in caso di rottura del provino per un valore inferiore a 40 cm di allungamento, consente di indicare come valore di coesione l'integrale da 2° cm fino a rottura, menzionando che si è manifestata una rottura anticipata del provino.

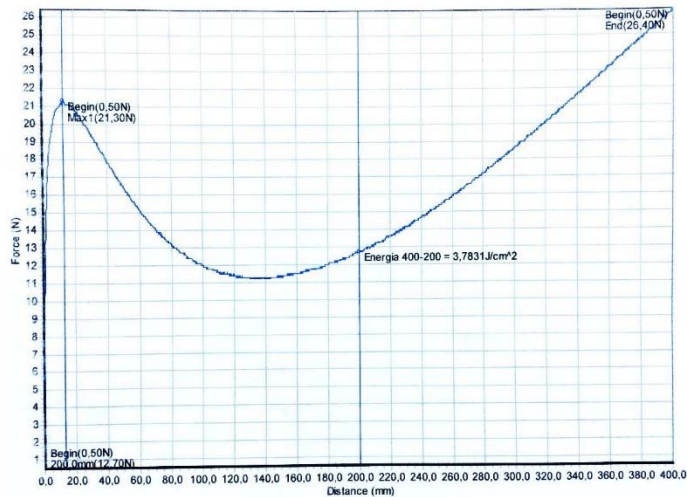


Figura 4.1 – Diagramma forza-allungamento

- **Prova di Ritorno Elastico (RE):**

1. **Preparazione dei provini per test di ritorno elastico con reometro:**

Come detto in precedenza, dovendo trattare bitumi altamente modificati, è necessario che riscaldarli a 180°C per 1 ora e 30 minuti in forno, successivamente posizionarli su una piastra calda e mescolarli fino al raggiungimento di una temperatura omogenea di 180°C. Compilate queste fasi il bitume va colato in piccole forme di 2 cm di diametro interno (cosparse sul fondo di materiale che non faccia aderire il bitume) e spessore minimo (circa 2-3 mm), in modo tale da creare dei piccoli dischi.

2. **Utilizzo del Reometro:**

La prova di ritorno elastico (RE) viene effettuata con un piatto di 20 mm di diametro (PP20) e gap dei piatti metallici a 2 mm. Come primo passaggio si porta il macchinario a 100°C per poter posizionare il campione di bitume sul PP20 e farlo aderire ad esso. Successivamente si porta il GAP tra i piatti metallici a 2 mm e si attende fino che la temperatura dei piatti metallici scende a 25°C. A questo punto si attendono ulteriori 15 minuti, in modo tale che anche il materiale del campione abbia tempo di raggiungere la temperatura di 25°C.

3. **Creep Test:**

Si imposta il reometro in Control Stress. Si applicano 300 Pa per 600 secondi (10 min) e successivamente si libera la girante in modo tale che possa ruotare seguendo il recupero del materiale per 3600 secondi (60 min).

Il risultato finale del test è esposto nel seguente grafico:

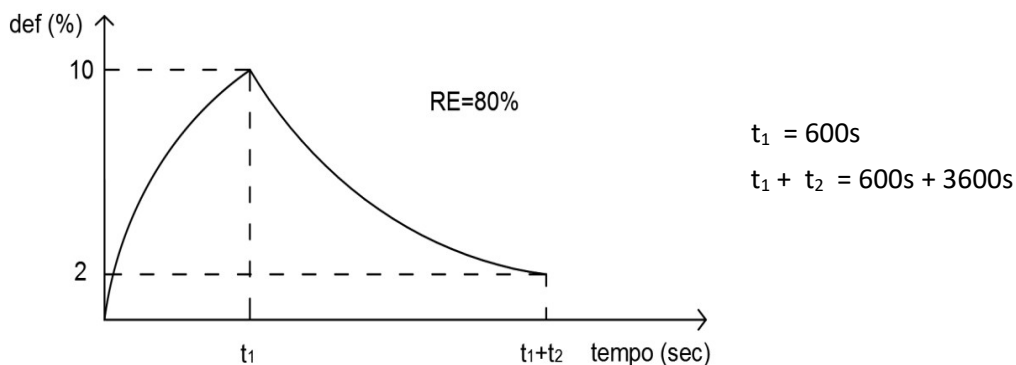


Figura 4.2 – Diagramma reometro, fase di carico e fase di recupero del materiale

Come si può vedere dall'immagine il valore di ritorno elastico del bitume in analisi si ottiene dalla sottrazione tra il valore massimo di deformazione percentuale dopo 600 secondi e il valore minimo alla fine dei successivi 3600 secondi di recupero moltiplicato per cento.

- **Master Curve:**

Le proprietà viscoelastiche sono fortemente dipendenti dalla temperatura. Diversi studi hanno dimostrato che i moduli  $G'$  e  $G''$  registrati a temperature diverse possono essere riuniti insieme in un'unica curva, detta curva maestra (master curve), per mezzo del principio di equivalenza tempo-temperatura, noto anche come principio di sovrapposizione tempo-temperatura (TTS).

Il principio implica che la stessa variazione di una grandezza meccanica, quale il modulo complesso  $G^*$ , ottenuta variando la temperatura a frequenza fissata può essere ottenuta variando, al contrario, la frequenza e tenendo fissa la temperatura. Immediata conseguenza è la possibile visualizzazione su una singola curva del comportamento viscoelastico del materiale in esame in un range di frequenze decisamente più vasto di quello accessibile all'apparato sperimentale a temperatura fissata.

- 1. Caratteri generali:**

La master curve indica la sensibilità della miscela bituminosa al variare della temperatura e della frequenza.

- 2. Inserimento del provino nel reometro:**

Come prima cosa si portano le piastre metalliche (PP20) ad un gap di 2 mm con il provino di bitume già inserito.

- 3. Test con reometro:**

La prima temperatura di prova è 5°C, quindi si portano le piastre a questa temperatura e poi si attendono 15 minuti in modo tale che anche il bitume sia termostato. In questo caso non siamo più in Control Stress ma andiamo a stilare una Time Curve in regime oscillatorio. Il carico viene calcolato in automatico dal reometro in modo tale da rimanere nel campo di viscoelasticità lineare, quindi nelle basse deformazioni, attorno al 5%. La prova dura circa 1 ora e deve essere effettuata a 5 differenti temperature: 5°C, 15°C, 25°C, 40°C, 60°C.

Tabella 4.1 – Dati di output master curve con reometro

T	f	G*	G'	G''	δ
[°C]	[Hz]	[Pa]	[Pa]	[Pa]	[°]
14,997	0,010	1,14E+05	6,12E+04	9,61E+04	57.495
15,010	0,015	1,48E+05	8,11E+04	1,24E+05	56.806
14,997	0,022	2,54E+05	1,65E+05	1,93E+05	49.337
15,020	0,032	3,07E+05	1,77E+05	2,51E+05	54.817
14,997	0,046	3,16E+05	1,74E+05	2,64E+05	56.616
15,020	0,068	3,94E+05	2,19E+05	3,28E+05	56.301
15,003	0,100	5,02E+05	2,81E+05	4,16E+05	55.886
14,983	0,147	6,34E+05	3,61E+05	5,22E+05	55.315
15,007	0,215	7,87E+05	4,55E+05	6,43E+05	54.721
14,980	0,316	9,76E+05	5,61E+05	7,98E+05	54.891
15,003	0,464	1,25E+06	6,92E+05	1,04E+06	56.339
15,003	0,681	1,56E+06	9,65E+05	1,22E+06	51.719
14,987	1,000	1,95E+06	1,25E+06	1,50E+06	50.227
15,017	1,470	2,42E+06	1,60E+06	1,82E+06	48.534
14,983	2,150	3,00E+06	2,08E+06	2,17E+06	46.199
15,007	3,160	3,65E+06	2,64E+06	2,51E+06	43.571
15,037	4,640	4,33E+06	3,28E+06	2,84E+06	40.886
15,010	6,810	5,11E+06	4,08E+06	3,08E+06	37.065
14,970	10,000	6,01E+06	5,01E+06	3,32E+06	33.544
14,990	14,700	7,06E+06	6,08E+06	3,58E+06	30.490

Per le ultime due prove il GAP tra i piatti metallici viene ridotto a 1 mm. La tabella precedente è un esempio di dati in output a 15°C.

Dove:

$$G^* = \sqrt{G'^2 + G''^2}$$

Equazione 4.1

I dati di G\* per ogni temperatura vengono inseriti in un foglio Excel che permette di stilare la Master Curve. L'angolo di fase (δ) indica se prevale la componente viscosa o quella elastica. Infatti, se angolo di fase è minore di 45° prevale la componente elastica, altrimenti prevale la viscosa.

## 4.2. Calce idrata

È possibile far risalire l'uso di calce idrata nei conglomerati bituminosi a partire dagli anni '70 negli Stati Uniti (1973 - anno della crisi petrolifera), quando i maggiori danni nelle pavimentazioni all'epoca erano provocati da umidità e congelamento.

Studi in campi prova in Nevada di conglomerati bituminosi, confezionati con aggregati del posto e trattati con calce idrata, indicano che vi è un miglioramento nella resistenza all'umidità per le miscele HMA. Sebaaly P., Hitti E., Weitzel D. [*Effectiveness of lime in Hot-Mix Asphalt Pavements*] notarono, inoltre, un aumento di resistenza ai cicli gelo-disgelo rispetto a miscele non trattate a calce e un aumento della vita utile della pavimentazione.

Nel 2005, Idaho DOT finanziò dei campi prova nella SH-67, in cui valutare l'influenza di calce idrata e agenti anti-stripping liquidi sulle proprietà di una miscela HMA in uso in Idaho. Le miscele vennero sottoposte a cicli multipli di gelo-disgelo [Impact of Lime and Liquid Antistrip Agents on Properties of Idaho Hot-Mix Asphalt Mixture, P. Sebaaly, D. Little, E. Hajj, A. Bhasin] rilevando che le miscele trattate con calce idrata avevano un migliore modulo resiliente e i moduli dinamici in compressione dimostrarono che in condizioni bagnate e asciutte, queste miscele avevano una migliore resistenza alla fessurazione in confronto con le miscele trattate con agente anti-stripping.

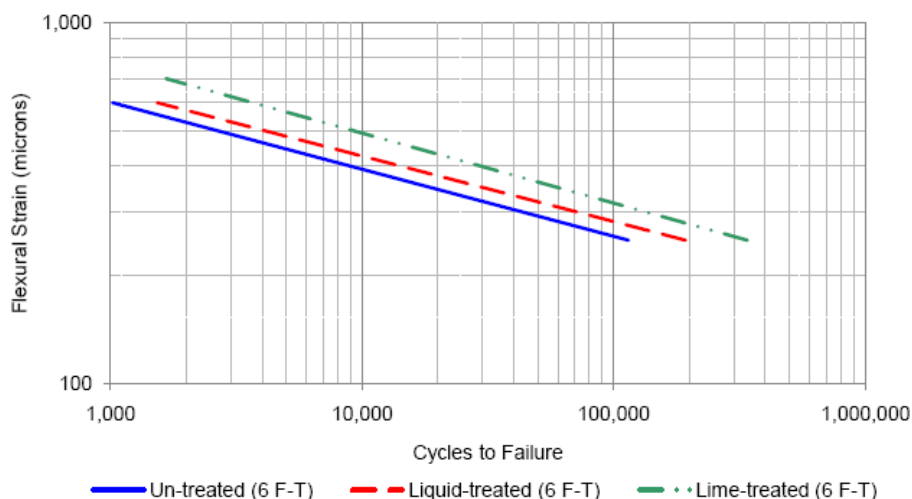


Figura 4.3 – Cicli di rottura per diversi tipi di miscela

In Europa [L'importanza della calce idrata additivata alla miscela bituminosa, Alberto D'Alto - Effect of Hydrated Lime on Rheology, Fracture, and Aging of Bitumen, D. Lesueur, D. Little] le prime esperienze nell'utilizzo della calce idrata risalgono a circa 25 anni fa, da cui si evince la minore esperienza rispetto agli Stati Uniti. Da allora è stato regolamentato nella normativa CE EN13043.

Un esempio [The mechanism of hydrated lime modification of asphalt mixtures: a state-of-the-art] è rappresentato dalla concessionaria stradale francese Sanef, che utilizza la calce idrata negli strati superficiali, avendo notato un incremento di vita utile della pavimentazione del 20-25%.

Il riferimento per la regolamentazione europea dell'uso della calce idrata nel campo dell'ingegneria civile è rappresentato dalla norma EN 459-1. Negli Stati Uniti le norme tecniche sono le seguenti: ASTM C 1097 e AASHTO M 303.

I principali benefici apportati dall'uso della calce idrata nei conglomerati bituminosi possono essere riassunti nei seguenti cinque punti:

- Riduce il fenomeno di "stripping";
- Agisce come un filler minerale;
- Migliora la resistenza a frattura a basse temperature;
- Altera i fenomeni di ossidazione del bitume, riducendo gli effetti di invecchiamento;
- In presenza di argilla reagisce con essa, migliorando di conseguenza la resistenza all'umidità del conglomerato.

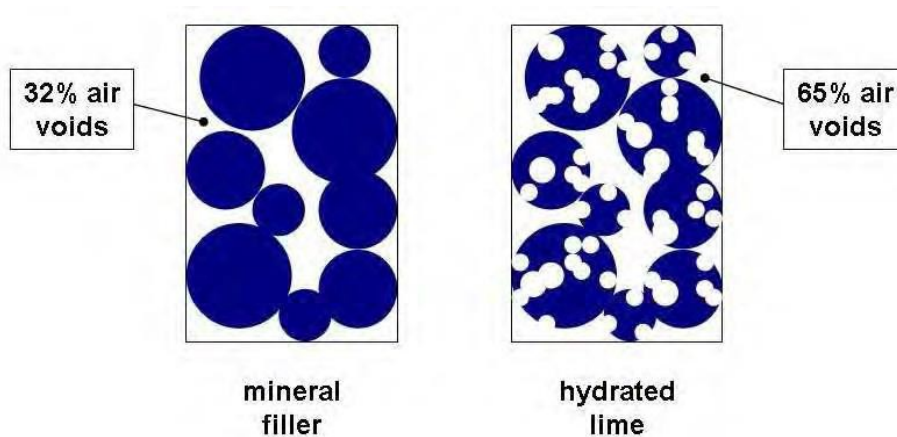


Figura 4.4 – Contenuto di vuoti, confronto fra filler minerale e calce idrata

Come è possibile notare dalla figura precedente, la calce idrata è caratterizzata da un elevato contenuto di vuoti determinato dalla somma della porosità tra le particelle e quella interna di ognuna di queste. Com'è stato misurato da Boyton (1980), la massa volumica è pari a 2200 kg/m<sup>3</sup>, mentre la massa volumica apparente (così come definita dalla UNI EN 1097-6), ossia quella compresa dei vuoti, attestata dalla EN459-2 o dalla ASTM C 110, risulta essere in un range tra i 300 e 800 kg/m<sup>3</sup>.

#### 4.2.1. I meccanismi di interazione calce idrata – aggregati – bitume

Vi sono numerosi studi che attestano l'uso nei conglomerati bituminosi. La calce idrata ha la caratteristica di essere una base forte con elevata porosità della sua struttura. È utilizzata in percentuali pari a circa il 2% in peso di conglomerato.

#### 4.2.2. Gli effetti calce idrata – aggregati

Lo studio principale che tratta la relazione della calce idrata all'interno delle miscele è stato condotto dal Western Research Institute (WRI). Nel bitume sono naturalmente presenti i due tipi di tensioattivi (anionici e cationici): entrambi hanno forte affinità con gli ioni calcio, mentre solo i tensioattivi cationici si legano con gli atomi di silicio. Questo effetto è stato osservato nel 1977 al Technion-Israel Institute of Technology: una volta che la calce idrata è aggiunta, gli ioni calcio possono accumularsi sulla superficie degli aggregati e successivamente legarsi con gli acidi provenienti dal bitume formando sali insolubili in acqua. Inoltre, il carbonato di calcio in presenza di acqua precipita, creando una maggiore rugosità superficiale.

Nel caso in cui vi sia una presenza di argilla sugli aggregati, la calce idrata permette la flocculazione delle particelle di argilla, evitando la costituzione di una barriera d'acqua tra gli aggregati e il bitume. Il fenomeno in questione è simile al processo chimico che si verifica durante la stabilizzazione a calce delle terre argillose.

#### 4.2.3. Gli effetti calce idrata – bitume

Grazie alla calce idrata, che neutralizza le molecole polari del bitume, si riduce l'ossidazione del bitume, rallentando l'invecchiamento del bitume stesso. Inoltre, eliminando le molecole polari affini all'acqua, si migliora l'adesione tra il bitume e gli aggregati, aumentando la resistenza allo sgranamento.

#### 4.2.4. Aumento di Resistenza

Come dimostrano Little e Petersen, autori dell'articolo Unique Effects of Hydrated Lime Filler on the Performance-Related Properties of Asphalt Cements: Physical and Chemical Interactions Revisited, nel grafico è possibile notare un incremento del 25% nella misura del modulo complesso nei mastici, variando la percentuale di calce idrata da 0% al 3%.

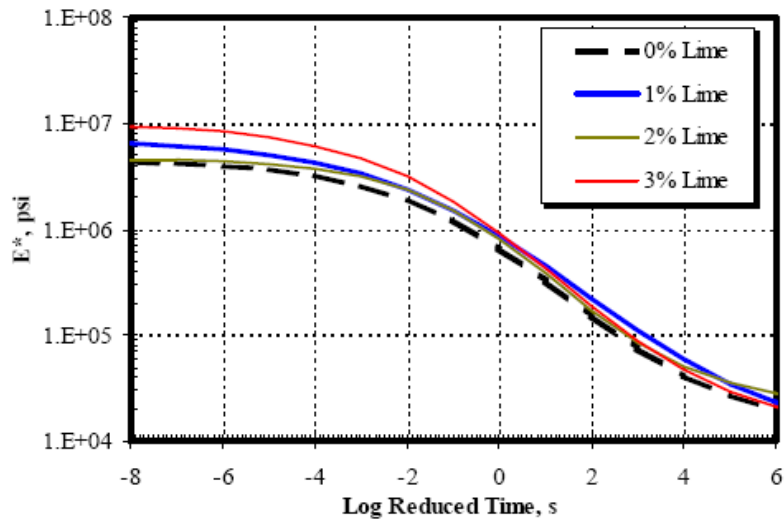


Figura 4.5 – Modulo complesso  $E^*$  al variare del contenuto di calce idrata

Da studi successivi, è possibile notare, testando il conglomerato bituminoso additivato con calce idrata, come si sia registrato un incremento di energia di frattura totale e di energia dissipata per effetti viscosi: ciò vuol dire che si ha un aumento di resistenza nel conglomerato sia per quanto riguarda i carichi ciclici, sia per i carichi statici.

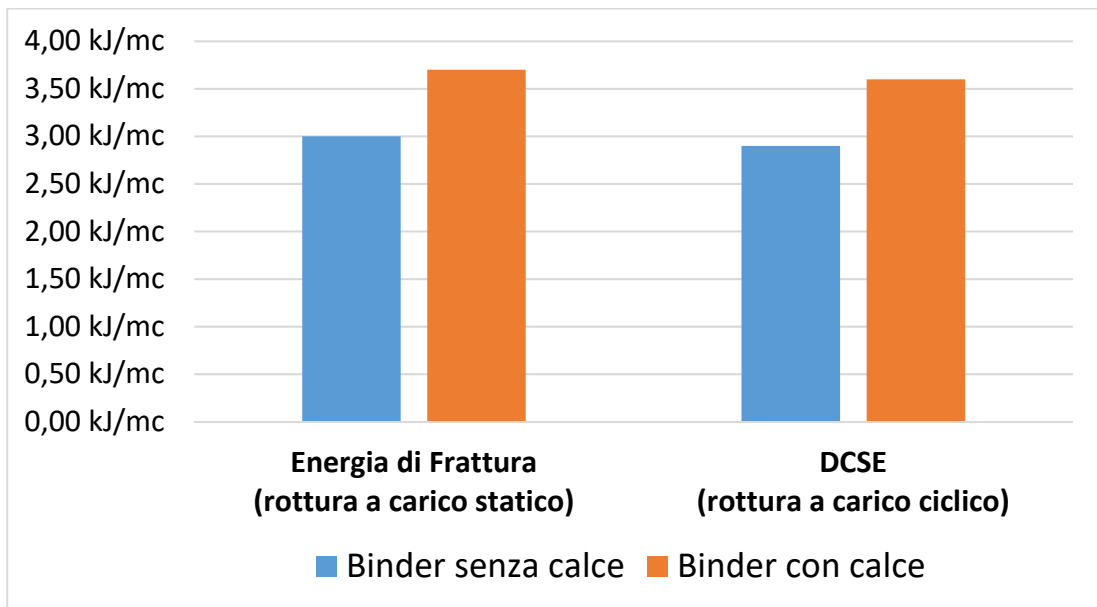


Grafico 4.1 – Energia di frattura totale ed energia dissipata per effetti viscosi del binder senza calce e additivato di calce

Tale aumento di resistenza si registra anche nei valori ER (Energy Ratio) e nella deformazione ultima.

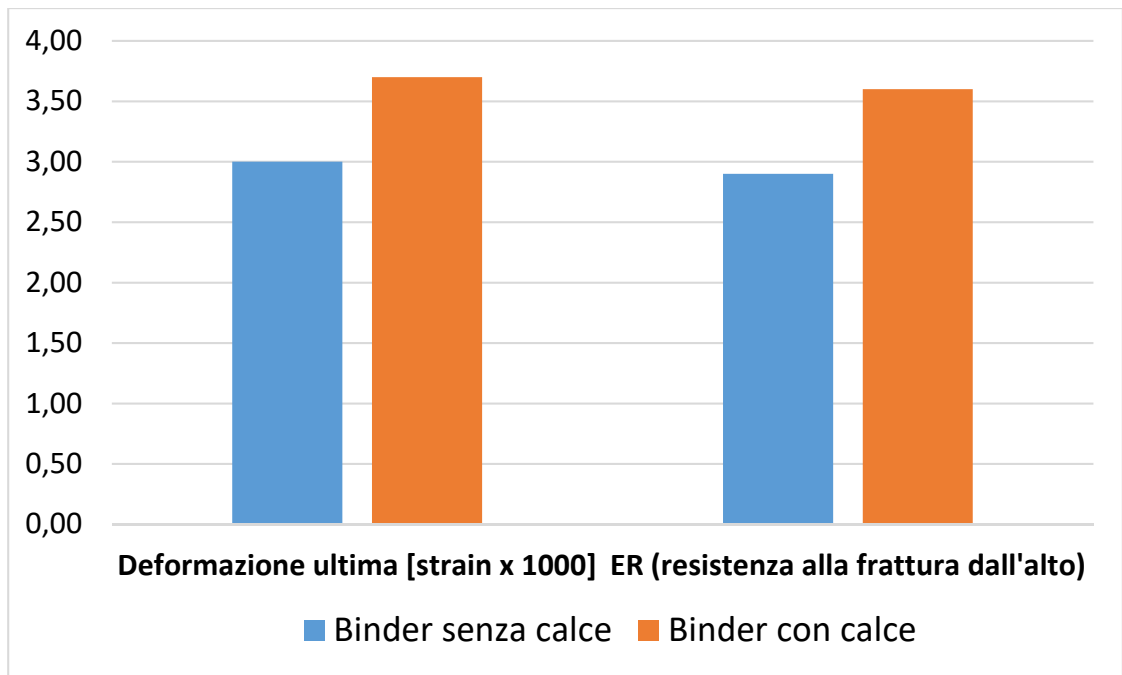


Grafico 4.2 – Deformazione ultima ed ER del binder senza calce e additivato di calce

### 4.3. Granella



Figura 4.6 – Centro di selezione materiali ferrosi

Il primo passaggio del procedimento di produzione prevede la selezione e la classificazione del rottame ferroso prima di essere portato nel forno ad arco elettrico. La fusione avviene grazie all'energia elettrica rilasciata dagli elettrodi e all'energia chimica, prodotta dall'insufflazione di ossigeno, carbone e metano.

L'acciaio liquido viene spillato in siviera, ad una temperatura di 1650°C. In questa fase sono aggiunte ferroleghie e gas inerti che portano all'omogeneità della lega ferrosa in produzione. Successivamente si trasporta il materiale in un impianto di colata continua, in cui avviene la separazione della scoria. In uscita dal forno elettrico si ottengono, pertanto, due materiali, il principale, cuore della produzione dell'acciaieria, è l'acciaio per uso strutturale ad alta

duttilità, il secondo, un sottoprodotto del primo, attraverso un preciso procedimento porterà all'ottenimento della "Granella".

#### 4.3.1. Processo di produzione della Granella®

Sopra il bagno di fusione dell'acciaio si formano, come risultato dell'ossidazione, delle impurità e dei composti generati dagli additivi inseriti nella carica del forno elettrico, questo materiale viene comunemente chiamato scoria.

Le scorie vengono successivamente dirette verso una filiera secondaria dove subiscono un raffreddamento controllato ed accelerato mediante spruzzi d'acqua.

Segue una fase di stagionatura volta alla loro stabilizzazione attraverso la carbonatazione e l'idratazione naturale delle frazioni di ossido di calcio e di magnesio non legate. In ultima fase, per diventare il prodotto Granella®, le scorie subiscono un doppio ciclo di frantumazione, mediante mulini primari e vagliatura. Per l'utilizzo nei conglomerati bituminosi vengono impiegate le frazioni 4-8 mm e 8-12 mm. Alla fine di questo processo anche l'ultima frazione metallica rimasta viene recuperata reintroducendola nel forno ad arco.

La composizione chimica può presentare differenze in funzione della tipologia dei rottami e alla quantità di ossigeno insufflato nel forno.



Figura 4.7 – Processo di raffreddamento della scoria

#### 4.3.2. Caratteristiche del materiale

È un materiale registrato nel Registro Europeo REACH (N° 01-2119485979-09-0071) con il nome: EAF-C (RFSC) EAF slag, steelmaking (carbon steel production). È un prodotto diverso da altri tipi di scoria sia per composizione che per comportamento nell'utilizzo come aggregati per conglomerati bituminosi. Infatti la Granella®, derivata solo dalla scoria EAF-C, presenta una elevata resistenza alla frantumazione ed alla levigatura, paragonabile o superiore ai materiali naturali come i basalti.

Ha una elevata stabilità al volume, non è sensibile ai fenomeni di rigonfiamento in presenza di acqua perché non contiene calce libera. È un materiale a comportamento basico pertanto presenta affinità con i bitumi.

La Granella® è conforme alle norme armonizzate: UNI EN12620, UNI EN13043, UNI EN13242 per applicazioni legate con bitume (asfalti) o cemento (calcestruzzi).

In accordo al Regolamento sui Prodotti per Costruzione (CPR 305/2011/EU), ogni spedizione è accompagnata dai documenti previsti: la marcatura CE e la dichiarazione di prestazione (DoP).

In tabella è riportato il confronto tra aggregati naturali e Granella®.

Tabella 4.2 – Raffronto parametri resistenza all'abrasione

<b>Materiale</b>	<b>CLA</b>	<b>LA</b>
Basalto	0,42 - 0,45	14 - 17
Porfido	0,45 - 0,48	16 - 20
Scorie da forno elettrico	> 0,50 - 0,55	13 - 16
<b>Requisiti degli inerti nelle diverse tipologie di conglomerati AAVV</b>		
Multifunzionale	> 0,45	< 18
Drenante monostrato	> 0,45	< 18
Semidrenante monostrato	> 0,45	< 18
Drenante doppiostrato DDL	> 0,45	< 18
Alta aderenza	> 0,50	< 18

CLA = Coefficiente di Levigabilità Accelerata;

LA = parametro della prova Los Angeles per la determinazione della resistenza alla frantumazione.

#### 4.3.3. L'utilizzo in Autovie Venete

Autovie Venete, nelle Norme Tecniche, non prescrive l'utilizzo di inerti provenienti dal recupero dei rottami ferrosi, bensì stabilisce delle prestazioni meccaniche nei termini sopra rappresentati in tabella.

Questo ha fatto sì che, le difficoltà di reperimento di inerti dalle caratteristiche meccaniche richieste hanno portato ad indirizzare le Imprese verso la l'impiego delle scorie perché più economiche e di più facile reperimento.

Ad oggi per gli strati d'usura vengono adoperate esclusivamente le scorie con ottimi risultati sia in termini strutturali che di aderenza permettendo di avere, anche a distanza di 20 anni, aderenze con valori sempre discreti (secondo la classificazione fornita dal C.N.R. Bollettino Ufficiale – (Norme tecniche) – Anno XXVI – N.147) ricompresi fra lo 0,35 e lo 0,45.

#### 4.4. Fresato R.A.P. (Reclaimed Asphalt Pavement)

Come descritto dalla norma UNI EN 13108 (Miscela bituminosa - Specifiche del materiale. Parte 8: conglomerato bituminoso di recupero) il conglomerato bituminoso fresato è un prodotto di elevate caratteristiche tecniche, totalmente riutilizzabile nell'ambito delle stesse costruzioni stradali da cui proviene.

E' una miscela d'inerti con una precisa curva granulometrica caratterizzata da una elevata presenza di fini prodotti dall'effetto del tamburo di demolizione della macchina.

Il legante presente nel fresato è bitume ossidato, quindi, almeno sullo strato superficiale, molto più "duro" che ha perso in parte la duttilità e l'elasticità che lo caratterizzavano alla posa in opera. La norma UNI-EN 13108-8 definisce il fresato come: "Conglomerato bituminoso recuperato mediante fresatura degli strati del rivestimento stradale che può essere utilizzato come materiale costituente per miscele bituminose prodotte in impianto a caldo".

La norma UNI EN specifica anche i requisiti per la classificazione, stabilisce i controlli da effettuare per accertare eventuali impurità del fresato con materie plastiche, legno, metallo o altri materiali non pertinenti, la frequenza di esecuzione delle prove nonché il contenuto di legante e la determinazione della distribuzione

granulometrica. Il fresato è quindi identificato in modo univoco e designato con classi e categorie di appartenenza.

Per riciclaggio a caldo si intendono tutte quelle tecniche che permettono il riutilizzo del conglomerato bituminoso in cui l'aggregato lapideo di primo impiego, aggiunto all'atto del confezionamento, sia preventivamente riscaldato e portato ad un'ideale temperatura, ossia oltre i 150°C.

Tutte le restanti tecniche sono da considerarsi come riciclaggio a freddo.

Nel riciclaggio a caldo si ottengono miscele R.A.P. composte da:

- Aggregati lapidei vergini;
- Fresato in proporzioni variabili;
- Bitume tradizionale o modificato;
- Eventuali ACF (Additivi Chimici Funzionali), per ringiovanire il bitume invecchiato.

Questa tipologia di miscela è confezionata in impianti fissi di produzione, la tecnica di lavorazione conferisce prestazioni più elevate al conglomerato riciclato, potendo renderlo idoneo, con opportuni accorgimenti, all'impiego in qualsiasi strato della sovrastruttura.

#### 4.4.1. Qualità del Fresato

E' importante specificare che il fresato è un materiale che, a seconda della pavimentazione da cui è stato ricavato, può avere caratteristiche molto diverse.

Il RILEM Technical Committee 237-SIB ha stilato un protocollo di caratterizzazione del conglomerato bituminoso fresato che prevede quattro tipologie di prove che devono essere effettuate sul materiale e che forniscono dati sufficienti per la sua completa caratterizzazione.

**Curva nera:** rappresenta l'analisi della dimensione delle particelle agglomerate che compongono il conglomerato bituminoso fresato. Viene effettuata l'analisi della dimensione delle particelle dopo averlo lavato con acqua sul setaccio #200 (ASTM). Il processo di asciugatura viene eseguito a 30°C. In ogni caso, per avere una completa informazione, l'analisi granulometrica verrà effettuata anche sul materiale riciclato prima di lavarlo.

**Curva bianca:** rappresenta l'analisi, dopo l'estrazione del bitume, degli aggregati che compongono il conglomerato bituminoso fresato. Il confronto tra la Curva Bianca e la Curva Nera fornirà una stima della quantità di particelle agglomerate nel conglomerato bituminoso fresato.

**Test di Frammentazione:** consiste nella valutazione della quantità di materiale passante al setaccio di dimensione 1.6 mm dopo una determinata serie di colpi sul materiale tramite prova Proctor modificata.

Il test di frammentazione viene eseguito a 3 temperature crescenti: 5°C, 20°C, 40°C. Il coefficiente di frammentazione finale si ottiene dal rapporto tra il peso del materiale prima dei colpi e il peso del materiale passanti al setaccio 1.6 mm dopo la serie di colpi tramite prova Proctor modificata.

**Test di Coesione:** tutte le dimensioni granulometriche, fino ad un massimo di 20 mm, vengono utilizzate per la preparazione di provini, compattati tramite 30 giri della pressa giratoria, a tre differenti temperature: 20°C, 70°C, 140°C. Successivamente i provini vengono testati con prova in configurazione di trazione indiretta. Questa prova permette di avere delle informazioni sullo stato del bitume di rivestimento del materiale fresato.

#### 4.4.2. Caratterizzazione del fresato

Sono state analizzate la curva bianca e la curva nera del fresato di Autovie Venete dopo averlo diviso nelle due tipologie: Fine e Grosso.

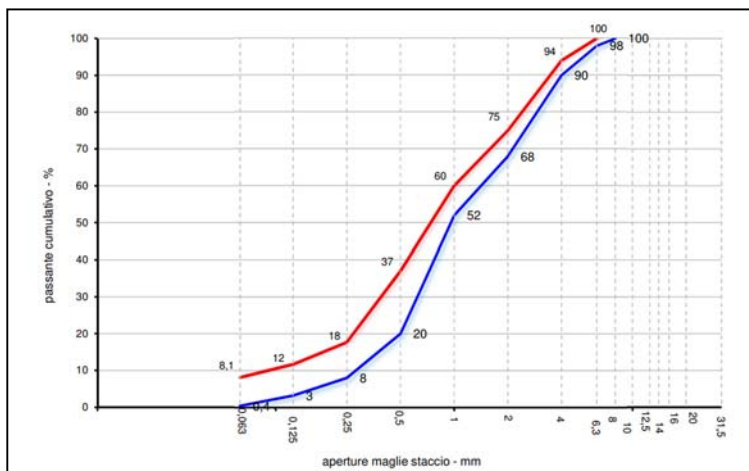


Figura 4.8 - Confronto Curva Bianca e Curva Nera fresato Autovie Venete Fine

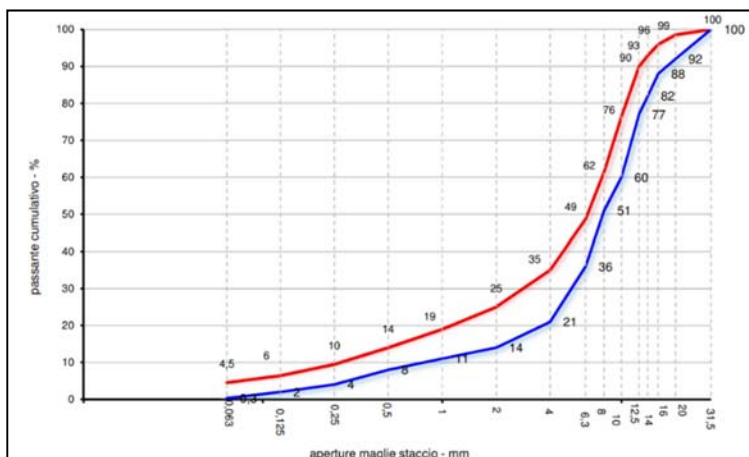


Figura 4.9 - Confronto Curva Bianca e Curva Nera fresato Autovie Venete Grosso

Questo tipo di controllo qualità prevede l'estrazione del bitume dal fresato, di conseguenza per svolgere l'analisi si necessita di un apparato di estrazione e le tempistiche di lavorazione sono di lunga durata e di difficile svolgimento in un laboratorio mobile.

Il comitato scientifico del RILEM, che si occupa della caratterizzazione del fresato di conglomerato bituminoso, ha proposto due test di caratterizzazione del materiale che non prevedano l'estrazione del bitume e che siano quindi effettuabili in tempi brevi da un laboratorio mobile in sito per la caratterizzazione del materiale e la valutazione della corrispondenza a quello utilizzato per il mix design.

- **Test di Coesione:** per la valutazione della quantità di bitume ancora attivo nel fresato
- **Test di frammentazione:** per la valutazione della stabilità della curva granulometrica del fresato

Per entrambi sono state svolte delle ricerche per valutare la sensibilità dei test alla condizione del materiale. Entrambe hanno dato risultati soddisfacenti e hanno messo chiaramente in luce come la combinazione dei due test sia in grado di dare una caratterizzazione completa del materiale e quindi possa essere applicata sul campo per il controllo della corrispondenza del materiale alle specifiche di progetto.

Queste due ricerche sono state pubblicate e presentate in conferenze internazionali:

- **Application and Validation of the Cohesion Test to Characterize Reclaimed Asphalt Pavement**

Data pubblicazione 2 Marzo 2019 Road Materials and Pavement Design TRMP

**Authors:** Francesco Preti, Beatriz Chagas Silva Gouveia, Amir Rahmanbeiki, Elena Romeo, Alan Carter, Gabriele Tebaldi.

DOI:

10.1080/14680629.2019.1590225

Presented in Granada, Spain - 8th EATA Conference 2019

- **Evaluation of Reliability of RILEM Fragmentation Test**

Data pubblicazione Agosto 2019 Proceedings of the 5th International Symposium on Asphalt Pavements & Environment (APE)

**Authors:** Francesco Preti, Stefano Noto, Beatriz Chagas Silva Gouveia, Gabriele Tebaldi

DOI: 10.1007/978-3-030-29779-4\_25

Presented in Padova, Italy - ISAP Conference 2019

#### 4.4.3. Test di Coesione

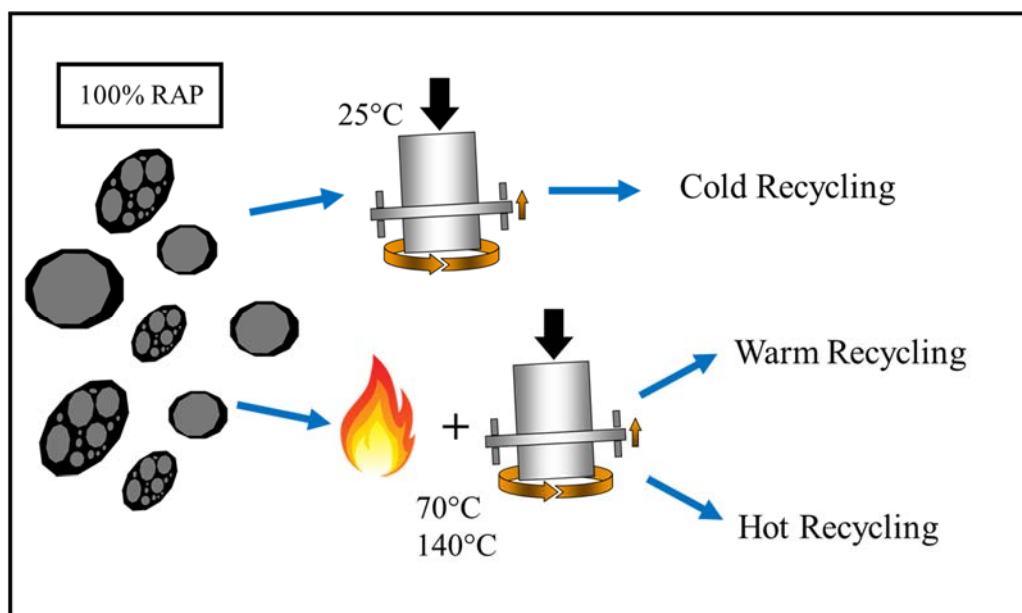


Figura 4.10 - Procedura per lo svolgimento del test di coesione sul fresato

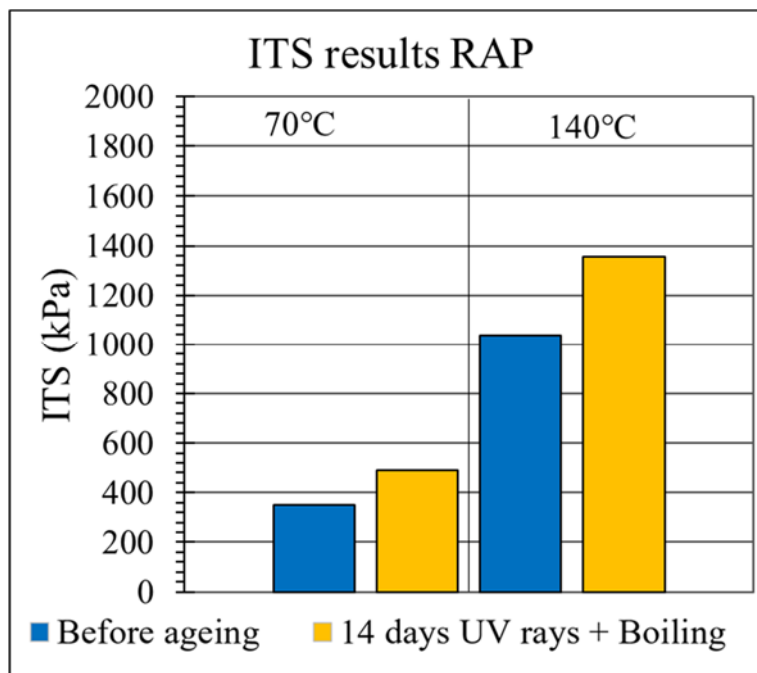
Il materiale fresato viene compattato sia a temperatura ambiente sia dopo essere stato riscaldato a 70°C e 140°C, questo permette di avere informazioni sul comportamento del materiale nel caso di utilizzo per processi di riciclaggio sia a caldo che a freddo.

I campioni ottenuti vengono poi testati in configurazione di trazione indiretta in controllo di spostamento e durante il test vengono registrate le curve Carico-Spostamento.

Nello studio che abbiamo svolto, relativamente a questo test, è stato modificato artificialmente il materiale fresato in modo tale da valutare se il test fosse effettivamente sensibile alle variazioni causate su di esso. Il test di coesione alle varie temperature è stato applicato prima al fresato nella condizione in cui si trovava alla consegna, successivamente il materiale è stato invecchiato per 14 giorni alternando bollitura in acqua ed esposizione ai raggi UV. Questa metodologia è stata scelta per estremizzare ed accelerare il processo di invecchiamento del materiale, la bollitura, in particolar modo, per accelerare l'ossidazione del bitume.

Il confronto fra i test di coesione alle diverse temperature sul materiale invecchiato e non ha evidenziato il cambiamento del comportamento del materiale permettendo di considerare il procedimento valido per la caratterizzazione del fresato.

Figura 4.11 - Paragone tra i massimi stress a rottura



Dal precedente grafico si potrebbe evincere che l'invecchiamento ha migliorato il materiale, questo in realtà non è propriamente vero, e ciò si può chiaramente notare dall'analisi delle curve Stress-Strain registrate durante i test.

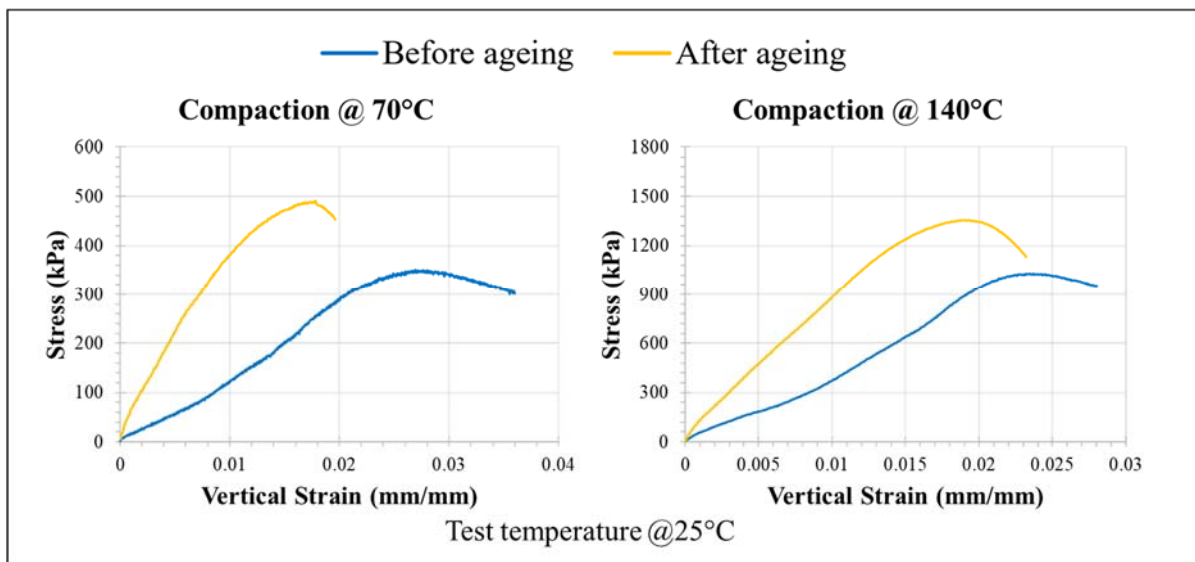


Figura 4.12 - Paragone tra curve Stress-Strain

L'analisi delle curve è un'ulteriore conferma di come una mera analisi dei conglomerati alla rottura sia fuorviante e non permetta di cogliere la fragilità dello stesso e di conseguenza quanto sia importante approfondire l'analisi dell'impiego del fresato nei conglomerati bituminosi. Tale constatazione è alla base del motivo per cui l'aggiunta del fresato, in diverse percentuali nei conglomerati di capitolato di Autovie, sia stata volutamente studiata mediante HMA Fracture Mechanics.

#### 4.4.4. Test di Frammentazione

Lo stesso tipo di procedura è stata applicata al test di frammentazione, la ricerca si è basata sulla modifica artificiale dei provini per capire se la prova fosse in grado di tenere conto delle modifiche apportate e del nuovo stato del materiale.

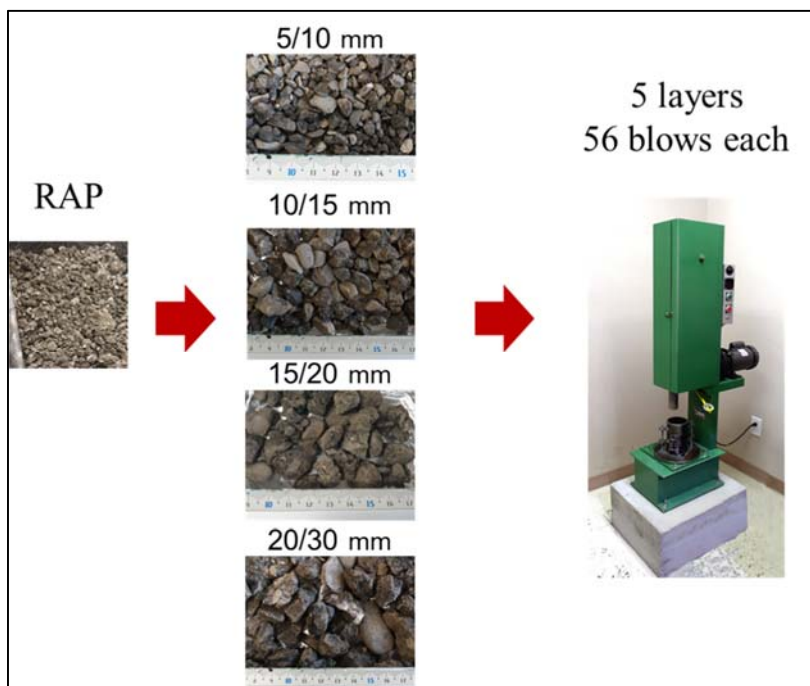


Figura 4.13 - Procedura per lo svolgimento del test di frammentazione sul fresato

In prima battuta il fresato viene setacciato e diviso nelle quattro frazioni, vedasi figura. Successivamente il materiale viene percusso con il compattatore Proctor applicando 56 colpi per ogni strato per un totale di 5 strati. Questa procedura è stata svolta a 5°C, a 20°C e a 40°C.

Dopo tale procedura viene determinato l'indice PCS (%), ossia il rapporto percentuale tra il peso del materiale passante al setaccio di controllo (1,6 mm) post compattazione e il peso totale del materiale pre compattazione.

Tramite questo fattore, in particolare prendendo in analisi il PCS (%) della classe 5/10 mm a 5°C, è possibile andare a collocare il materiale in una delle categorie proposte dal RILEM:

Tabella 4.3 - RAP categories and limits proposed by RILEM (Tebaldi et al. 2018)

Category	B	C	D	E
Limits on %PCS				
class 5/10 mm @5°C	≤ 7	≤ 9	≤ 11	≤ 14

Quindi, minore è il passante al setaccio di controllo migliore è la stabilità del materiale sotto compattazione. A maggior approfondimento, la medesima prova è stata svolta con del fresato proveniente dalla demolizione di conglomerati confezionati con le scorie al fine di testare la prova anche rispetto a materiali con Los Angeles bassa e vedere se nel processo di percussione parte del fino provenisse dalla frantumazione dell'inerte piuttosto che dalle particelle agglomerate.

Quindi il fresato è stato setacciato per ogni classe e sono stati creati i seguenti campioni:

- 100% RAP;
- 50% RAP + 50% Steel Slag;
- 100% Steel Slag.

A questo punto sono stati svolti i vari test alle varie temperature seguendo la stessa procedura utilizzata in precedenza.

- Class: 5/10 mm

■	100% RAP	D
■	50% RAP + 50% steel slag	C
■	100% steel slag	B

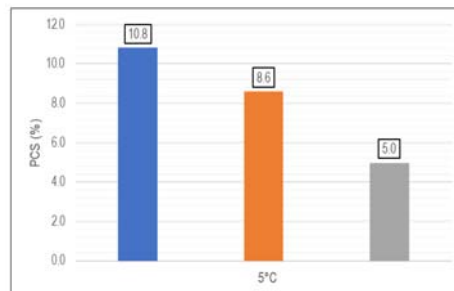


Grafico 4.3 – Indice PSC per tre campioni setacciati a temperatura costante

**Primo risultato:** il rilievo di tre categorie differenti per i tre campioni indica che il test è in grado di distinguere i diversi tipi di materiale.

**Secondo risultato:** i risultati globali alle diverse temperature confermano come il test sia stato in grado sia di cogliere la differenza nella composizione dei materiali che di evidenziarne la sensibilità alle variazioni di temperatura di compattazione.

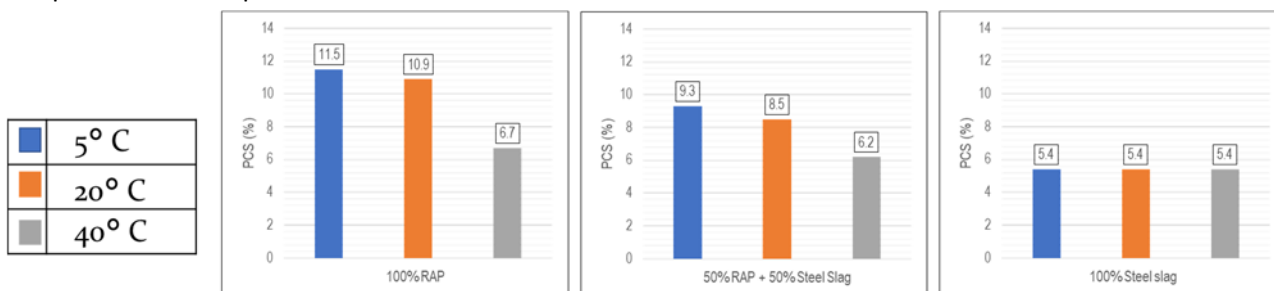


Grafico 4.4 - Indice PSC per tre campioni setacciati a diverse temperatura

## Capitolo 5 – LA CARATTERIZZAZIONE DEI CONGLOMERATI

Di seguito vengono riportati i risultati sperimentali delle prove svolte sulle diverse tipologie di conglomerato. I campioni sono stati confezionati con il materiale prelevato alla stesa da cantieri autostradali Autovie Venete e successivamente confezionati nel laboratorio dell'Università di Parma.

### 5.1. BINDER

Metodologia di compattazione dei provini di conglomerato, come da Norme Tecniche Autovie Venete:

- velocità di rotazione 30 giri/min;
- pressione verticale 600 kPa;
- angolo di rotazione 1,25°;
- numero di cicli 120 giri;
- temperatura di compattazione: 170°C.

Dallo stesso materiale prelevato alla stesa sono stati ricavati 3 campioni da giratoria e per ognuno di questi 6 campioni per le prove a trazione indiretta SuperPave ITT.

Dei sei campioni ottenuti ne sono stati testati 5; i valori riportati di seguito sono al netto dei due estremi e dei rimanenti è stata fatta la media.

La tabella di seguito riporta i valori caratteristici dell'HMA Fracture Mechanics per due tipologie di conglomerato tipo binder, il primo senza l'utilizzo di R.A.P., il secondo confezionato con il 20% di fresato.

Tabella 5.1 - Confronto dei valori caratteristici della FM

		$M_r$ [GPa]	$D_{(t=1000sec)}$ [1/GPa]	$m$ -value	$S_t$ [Mpa]	$\epsilon_f$	DCSE <sub>f</sub> [KJ/mc]	DCSE <sub>min</sub> [KJ/mc]	FE [KJ/mc]	ER
BINDER CON 0% R.A.P.	FILLER MINERALE	13,6	1,17	0,35	1,83	2,02 $\mu$	1,77	0,59	1,90	4,41
BINDER CON 20% R.A.P.	FILLER MINERALE	14,8	0,90	0,39	2,48	0,94 $\mu$	1,25	0,55	1,46	2,27

#### 5.1.1. Analisi dei risultati

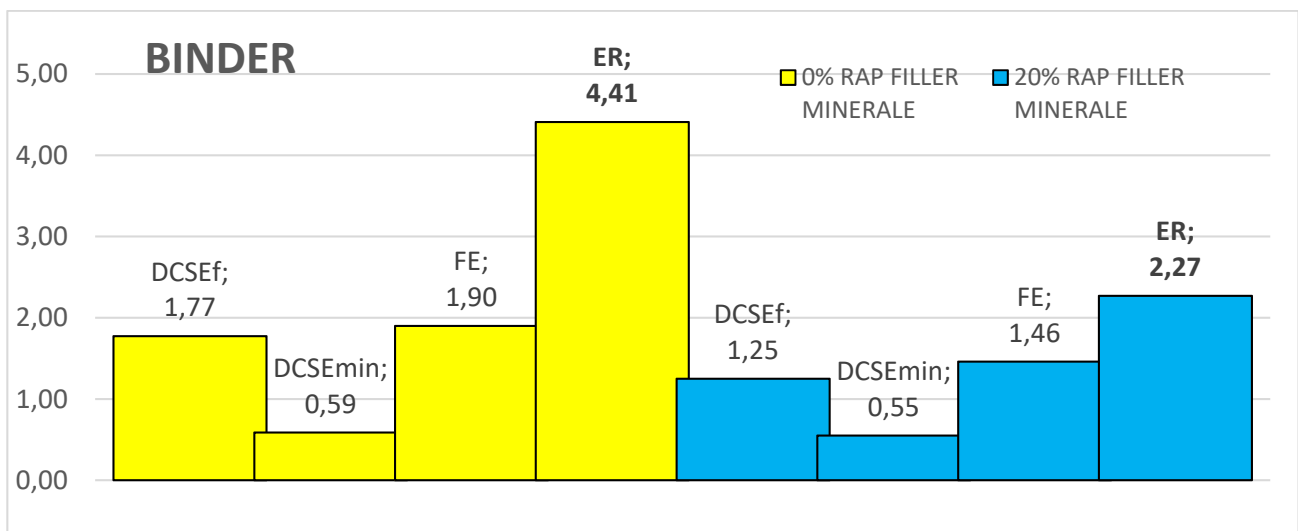


Grafico 5.1 – Confronto valori caratteristici diverse miscele binder

## OSSERVAZIONI:

La miscela confezionata con una quota parte di R.A.P., come prevedibile presenta valori caratteristici minori rispetto alla miscela senza fresato.

Questo risultato porta alle seguenti considerazioni:

- I parametri dell'HMA Fracture Mechanics riescono a rilevare il cambio delle caratteristiche meccaniche introdotto dal R.A.P.;
- Tutti i parametri concordano con il rilevare che la presenza di inerte fresato riduce la vita utile del conglomerato;
- La componente elastica del conglomerato, ossia l'Elastic Energy, ricavata come differenza fra la FE e la  $DCSE_f$  è appena superiore nel conglomerato contenente il R.A.P., 0,21 KJ/mc (1,46-1,25) contro gli 0,13 KJ/mc (1,90 – 1,77) del conglomerato tale e quale. La differenza è molto contenuta ma comunque può essere indicativa dell'irrigidimento introdotto dal bitume ossidato apportato dal R.A.P.;
- La differenza fra le  $DCSE_f$  è, invece, più marcata, 1,77 KJ/mc del primo contro 1,25 KJ/mc del secondo, ossia il binder confezionato con una quota parte di fresato ha una riduzione della capacità di dissipazione dell'energia viscosa inferiore di circa il 30%. Questo, per quanto rappresentato nei capitoli precedenti, vedi grafico sottostante 1° e 4° caso, riduce notevolmente la vita utile del conglomerato perché si abbassa la soglia energetica legata alla recuperabilità delle fessure da carichi ripetuti, ossia all'effetto healing;

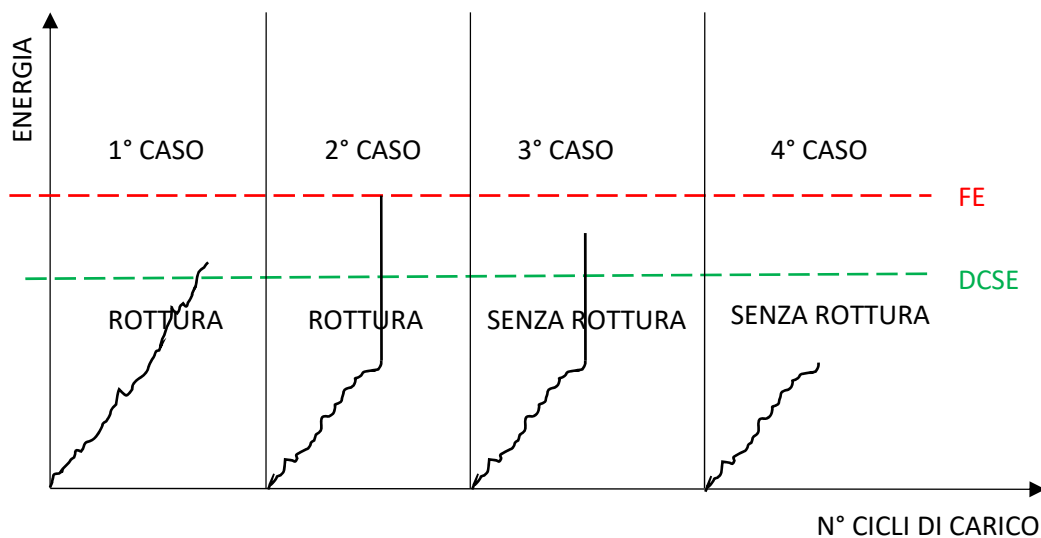


Figura 5.1 - Limiti di soglie energetiche per lo studio delle fessure

- Anche in termini di FE le considerazioni sono analoghe, il valore superiore del conglomerato privo di fresato, 1,90 KJ/mc contro gli 1,46 KJ/mc, è sinonimo di maggiore resistenza ai carichi puntuali che, qualora superino la soglia della FE, generano una frattura irreversibile nel conglomerato (vedi 2° e 3° caso del grafico sovrastante);
- Si vuole, infine, fare un'ultima considerazione in merito all'ER ed al  $DCSE_{min}$ . Come illustrato nei capitoli precedenti i parametri di verifica della pavimentazione utilizzati dal DoT della Florida erano i seguenti,  $ER > 1,0$  e  $DCSE_{min} > 0,75$  KJ/mc. Considerato che sia il valore soglia che la formula utilizzata per il calcolo del  $DCSE_{min}$  sono di derivazione empirica, originata dalle condizioni ambientali della pavimentazioni dello stato americano, se ne deduce che andrebbero ricontestualizzate all'ambito della rete di competenza Autovie. Non si riesce, infatti, a dare un significato meccanico ai valori rilevati, ossia un ER molto superiore ad uno ed una  $DCSE_{min}$  inferiore a 0,75 KJ/mc.

## 5.2. MULTIFUNZIONALE

Metodologia di compattazione dei provini di conglomerato, come da Norme Tecniche Autovie Venete:

- velocità di rotazione 30 giri/min;
- pressione verticale 600 kPa;
- angolo di rotazione 1,25°;
- numero di cicli 120 giri;
- temperatura di compattazione: 170°C.

Dallo stesso confezionamento prelevato alla stesa sono stati ricavati 3 campioni da giratoria e per ognuno di questi 6 campioni per le prove a trazione indiretta SuperPave ITT.

Dei sei campioni ottenuti ne sono stati testati 5; i valori riportati di seguito sono al netto dei due estremi, dei rimanenti è stata fatta la media.

La tabella di seguito riporta i valori caratteristici dell'HMA Fracture Mechanics per due tipologie di conglomerato tipo multifunzionale, il primo senza l'utilizzo di R.A.P., il secondo confezionato con il 25% di fresato.

Tabella 5.2 - Confronto dei valori caratteristici della FM

		$M_r$ [GPa]	$D_{(t=1000sec)}$ [1/GPa]	$m$ -value	$S_t$ [Mpa]	$\epsilon_f$	$DCSE_f$ [KJ/mc]	$DCSE_{min}$ [KJ/mc]	FE [KJ/mc]	ER
MULTIF. CON 0% R.A.P.	CALCE NORMALE	13,0	1,04	0,28	1,89	1,12 $\mu$	1,48	0,44	1,62	3,51
MULTIF. CON 25% R.A.P.	CALCE SPECIALE	18,9	0,27	0,32	3,57	1,04 $\mu$	2,20	0,15	2,53	14,67
	CALCE NORMALE	20,9	0,38	0,39	2,68	0,78 $\mu$	1,20	0,22	1,37	5,45

### 5.2.1. Analisi dei risultati

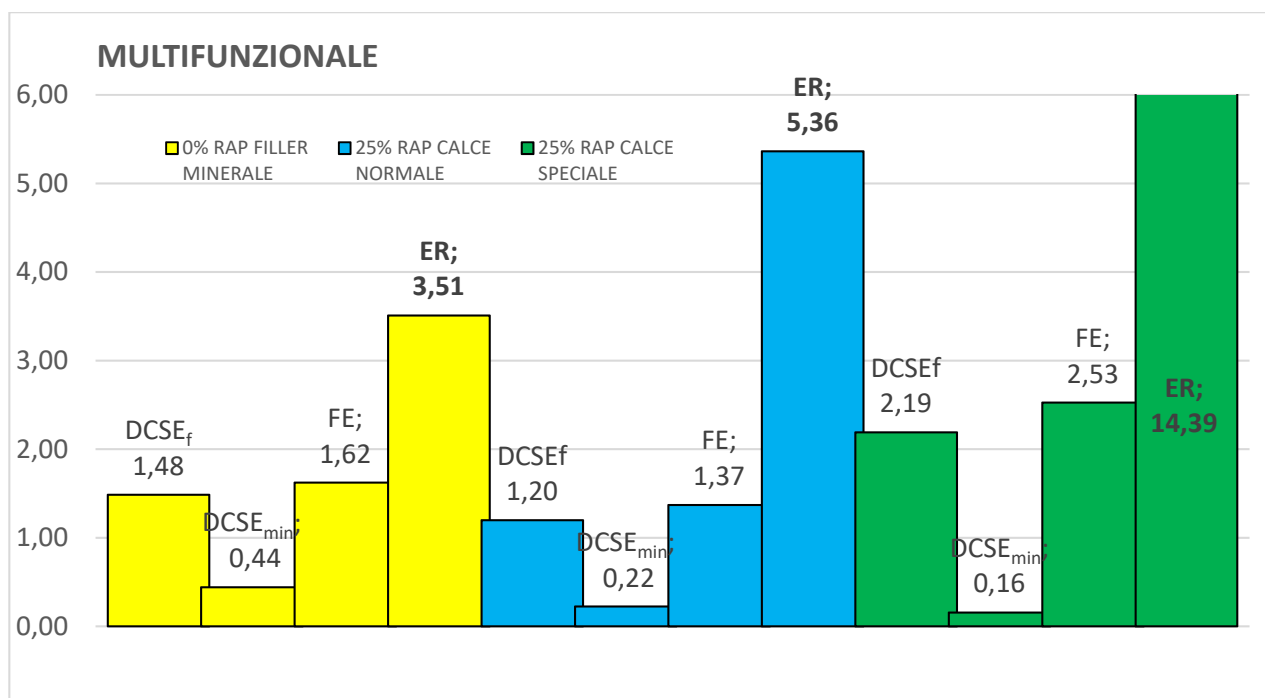


Grafico 5.2 - Confronto valori caratteristici diverse miscele multifunzionale

**OSSERVAZIONI:** le miscele confezionate con il 25% di R.A.P., contrariamente a quanto appena illustrato per il binder, migliorano le caratteristiche meccaniche rilevate dall'HMA Fracture Mechanics.

Questo risultato porta alle seguenti considerazioni:

- L'aggiunta della calce normale riesce a mitigare il decadimento delle prestazioni che ci si sarebbe atteso con l'introduzione del fresato;
- L'aggiunta della calce speciale, invece, riesce a migliorare le prestazioni del conglomerato nonostante l'introduzione del fresato;
- Il confronto fra il multifunzionale con calce normale e con calce speciale indica che la seconda introduce prestazioni notevolmente superiori su tutti i parametri ad eccezione della  $DCSE_{min}$ ;
- La componente elastica del conglomerato, ossia l'Elastic Energy, ricavata come differenza fra la FE e la  $DCSE_f$  è doppia nel conglomerato contenente il R.A.P. e la calce speciale, 0,34 KJ/mc (2,53-2,19) rispetto agli 0,17 KJ/mc (1,37 – 1,20) del conglomerato con R.A.P. e calce normale e agli 0,14 (1,62 – 1,48) del multifunzionale tale e quale. Il quanto della differenza è in valore assoluto contenuto ma è comunque indicativo dell'irrigidimento introdotto dal bitume ossidato, apportato dal R.A.P. e dalla calce;
- La differenza fra le  $DCSE_f$  è, invece, più marcata, 2,19 KJ/mc del multifunzionale con RAP e calce speciale contro 1,20 KJ/mc del conglomerato con calce normale e RAP e contro 1,48 KJ/mc del tale e quale. Se ne conclude che la calce speciale, nonostante l'azione negativa introdotta dal R.A.P., migliora la vita utile del conglomerato, ossia la capacità di dissipazione dell'energia viscosa, rispetto al multifunzionale tale e quale, aumenta di circa il 50%. Questo, per quanto rappresentato nei capitoli precedenti, vedi grafico sottostante 1° e 4° caso, aumenta notevolmente la vita utile del conglomerato perché si alza la soglia energetica legata alla recuperabilità delle fessure da carichi ripetuti, ossia all'effetto healing;

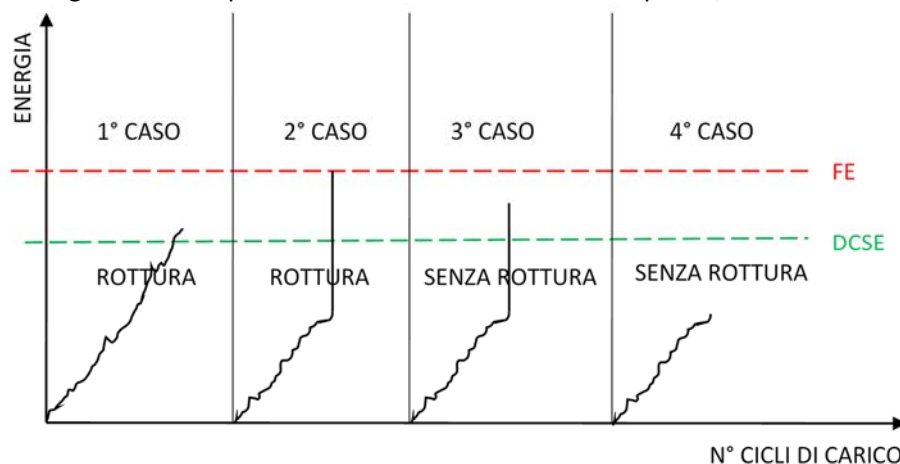


Figura 5.2 - Limiti di soglie energetiche per lo studio delle fessure

- Anche in termini di FE le considerazioni sono analoghe, il valore superiore del conglomerato con la calce speciale ed il R.A.P., 2,53 KJ/mc contro gli 1,37 KJ/mc del conglomerato con calce normale e R.A.P. e contro l'1,62 KJ/mc del tale e quale, è sinonimo di maggiore resistenza ai carichi puntuali che, qualora superino la soglia della FE, generano una frattura irreversibile nel conglomerato (vedi 2° e 3° caso del grafico sovrastante);
- Si vuole, infine, fare un'ultima considerazione in merito all'ER ed al  $DCSE_{min}$ . Come illustrato nei capitoli precedenti i parametri di verifica della pavimentazione utilizzati dal DoT della Florida erano i seguenti,  $ER > 1,0$  e  $DCSE_{min} > 0,75$  KJ/mc. Considerato che sia il valore soglia che la formula utilizzata per il calcolo del  $DCSE_{min}$  sono di derivazione empirica, originata dalle condizioni ambientali della pavimentazioni dello stato americano, se ne deduce che andrebbero ricontestualizzate all'ambito della rete di competenza Autovie. Non si riesce, infatti, a dare un significato fisico ai valori rilevati, in particolare nella tipologia con la calce speciale ER è molto superiore ad uno, 14,39 e la  $DCSE_{min}$  è molto inferiore a 0,75 KJ/mc, 0,16 KJ/mc. Il valore molto basso della  $DCSE_{min}$  calcolata porta a pensare che la formula empirica utilizzata in Florida per calcolarla andrebbe rivista.

### 5.3. DDL CONFEZIONATO CON GRANELLA

Metodologia di compattazione dei provini di conglomerato, come da Norme Tecniche Autovie Venete:

- velocità di rotazione 30 giri/min;
- pressione verticale 600 kPa;
- angolo di rotazione 1,25°;
- numero di cicli 100 giri;
- temperatura di compattazione: 170°C.

Dallo stesso confezionamento prelevato alla stesa sono stati ricavati 3 campioni da giratoria e per ognuno di questi 6 campioni per le prove a trazione indiretta SuperPave ITT.

Dei sei campioni ottenuti ne sono stati testati 5; i valori riportati di seguito sono al netto dei due estremi, dei rimanenti è stata fatta la media.

La tabella di seguito riporta i valori caratteristici dell'HMA Fracture Mechanics per tre tipologie di conglomerato tipo Double Draining Layer (DDL) confezionato con la Granella, con filler minerale, con filler minerale additivato di calce normale e con filler minerale additivato con calce speciale.

Tabella 5.3 - Confronto dei valori caratteristici della FM

CONG.	INERTE	FILLER	$M_r$ [GPa]	$D_{(t=1000sec)}$ [1/GPa]	$m$ - value	$S_t$ [Mpa]	$\epsilon_f$	$DCSE_f$ [KJ/mc]	$DCSE_{min}$ [KJ/mc]	FE [KJ/mc]	ER
DDL	GRANELLA	FILLER MINERALE	10,1	0,75	0,39	1,14	0,66 $\mu$	0,44	0,33	0,50	1,35
DDL	GRANELLA	CALCE NORMALE	16,5	0,66	0,46	1,57	0,63 $\mu$	0,58	0,29	0,65	2,04
DDL	GRANELLA	CALCE SPECIALE	14,3	0,95	0,43	1,32	0,91 $\mu$	0,79	0,48	0,85	1,70

#### 5.3.1. Analisi dei risultati

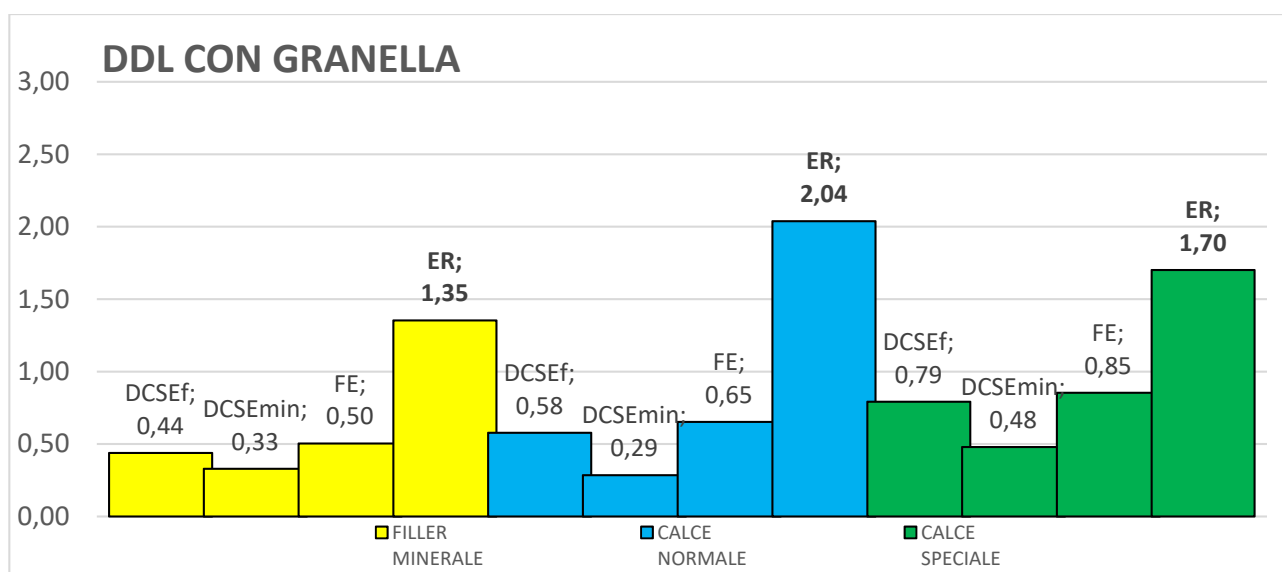


Grafico 5.3 - Confronto valori caratteristici diverse miscele DDL con granella

**OSSERVAZIONI:** nelle miscele, confezionate con quota parte di calce nel filler, i parametri dell'HMA Fracture Mechanics migliorano.

Questo risultato porta alle seguenti considerazioni:

- Tutti i parametri, nella miscela con la calce speciale migliorano ad eccezione dell'ER;
- Sia la  $DCSE_f$  che la FE hanno un incremento costante, dalla miscela tale e quale a quella con calce speciale, di circa il 30%;
- L'unico parametro che non denota l'incremento delle prestazioni a seguito dell'utilizzo della calce nella miscela è la  $DCSE_{min}$ ;
- La componente elastica del conglomerato, ossia l'Elastic Energy, ricavata come differenza fra la FE e la  $DCSE_f$  è circa costante nelle tre tipologie di miscele;
- Per quanto già osservato, la calce speciale migliora la vita utile del conglomerato, in termini d'incremento della  $DCSE_f$ , con un aumento della capacità di dissipazione dell'energia viscosa di circa il 60%. Questo, per quanto rappresentato nei capitoli precedenti, vedi grafico sottostante 1° e 4° caso, alza la soglia energetica della  $DCSE_f$  legata alla recuperabilità delle fessure da carichi ripetuti, ossia all'effetto healing;

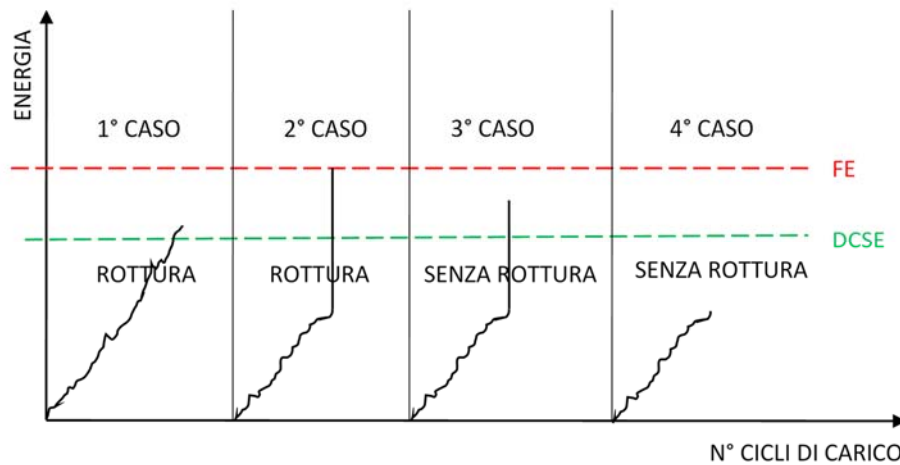


Figura 5.3 - Limiti di soglie energetiche per lo studio delle fessure

- Anche in termini di FE le considerazioni sono analoghe, il valore superiore del conglomerato con la calce speciale è sinonimo di maggiore resistenza ai carichi puntuali legati al valore soglia della FE (vedi 2° e 3° caso del grafico sovrastante);
- Come già notato nelle osservazioni relative alle precedenti tipologie di conglomerato, la  $DCSE_{min}$  calcolata con la formula ricavata dai prelievi della pavimentazione effettuati dal DoT della Florida non fornisce valori coerenti con gli andamenti degli altri parametri. Questa è una ulteriore conferma della necessità di rivalutarla nel contesto della rete Autovie Venete.

## 5.4. DDL CONFEZIONATO CON BASALTO

Metodologia di compattazione dei provini di conglomerato, come da Norme Tecniche Autovie Venete:

- velocità di rotazione 30 giri/min;
- pressione verticale 600 kPa;
- angolo di rotazione 1,25°;
- numero di cicli 100 giri;
- temperatura di compattazione: 170°C.

Dallo stesso confezionamento prelevato alla stesa sono stati ricavati 3 campioni da giratoria e per ognuno di questi 6 campioni per le prove a trazione indiretta SuperPave ITT.

Dei sei campioni ottenuti ne sono stati testati 5; i valori riportati di seguito sono al netto dei due estremi, dei rimanenti è stata fatta la media.

La tabella di seguito riporta i valori caratteristici dell'HMA Fracture Mechanics per tre tipologie di conglomerato tipo Double Draining Layer (DDL) confezionato con basalto, con filler minerale, con filler minerale additivato di calce normale e con filler minerale additivato con calce speciale.

Tabella 5.4 - Confronto dei valori caratteristici della FM

CONG.	INERTE	FILLER	$M_r$ [GPa]	$D_{(t=1000sec)}$ [1/GPa]	$m$ - value	$S_t$ [Mpa]	$\epsilon_f$	DCSE <sub>f</sub> [KJ/mc]	DCSE <sub>min</sub> [KJ/mc]	FE [KJ/mc]	ER
DDL	BASALTO	FILLER MINERALE	6,57	2,04	0,42	1,12	0,97 $\mu$	0,70	1,03	0,80	0,78
DDL	BASALTO	CALCE NORMALE	9,07	1,08	0,27	1,45	0,99 $\mu$	0,83	0,36	0,94	2,43
DDL	BASALTO	CALCE SPECIALE	7,90	1,43	0,41	1,14	0,99 $\mu$	0,82	0,82	0,91	1,35

### 5.4.1. Analisi dei risultati

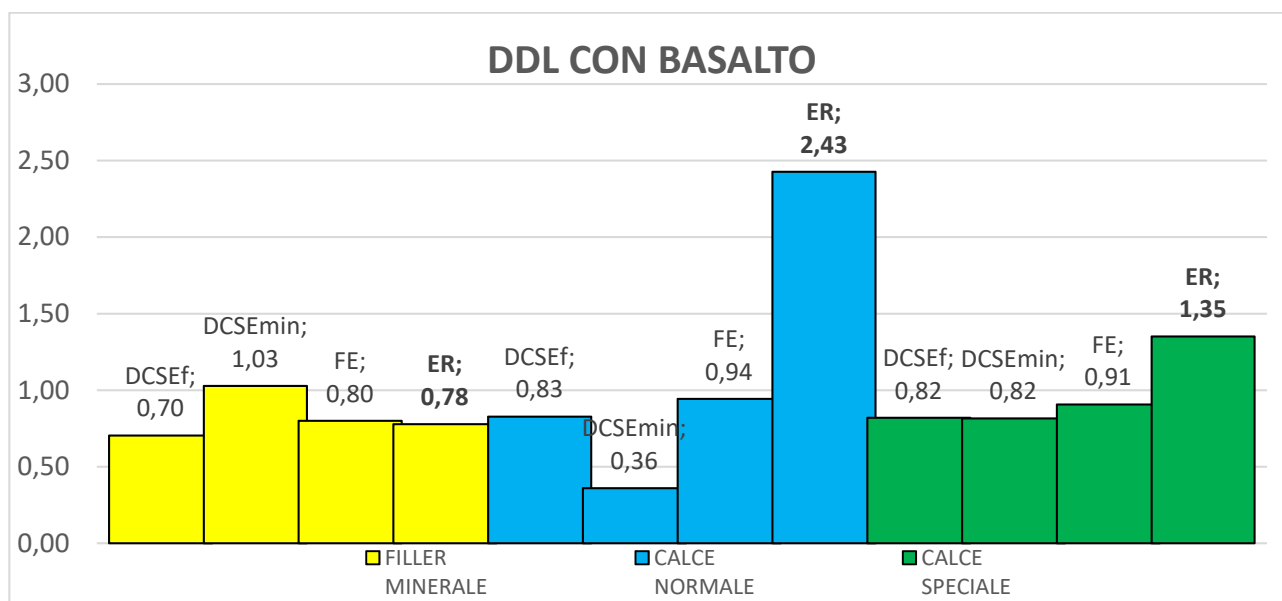


Grafico 5.4 - Confronto valori caratteristici diverse miscele DDL con basalto

Questo risultato porta alle seguenti considerazioni:

- L'interpretazione dei parametri determinati su queste tipologie di conglomerati non è immediata come per i precedenti;
- La  $DCSE_f$  e la FE aumentano nelle miscele con la calce senza però evidenziare differenze fra la calce normale e quella speciale;
- L'unico parametro che non denota l'incremento delle prestazioni a seguito dell'utilizzo della calce nella miscela è la  $DCSE_{min}$ ;
- La componente elastica del conglomerato, ossia l'Elastic Energy, ricavata come differenza fra la FE e la  $DCSE_f$  è circa costante nelle tre tipologie di miscele;
- Dalla lettura dei dati è possibile affermare che l'effetto della calce speciale, nelle miscele con basalto, sia di minore impatto;
- Confrontando i valori della miscela DDL confezionata con granella rispetto a quella confezionata con basalto, in quest'ultima i parametri caratteristici dell'HMA Fracture Mechanics sono superiori al netto dell'impiego della calce nel filler.

## 5.5. SEMIDRENANTE CON BASALTO

Metodologia di compattazione dei provini di conglomerato, come da Norme Tecniche Autovie Venete:

- velocità di rotazione 30 giri/min;
- pressione verticale 600 kPa;
- angolo di rotazione 1,25°;
- numero di cicli 100 giri;
- temperatura di compattazione: 170°C.

Dallo stesso confezionamento prelevato alla stesa sono stati ricavati 3 campioni da giratoria e per ognuno di questi 6 campioni per le prove a trazione indiretta SuperPave ITT.

Dei sei campioni ottenuti ne sono stati testati 5; i valori riportati di seguito sono al netto dei due estremi, dei rimanenti è stata fatta la media.

La tabella di seguito riporta i valori caratteristici dell'HMA Fracture Mechanics per tre tipologie di conglomerato tipo Semidrenante confezionato con basalto, con filler minerale, con filler minerale additivato di calce normale e con filler minerale additivato con calce speciale.

Tabella 5.5 - Confronto dei valori caratteristici della FM

CONG.	INERTE	FILLER	$M_r$ [GPa]	$D_{(t=1000sec)}$ [1/GPa]	$m$ - value	$S_t$ [Mpa]	$\epsilon_f$	DCSE <sub>f</sub> [KJ/mc]	DCSE <sub>min</sub> [KJ/mc]	FE [KJ/mc]	ER
SEM. DREN.	BASALTO	FILLER MINERALE	10,7	1,23	0,42	1,68	1,04 $\mu$	1,08	0,62	1,21	1,79
SEM. DREN.	BASALTO	CALCE NORMALE	12,6	0,92	0,41	1,58	1,12 $\mu$	1,17	0,45	1,27	2,60
SEM. DREN.	BASALTO	CALCE SPECIALE	13,5	0,70	0,36	1,84	1,11 $\mu$	1,28	0,35	1,41	3,63

### 5.5.1. Analisi dei risultati

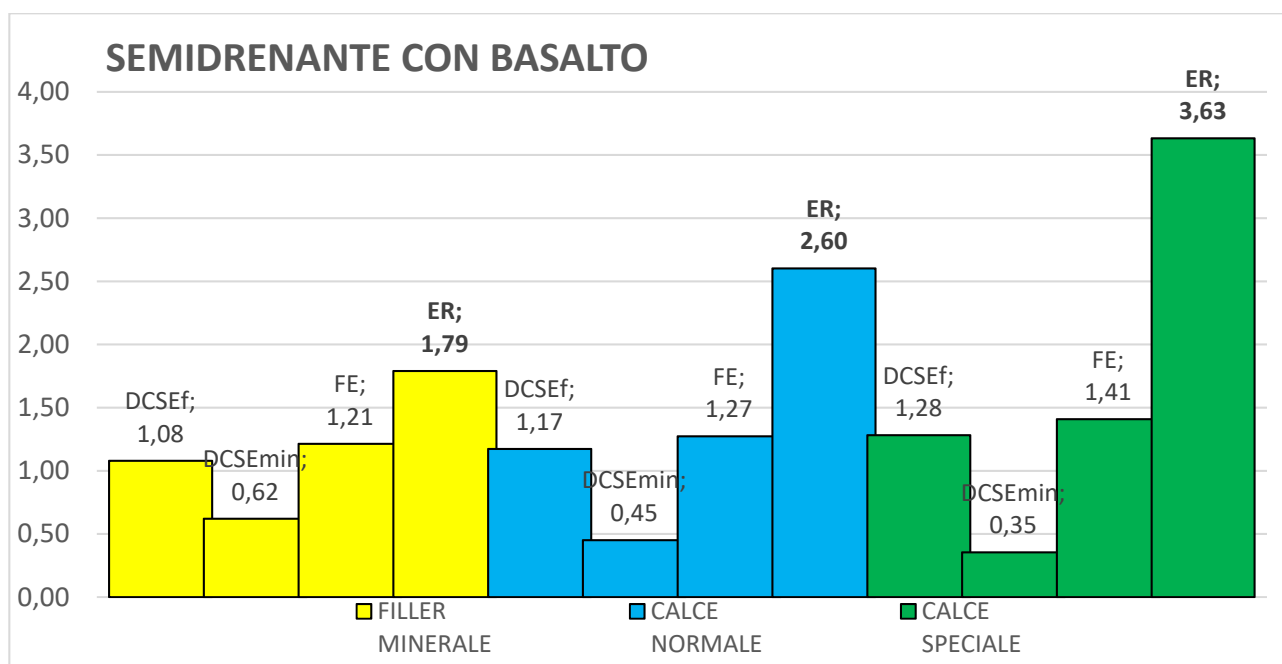


Grafico 5.5 - Confronto valori caratteristici diverse miscele semidrenante con basalto

## OSSERVAZIONI:

- L'introduzione della calce normale e della calce speciale incrementano i parametri dell'HMA Fracture Mechanics;
- La  $DCSE_f$  ha un incremento costante, dalla miscela tale e quale a quella con calce speciale, di circa il 9%;
- La FE ha un incremento doppio nel passaggio da calce normale a calce speciale, 5% contro il 10%;
- L'unico parametro che non denota l'incremento delle prestazioni a seguito dell'utilizzo della calce nella miscela è la  $DCSE_{min}$ ;
- La componente elastica del conglomerato, ossia l'Elastic Energy, ricavata come differenza fra la FE e la  $DCSE_f$  è circa costante nelle tre tipologie di miscele e vale attorno agli 0,12 KJ/mc;
- Per quanto già osservato, la calce speciale migliora la vita utile del conglomerato, in termini d'incremento della  $DCSE_f$ , con un aumento della capacità di dissipazione dell'energia viscosa di circa il 20%. Questo, per quanto rappresentato nei capitoli precedenti, vedi grafico sottostante 1° e 4° caso, alza la soglia energetica della  $DCSE_f$  legata alla recuperabilità delle fessure da carichi ripetuti, ossia all'effetto healing;

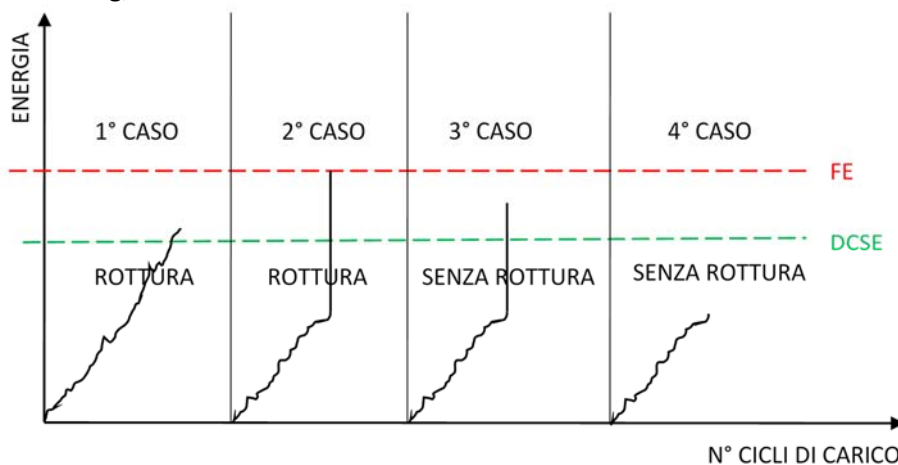


Figura 5.4 - Limiti di soglie energetiche per lo studio delle fessure

- Anche in termini di FE le considerazioni sono analoghe, il valore superiore del conglomerato con la calce speciale, circa il 16% in più rispetto alla miscela standard, è sinonimo di maggiore resistenza ai carichi puntuali legati al valore soglia della FE (vedi 2° e 3° caso del grafico sovrastante);
- Come già notato nelle osservazioni relative alle precedenti tipologie di conglomerato, la  $DCSE_{min}$  calcolata con la formula ricavata dai prelievi della pavimentazione effettuati dal DoT della Florida non fornisce valori coerenti con gli andamenti degli altri parametri. Questa è una ulteriore conferma della necessità di rivalutarla nel contesto della rete Autovie Venete;

Confrontando le due tipologie di DDL confezionati con granella piuttosto che con basalto è possibile affermare che:

- I conglomerati DDL confezionati con inerti basaltici hanno prestazioni superiori;
- Il contributo della calce speciale nel DDL confezionato con basalto è inferiore a quello con calce speciale confezionato con granella;
- L'aggiunta di calce speciale nel DDL confezionato con la granella permette di ottenere prestazioni paragonabili al DDL confezionato con basalto e calce speciale;

Infine, confrontando le miscele confezionate con e senza fresato, si denota come per tutte queste l'Energia Elastica individua molto chiaramente l'aumento della rigidezza ad indicare l'attenzione che deve essere posta nell'utilizzo del R.A.P..

## Capitolo 6 – WATER DAMAGE

Le verifiche di seguito sono state condotte con la duplice intenzione di approfondire la validità della parametrizzazione dei conglomerati mediante HMA Fracture Mechanics e di studiare le conseguenze di diverse tipologie di condizionamento artificiale, WATER DAMAGE, sui conglomerati.

Volendo comprendere gli effetti del water damage piuttosto che di un condizionamento meccanico, per la prova sono stati confezionati campioni di conglomerato tipo DDL, ossia di una miscela aperta che consentisse a tutto il volume del provino di essere stressato dalle azioni aggressive introdotte.

### 6.1. Condizionamento estivo



- 4 cicli da 4 ore a 60°C;
- 4 cicli da 20 ore di bagno statico a 20°C in acqua dolce.

Figura 6.1 – Provini conglomerato tipo DDL, condizionamento estivo

### 6.2. Condizionamento invernale tipo 1



- 4 cicli da 20 ore di bagno statico a 20°C in acqua salata 2% in soluzione (NaCl);
- 4 cicli da 4 ore di gelo a -20°C

Figura 6.2 - Provini conglomerato tipo DDL, condizionamento invernale tipo 1

### 6.3. Condizionamento invernale tipo 2



- 4 cicli da 20 ore di dilavamento (vedasi figura 6.3) a 20°C con acqua salata 2% in soluzione (NaCl);
- 4 cicli da 4 ore di gelo a -20°C.

Figura 6.3 - Provini conglomerato tipo DDL, condizionamento invernale tipo 2

### 6.4. Confronto dei conglomerati dopo il ciclo di stress

La caratterizzazione secondo la metodologia H.M.A. Fracture Mechanics ha permesso di misurare il water damage provocato nelle diverse situazioni di stress misurando le variazioni di tre parametri del conglomerato: tensione di rottura, deformazione di rottura, energia di frattura.

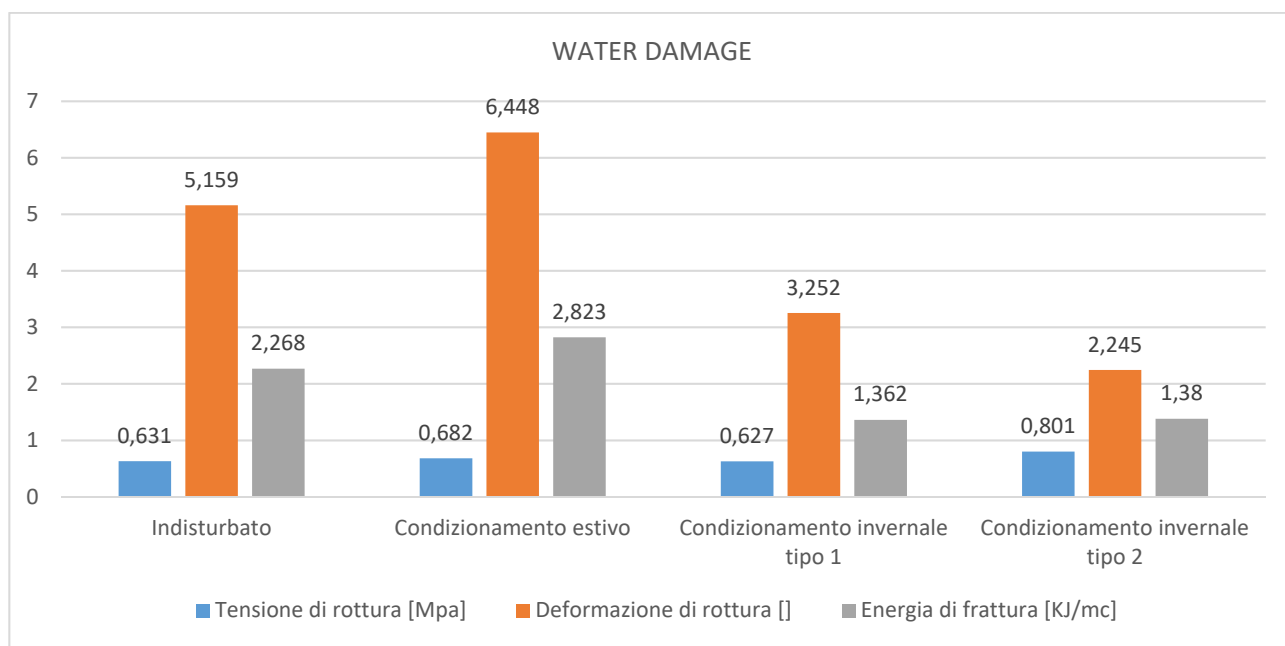


Grafico 6.1 – Confronto parametri provini per le 4 condizioni

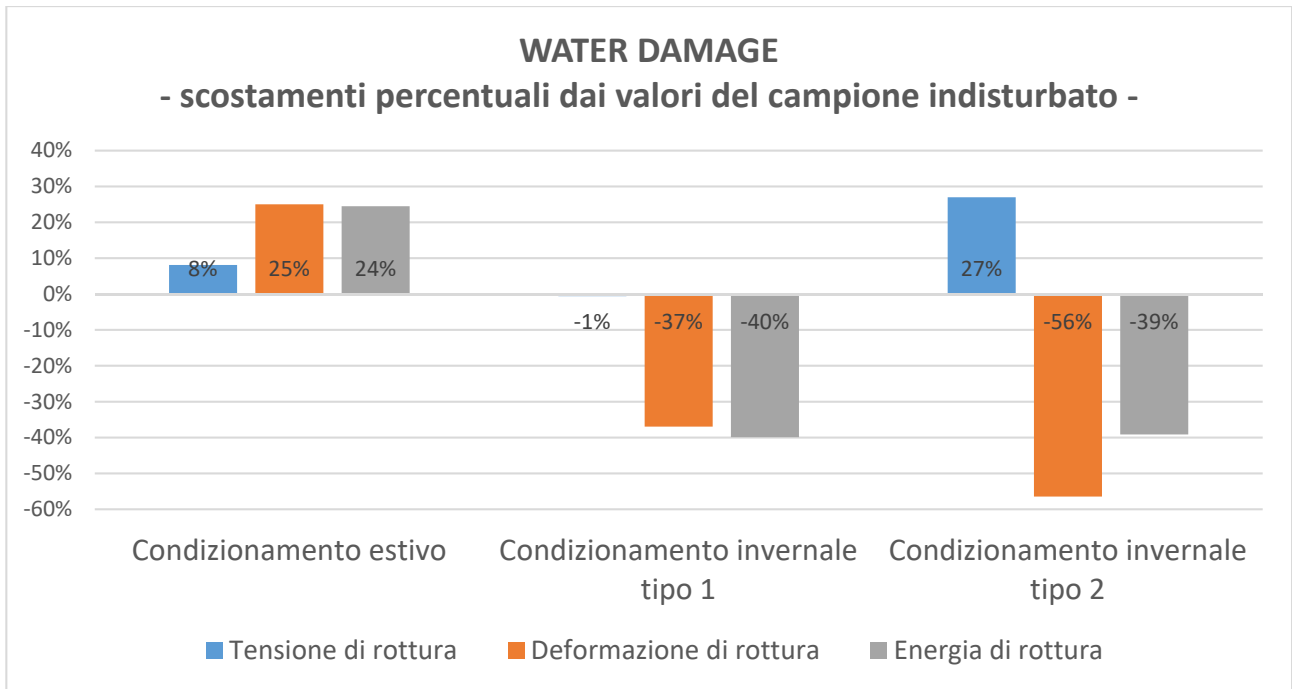


Grafico 6.2 – Scostamenti percentuali dai valori rispetto campione indisturbato

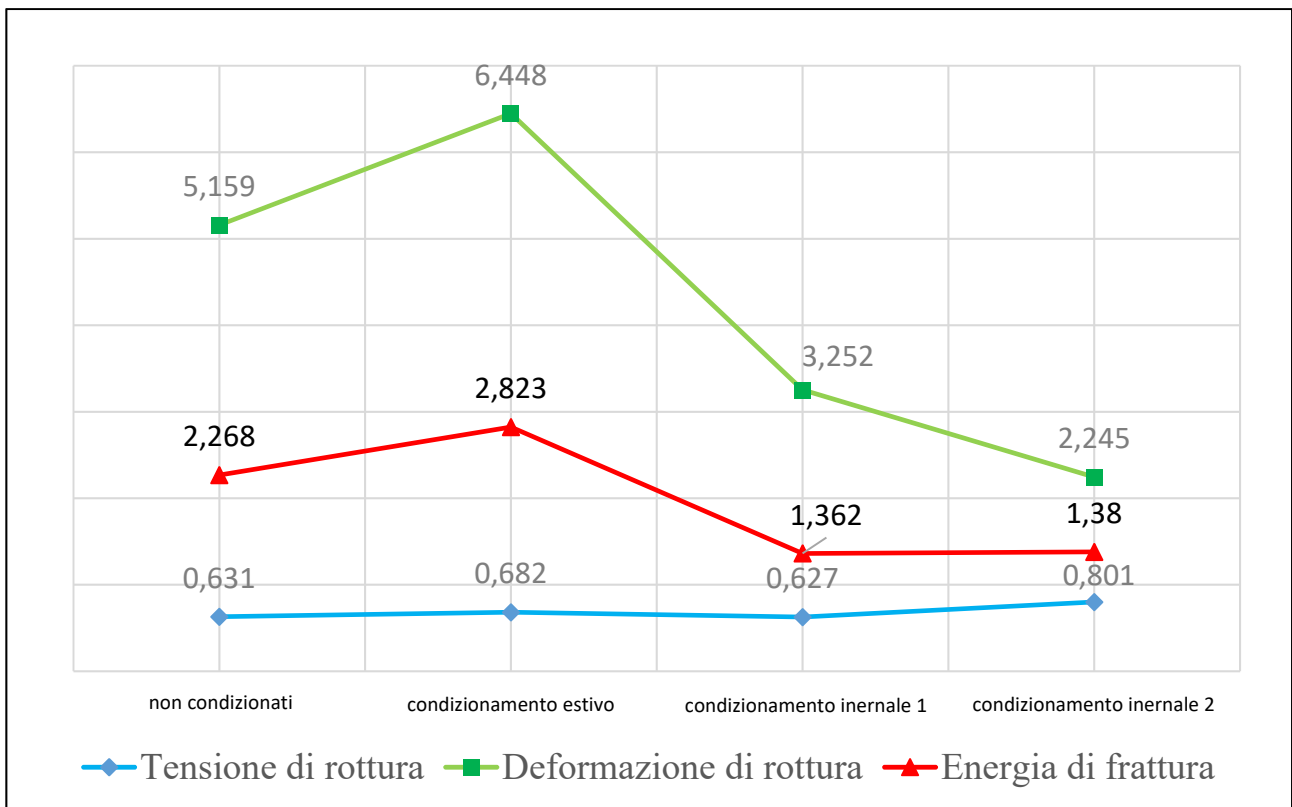


Grafico 6.3 – Scostamenti rilevati rispetto al campione indisturbato di  $T_r$  -  $\epsilon_r$  -  $FE$

**CONDIZIONAMENTO ESTIVO:** tutte e tre i parametri del conglomerato sono migliorati. Questa constatazione è una conferma delle capacità di healing che hanno i conglomerati bituminosi, in questo caso il miglioramento rispetto al campione indisturbato ha eliminato, probabilmente, lo stress introdotto dalla temperatura e dalle tensioni di confezionamento del materiale.

**CONDIZIONAMENTO INVERNALE TIPO 1:** in questo caso il campione viene sottoposto ad un bagno aggressivo in acqua salata e successivamente a dei cicli di congelamento.

La tensione di rottura è rimasta pressoché invariata, appena 1% di scostamento; questo dato porta a due conclusioni: il condizionamento invernale non influisce sulla tensione di rottura e, cosa fisicamente più sensata, la tensione di rottura non è un parametro che fornisce informazioni “interessanti” sulle capacità meccaniche del conglomerato.

La seconda conclusione trova conferma dalla lettura delle variazioni percentuali della deformazione di rottura, diminuita del 37% e dell’energia di rottura, anch’essa diminuita del 40%.

La diminuzione di questi due parametri rappresentano la minor capacità del conglomerato di resistere alle deformazioni e di assorbire energia senza incamerare danni permanenti che lo portano alla rottura.

**CONDIZIONAMENTO INVERNALE TIPO 2:** in questo caso il campione viene sottoposto ad un bagno aggressivo dilavante in acqua salata e successivamente a dei cicli di congelamento. E’ il condizionamento che meglio simula lo stress introdotto sulle strade in inverno dai trattamenti anti ghiaccio dove la pavimentazione è sottoposta ad un dilavamento provocato dalla pioggia e dalla pressione generata dal carico dei pneumatici con fenomeni gelivi alternati.

## **CONCLUSIONI**

Dalla lettura dei dati sui quattro campioni se ne può dedurre che:

- a) La tensione di rottura è un parametro che fornisce poche informazioni interessanti sul comportamento del conglomerato;
- b) La deformazione di rottura è in grado di evidenziare gli effetti dei condizionamenti sulle miscele, una maggiore capacità di deformarsi determinata dal ciclo estivo ed una minore capacità di deformarsi data da quelli invernali;
- c) L’energia di frattura è in grado di rappresentare la variazione delle prestazioni del conglomerato a seguito dei diversi condizionamenti;
- d) I condizionamenti introdotti hanno confermato che i conglomerati bituminosi, se riscaldati a temperature modeste, subiscono un rilassamento delle tensioni interne generatesi con il confezionamento ed un conseguente miglioramento delle prestazioni, se viceversa vengono raffreddati ed aggrediti chimicamente, il bitume interno subisce un’ossidazione che determina un irrigidimento del conglomerato con l’ovvia conseguenza di abbassare la resistenza agli stress.

## Capitolo 7 – CONDIZIONAMENTO MECCANICO “TEST DI TORTURA”

Le verifiche di seguito sono state condotte con la duplice intenzione di approfondire la validità della parametrizzazione dei conglomerati mediante HMA Fracture Mechanics e di studiare le conseguenze di un condizionamento meccanico che provocasse un danno all'interno del materiale incidendo sulle proprietà plastiche e di micro/macro resistenza alla fessurazione.

Lo scopo non è sottoporre il materiale a dei cicli di fatica bensì semplicemente “torturarlo” al fine di monitorarne l'abbassamento delle prestazioni per poi riscontrarle mediante il decadimento della fracture energy FE piuttosto che della DCSE.

Dopo vari tentativi si è visto che quanto desiderato poteva essere ottenuto sottoponendo il provino ad un primo carico di “contatto/assestamento” per poi successivamente applicare un carico sinusoidale da 2,5KN con frequenza di 1Hz, sino al completo collasso in configurazione di trazione indiretta su provino SuperPave.

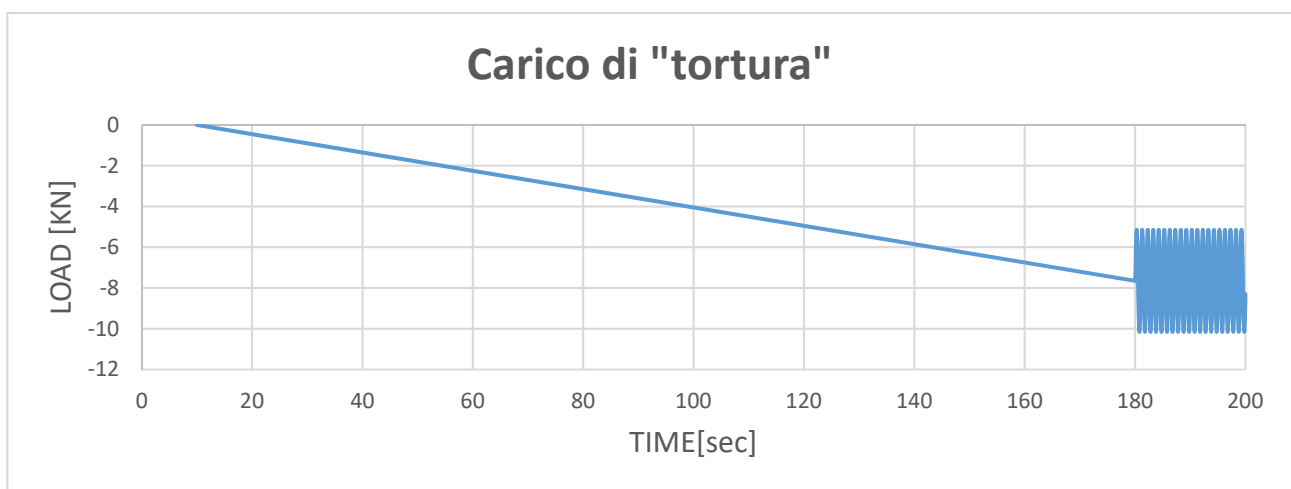


Grafico 7.1 – Grafico forza-tempo

Lo studio è stato svolto su due tipologie di conglomerato chiuso: Binder e Multifunzionale (SMA).

Di seguito viene riportato un esempio di risultati e di procedura di analisi per l'ottenimento delle curve di decadimento prestazionale a seguito del danneggiamento da test di “tortura”.

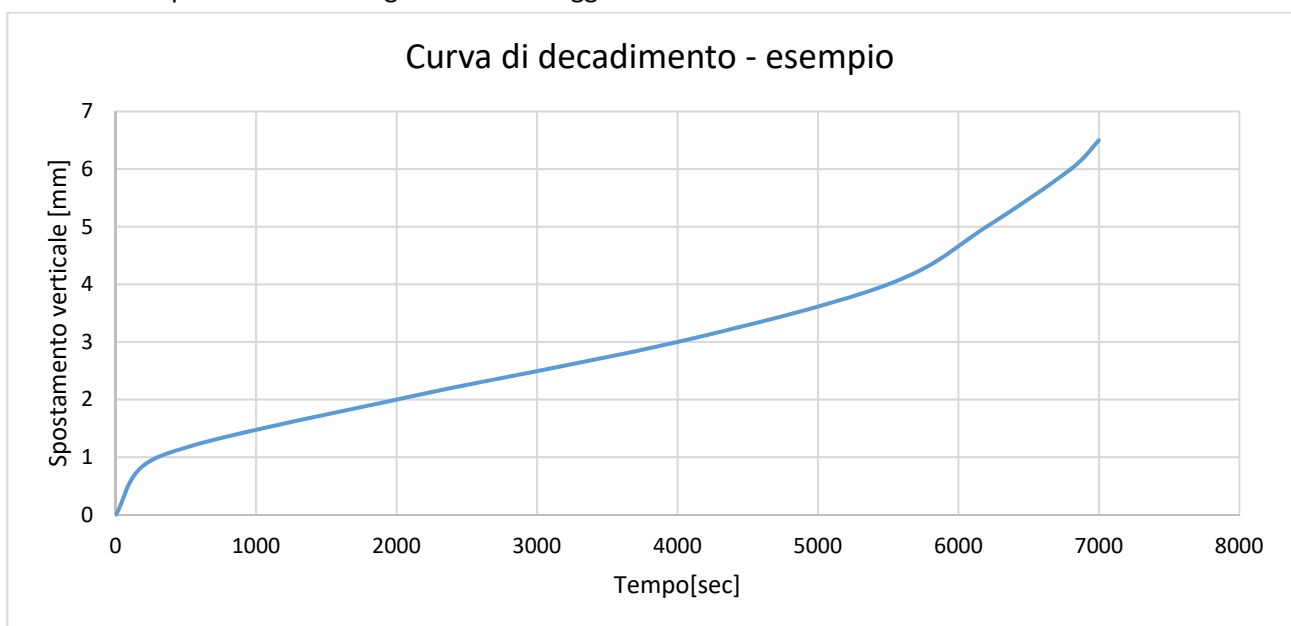


Grafico 7.2 – Curva di decadimento

Dal grafico è ben evidente come il danneggiamento del materiale, rappresentato dall'incremento continuo degli spostamenti verticali, procede sino al collasso del provino in prossimità dell'asintoto verticale della curva al tempo di 7000 secondi.

Obiettivo: confrontare le curve di decadimento del materiale confezionato in laboratorio e prelevato direttamente in autostrada secondo i valori della FE.

L'utilizzo della Fracture Energy, ossia della somma della Elastic Energy e della DCSE, è legato a meri motivi di praticità dal momento che questa può essere determinata velocemente, per quanto rappresentato al capitolo 4, con una semplice prova a rottura mediante trazione indiretta.

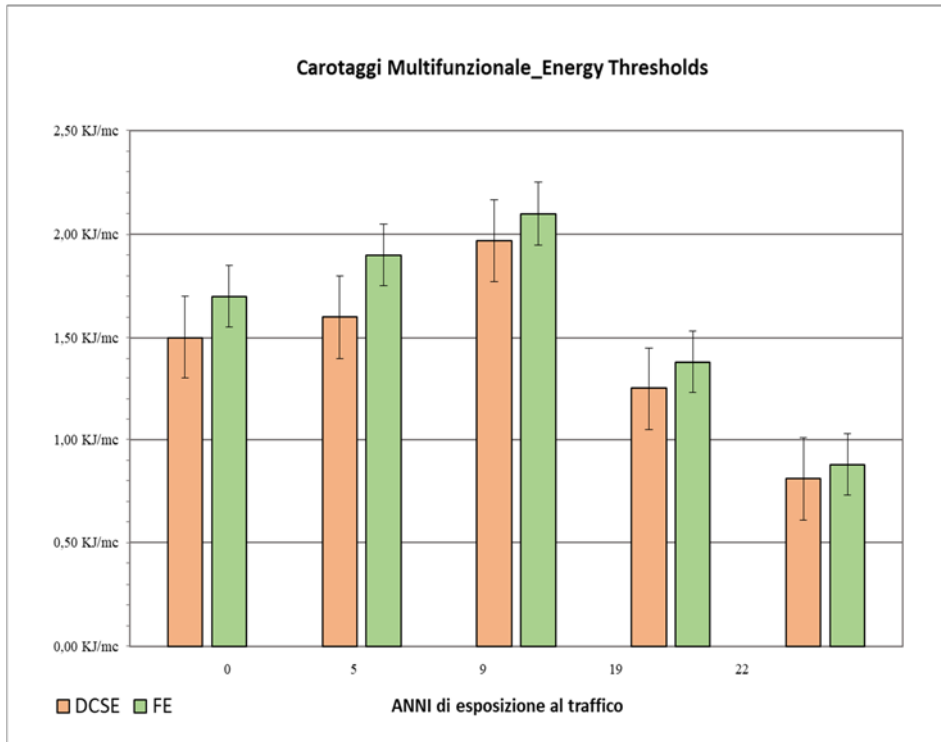


Figura 7.1 – Confronto FE e DCSE su campioni con diversi anni di esposizione al traffico

Sul punto, conferma della possibilità di utilizzare la sola FE anziché la DCSE<sub>f</sub> è data dal seguente grafico, dove è ben evidente che la differenza fra la FE e la DCSE è costante anche su campioni con diversi anni di esposizione al traffico (indice che l'Elastic Energy rimane invariata nel tempo). Questo, pertanto, permette di concludere che il monitoraggio del decadimento delle prestazioni può essere, più rapidamente e facilmente, effettuato mediante la misura del solo decadimento della FE.

fessurazione del materiale, ossia dove la FE si annulla, sono stati utilizzati due approcci: la post analisi secondo "Collop" (John M Read & Andrew C Collop Pratical fatigur characterization of bituminous paving mixtures\_AAPT 1997) e l'osservazione del comportamento degli estensimetri durante la prova.

Per la determinazione del punto di prima

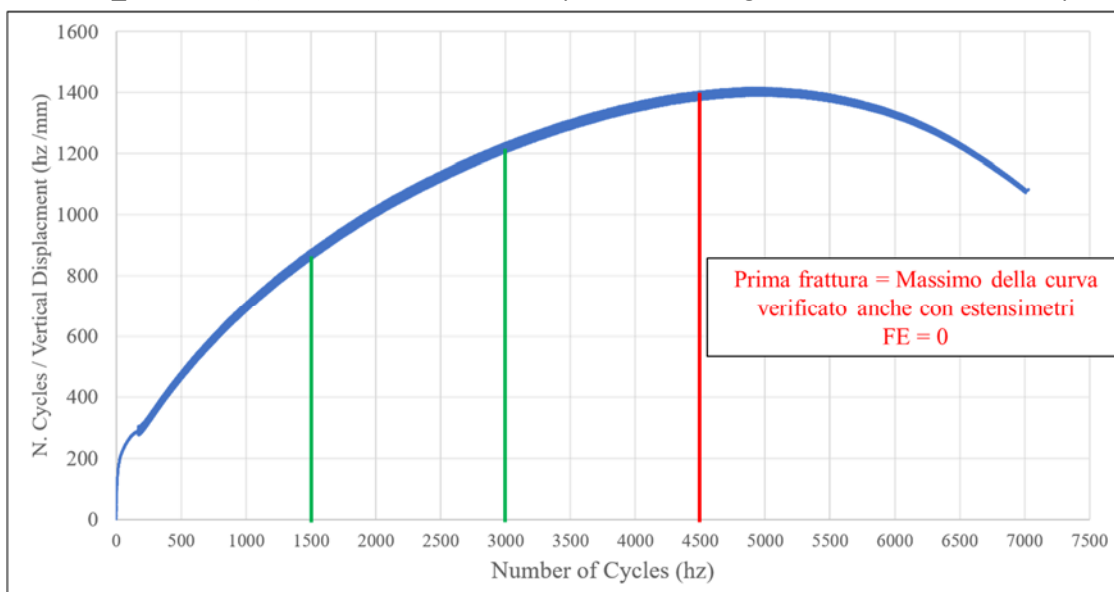
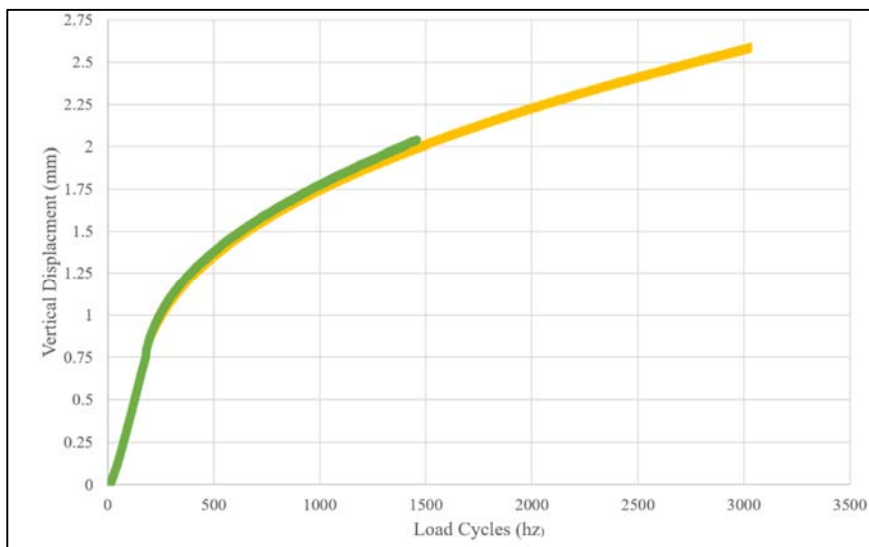


Grafico 7.3 – Determinazione punto di prima fessura



Per costruire la curva di decadimento la FE è stata determinata, oltre che ai valori di stress nullo e rottura, al numero di cicli pari ad 1/3 e 2/3 di quelli necessari a portare il provino a rottura, nel caso in esame, 1.500 e 3.000 cicli.

Grafico 7.4 – Determinazione energia di frattura FE

Di seguito il riepilogo dei risultati ottenuti su due tipologie di materiale, binder confezionato solo con inerti naturali non riciclati e multifunzionale confezionato con Granella.

Tabella 7.1 - FE Binder e Multifunzionale

Binder 0% RAP, aggregati naturali	Carico sinusoidale	Cicli di carico	FE (kJ/mc)
	7,5 kN ± 2,5 kN	0	1,90
7,5 kN ± 2,5 kN	1500	0,90	
7,5 kN ± 2,5 kN	3000	0,45	
7,5 kN ± 2,5 kN	4500	0,00	
Multifunzionale 0% RAP, Granella®	Carico sinusoidale	Cicli di carico	FE (kJ/mc)
	5,0 kN ± 2,0 kN	0	1,70
	5,0 kN ± 2,0 kN	1100	1,12
	5,0 kN ± 2,0 kN	2200	0,91
	5,0 kN ± 2,0 kN	3300	0,00

Di seguito le rispettive curve di decadimento:

**Binder (0% fresato, filler calcareo, aggregati naturali, bitume HM)**

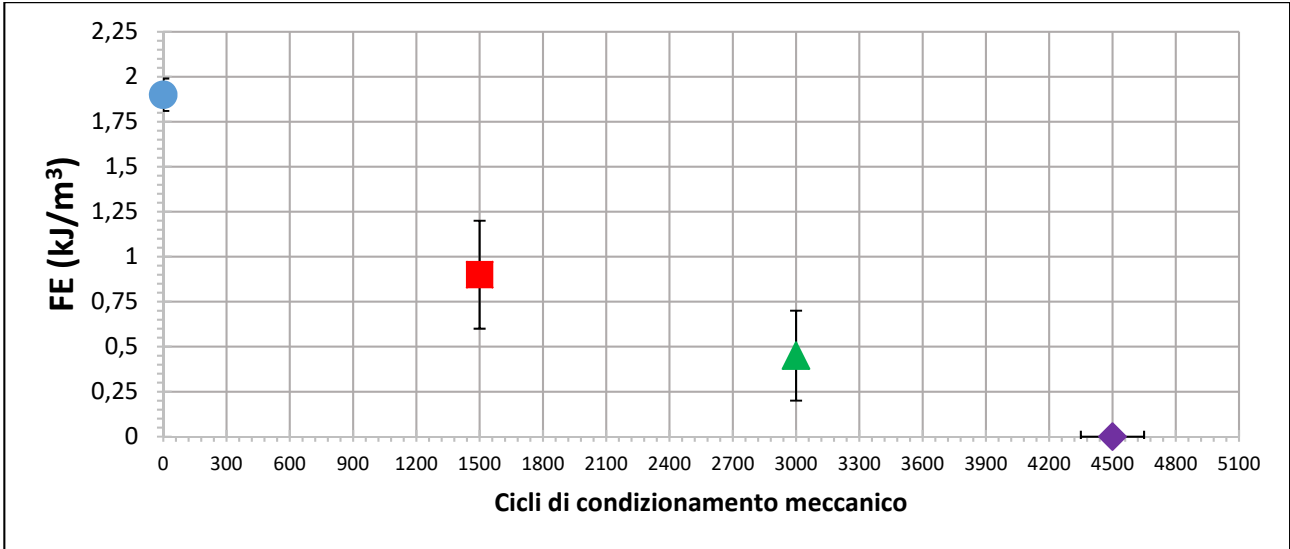


Grafico 7.5 – Curva di decadimento binder

**Multifunzionale (0% fresato, filler calcareo, Granella, bitume Hard)**

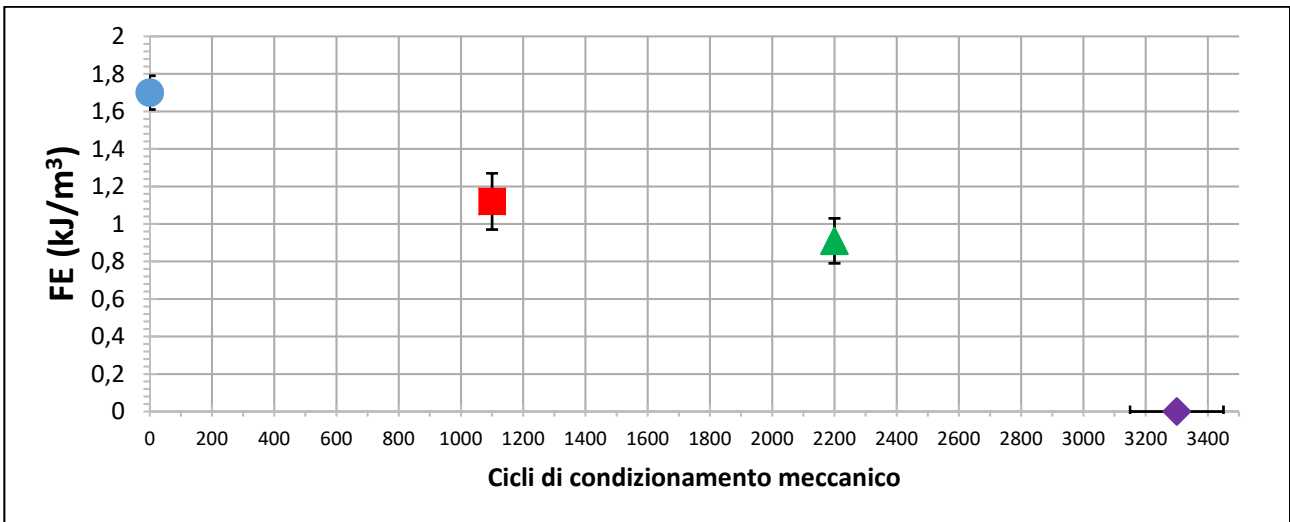


Grafico 7.6 – Curva di decadimento multifunzionale

## Capitolo 8 – DEFINIZIONE DELLE CURVE DI DECADIMENTO SU CAMPIONI PRELEVATI IN AUTOSTRADA.

### 8.1. Siti di prelievo delle carote

Di seguito, in tabella, il riepilogo dei carotaggi prelevati in autostrada, nella rete di competenza Autovie Venete, con evidenza della collocazione, dell'anno di stesa e degli ESAL equivalenti.

Si ritiene di specificare che il sistema di controllo adottato dal concessionario permette di garantire che i materiali utilizzati per il confezionamento dei conglomerati sono rimasti pressochè inalterati nel tempo.

*Tabella 2 – Riepilogo carotaggi prelevati in autostrada*

#### **Binder**

ANNO POSA	AUTOSTRADA	ESALs (81.6 kN)	ANNI
1998	A23	100 Milioni	21
2005	A23	62 Milioni	13
2014	A4	31 Milioni	5
2019		0 Milioni	0

#### **Multifunzionale**

ANNO POSA	AUTOSTRADA	ESALs (81.6 kN)	ANNI
1997	A4	117 Milioni	22
2000	A4	109 Milioni	19
2010	A4	56 Milioni	9
2014	A4	31 Milioni	5
2019		0 Milioni	0

## 8.2. Determinazione delle soglie energetiche delle carote

### 8.2.1. MULTIFUNZIONALE

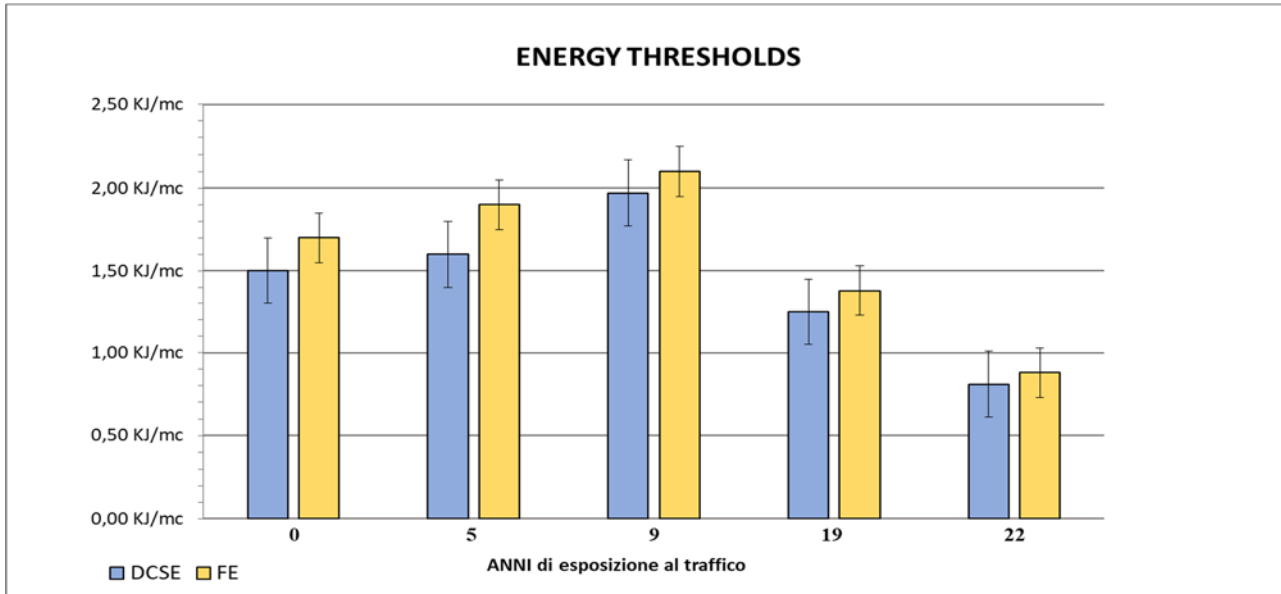


Grafico 8.1 – Soglie energetiche carote multifunzionale

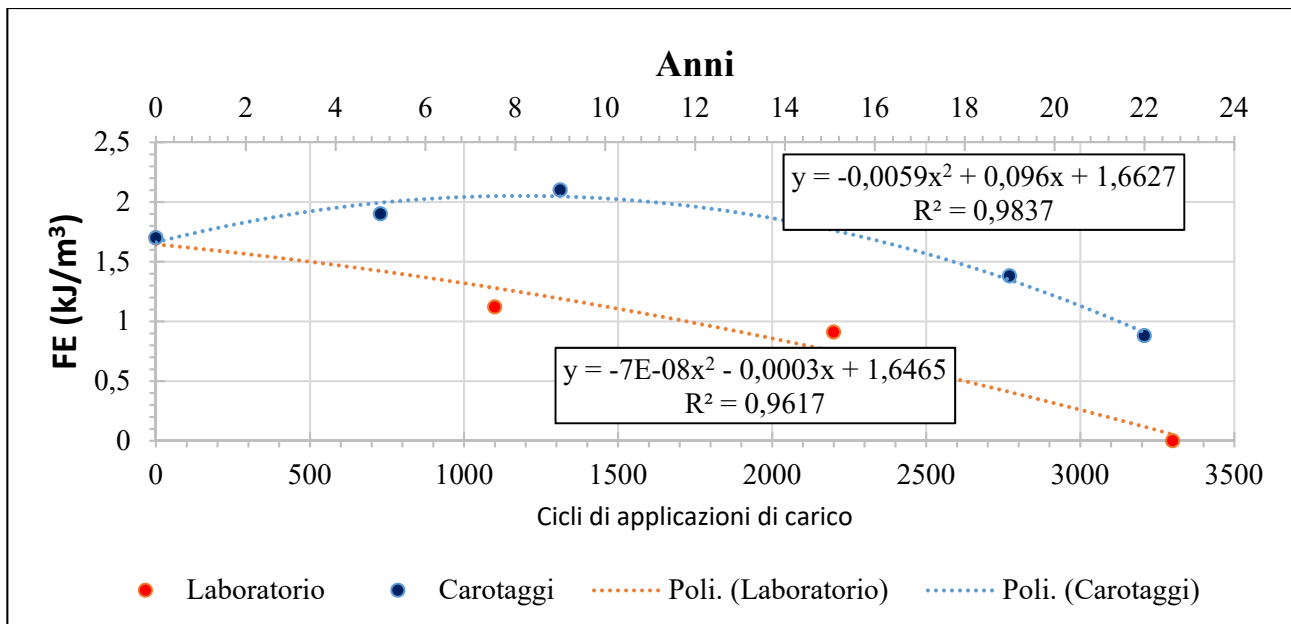


Grafico 8.2 – Confronto energia di frattura, anni e cicli di tortura per multifunzionale

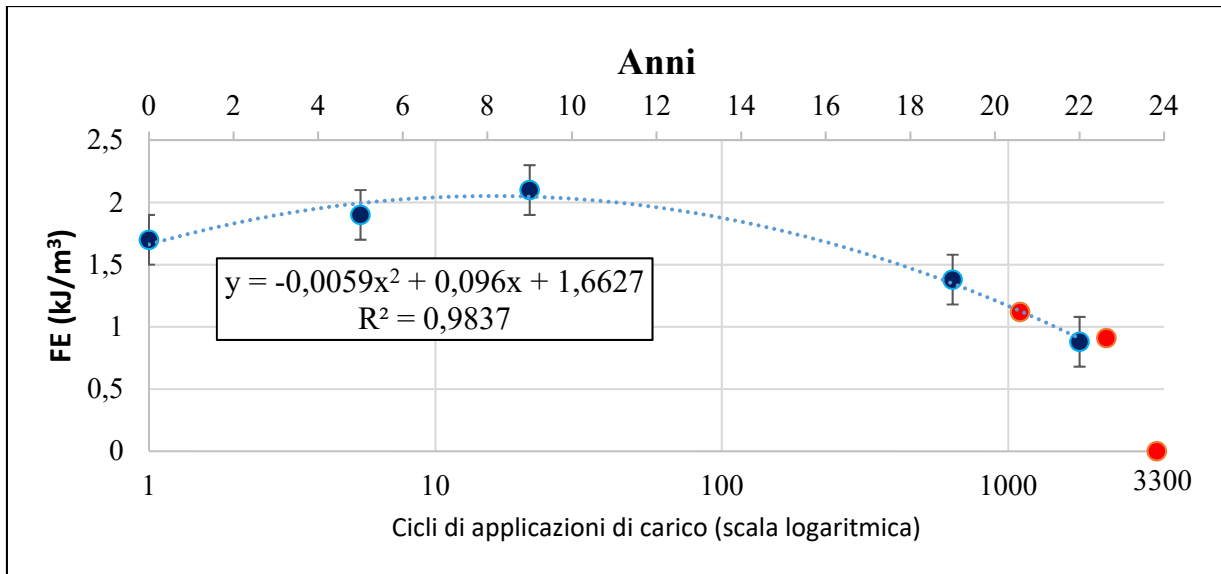


Grafico 8.3 – Confronto energia di frattura, anni e cicli di tortura logaritmico per multifunzionale

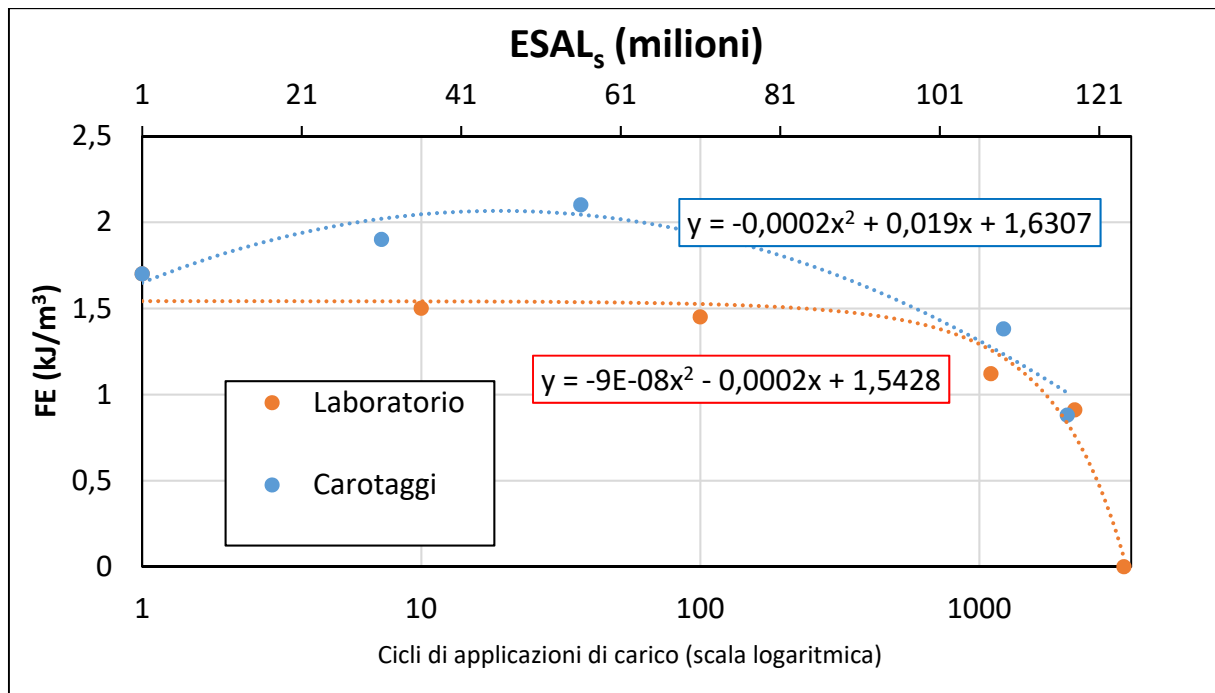


Grafico 8.4 – Confronto energia di frattura, ESAL<sub>s</sub> e cicli di tortura logaritmico per multifunzionale

## 8.2.2. BINDER

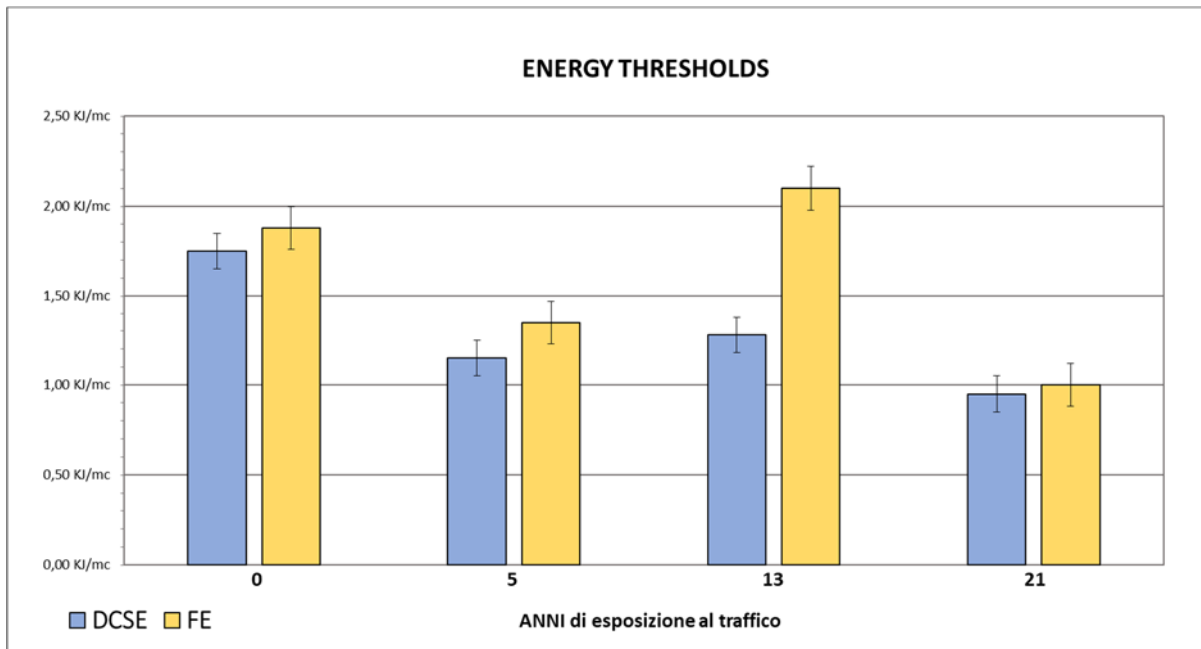


Grafico 8.5 - Soglie energetiche carote binder

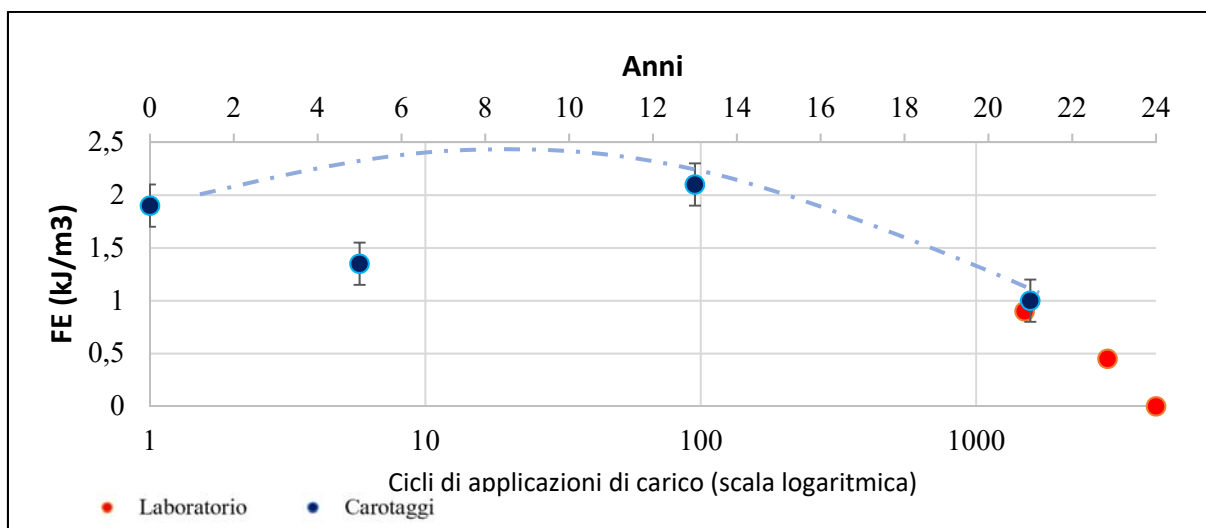


Grafico 8.6 - Confronto energia di frattura, anni e cicli di tortura logaritmico per binder

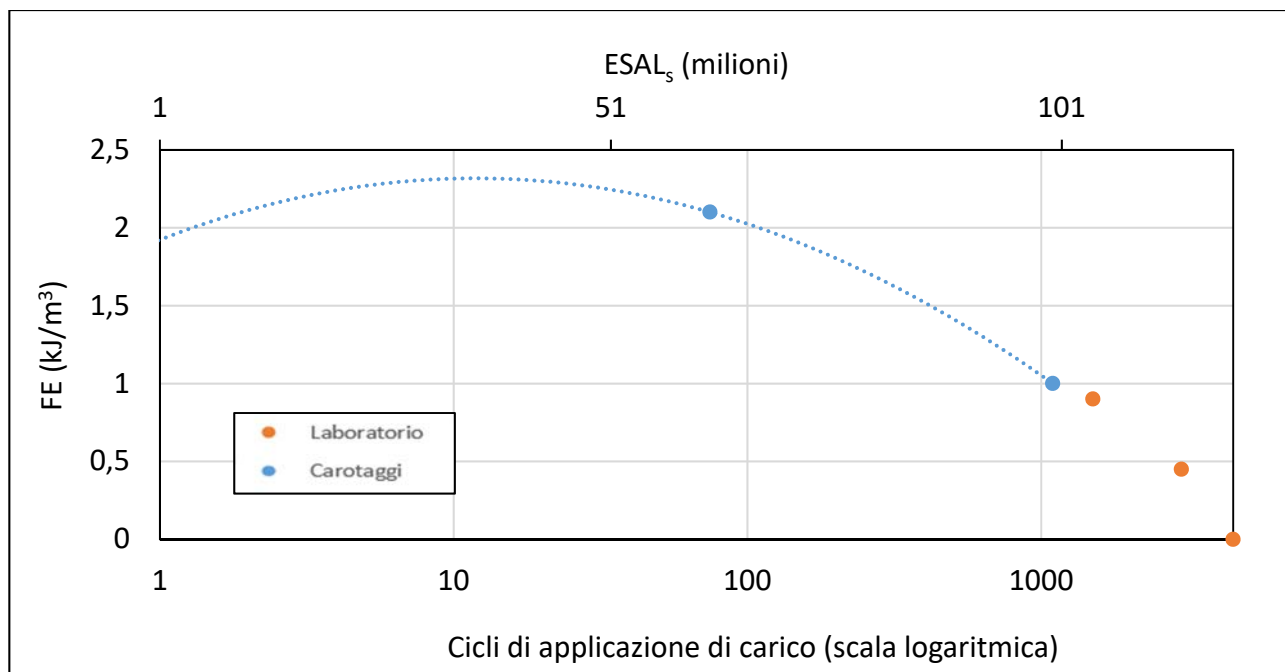


Grafico 8.7 - Confronto energia di frattura,  $ESAL_s$  e cicli di tortura logaritmico per binder

E' ben evidente che il valore a 5 anni non segue l'andamento della curva di decadimento, questo potrebbe essere spiegato dal fatto che è l'unico prelievo fatto in A4 dove, a parità di anzianità, la pavimentazione subisce sollecitazioni diverse: più elevate, a causa della maggior percentuale di mezzi pesanti e con frequenze diverse, dovute anche al divieto di sorpasso lungo tutta la tratta, che incidono sulle dinamiche dell'healing.

### 8.2.3. CONSIDERAZIONI

Le curve di decadimento che sono state riportate permettono di trarre le seguenti conclusioni:

- Entrambi i materiali hanno una prima fase della loro vita utile, che dura circa nove anni, in cui le caratteristiche meccaniche migliorano. Questo risultato è dovuto a fenomeni di post compattazione causati dal traffico veicolare che ne aumenta le prestazioni sino, probabilmente, ad un valore massimo insito nelle caratteristiche intrinseche del conglomerato. Esaurita la post compattazione, il proseguo dello stress veicolari ed il decadimento delle prestazioni del legante non consentono più il verificarsi del processo di healing portando, inevitabilmente, il materiale alla fessurazione ed alla rottura.
- E' evidente che la curva di decadimento del materiale prelevato in autostrada ha un andamento del tutto diverso da quella del materiale torturato in laboratorio. Si ritiene che la motivazione sia sempre legata a quanto sopra notato rispetto ai fenomeni di post compattazione e di healing, presenti in autostrada ma non nel caso del test di tortura. E' possibile notare anche che la parte finale della curva di decadimento, come evidenziato dai grafici in scala logaritmica, ha un andamento simile per entrambe le situazioni: è un ulteriore conferma che esauriti i fenomeni di post compattazione e healing anche i campioni dal vero subiscono lo stesso decadimento di quelli del laboratorio.
- Pro futuro sarebbe interessante vedere dove si colloca la FE nei campioni "torturati" dopo 10, 100 e 500 cicli di carico (in figura 8.4 è stata inserita una simulazione). Così facendo, è possibile ipotizzare di ottenere due curve che, sebbene differiranno nella parte iniziale, per i motivi già esposti, ad un certo punto si ricongiungano per decadere con la stessa pendenza; questa eventuale conferma potrà andare a definire una funzione di danno specifica del materiale analizzato e di conseguenza un criterio di accettazione del materiale basato sull'energia di frattura:
  - FE > di un determinato valore dopo N applicazioni di carico;
  - Tolleranza sul valore iniziale della FE del materiale nuovo;

- eventualmente una combinazione di questi due parametri.

Una volta definiti i criteri di accettazione, sarà possibile sottoporre il materiale che si intende utilizzare in sito, oppure una miscela sperimentale, al test di tortura, al fine di verificare che il conglomerato bituminoso in esame sia conforme con le caratteristiche richieste.

Ovviamente sarà necessario avere delle curve di riferimento e quindi dei materiali di riferimento e per ogni strato diverso della pavimentazione sarà necessario andare a calibrare una funzione di danno come si sta facendo per i conglomerati tipo Binder e Multifunzionale.

## Capitolo 9 – CONCLUSIONI

In premessa era stato definito l'obiettivo della ricerca: determinare nuovi parametri, con le relative prove di laboratorio, che permettano d'identificare inequivocabilmente i conglomerati bituminosi dopo il confezionamento.

La ricerca ha effettivamente portato al raggiungimento dei seguenti risultati.

### 9.1. Accettazione miscele di conglomerato bituminoso:

Per il conglomerato tipo Multifunzionale è stato identificato un valore di  $1,00 \text{ kJ/m}^3$ : le miscele testate in laboratorio tramite condizionamento meccanico devono avere almeno questo valore residuo di FE dopo 1000 cicli di applicazione di carico sinusoidale ( $5,0 \text{ kN} \pm 2,0 \text{ kN}$ ) per essere considerate accettabili da un punto di resistenza alla fessurazione.

Per il conglomerato tipo Binder è stato identificato un valore di  $0,75 \text{ kJ/m}^3$ : le miscele testate in laboratorio tramite condizionamento meccanico devono avere almeno questo valore residuo di FE dopo 1500 cicli di applicazione di carico sinusoidale ( $7,5 \text{ kN} \pm 2,5 \text{ kN}$ ) per essere considerate accettabili da un punto di resistenza alla fessurazione.

### 9.2. Protocollo per la valutazione del water damage e manutenzione invernale per DDL:

Sono stati identificati dei valori minimi di FE per il DDL a seguito di condizionamento tramite simulazione di manutenzione invernale con sale e semplice water damage.

E' auspicabile pertanto ipotizzare un valore minimo della FE per un campione di DDL indisturbato pari a  $2,0 \text{ kJ/m}^3$

### 9.3. Validazione di un nuovo metodo di caratterizzazione del fresato:

Sono stati validati i due test proposti dal RILEM per la valutazione rapida in sito del fresato in modo tale da confermare la corrispondenza del materiale alle specifiche di progetto.

### 9.4. Implementazione dei dati:

I risultati ottenuti sono sicuramente interessanti e rappresentativi ma, per poter essere adottati in un Capitolato Speciale d'Appalto, devono essere implementati nella ragione già discussa al paragrafo 1.5 ossia fino ad ottenere valori del Coefficiente di dispersione dei dati inferiore, almeno, al 10%.

## Capitolo 10 - Piano futuro

### 10.1. Implementazione dei dati relativi alle FE dei carotaggi per conglomerato Multifunzionale

Al fine di validare la funzione di danneggiamento sarà necessario prelevare un maggior numero di carote a diversi anni di esposizione al traffico.

### 10.2. Implementazione carotaggi e test di laboratorio per il conglomerato Binder

Al fine di ottenere risultati analoghi a quelli ottenuti per il conglomerato Multifunzionale sarà necessario prelevare ulteriori carote a diversi anni di esposizione al traffico anche per il conglomerato Binder. Inoltre la campagna di test di laboratorio dovrà essere estesa collezionando dati a diversi cicli di carico applicato.

### 10.3. Analisi dei bitumi estratti dalle carote di Binder e Multifunzionale

Per avere una visione più dettagliata del processo di danneggiamento del materiale sarebbe interessante effettuare uno studio a livello di legante, estraendo il bitume dalle carote e analizzandolo tramite test al reometro.

## References

- [1] Reynaldo Roque, Bjorn Birgisson, Zhiwang Zhang, Boonchai Sangpetngam, Thomas Grant - Implementation of shrpp indirect tension tester to mitigate cracking in asphalt pavements and overlays - May 2002;
- [2] Reynaldo Roque, Bjorn Birgisson, Jianlin Wang - Implementation of the Florida cracking model into the mechanistic-empirical pavement design – December 2006;
- [3] Elena Romeo - Measurement and Prediction of Fundamental Tensile Failure Limits of Hot Mix Asphalt – 2008;
- [4] Elena Romeo; Bjorn Birgisson; Antonio Montepara; Gabriele Tebaldi - The effect of polymer modification on hot mix asphalt fracture at tensile loading conditions - International Journal of Pavement Engineering - First published on: 28 May 2010;
- [5] Reynaldo Roque, Sanghyun Chun, Jian Zou, George Lopp, Claude Villiers - Continuation of superpave projects monitoring - July 2011;
- [6] Reynaldo Roque, Marco Isola, Sanghyun Chun, Jian Zou, Chulseung Koh, George Lopp - Effects of laboratory heating, cyclic pore pressure, and cyclic loading on fracture properties of asphalt mixture - April 2012;
- [7] Elena Romeo, Michele Orazi, Ugo Sergio Orazi, Corrado Accardo, Stefano Noto, Gabriele Tebaldi - Evaluation of “long-term behaviour under traffic” of cement treated mixture with RAP - Construction and Building Materials 208 (2019);
- [8] Francesco Preti, Stefano Noto, Corrado Accardo, Elena Romeo, Antonio Montepara & Gabriele Tebaldi - Effect of hyper-modified asphalt binder and steel slags on cracking and rutting behaviour of wearing course mixtures - Road Materials and Pavement Design - First published on: 25 Jun 2019 – link: <https://doi.org/10.1080/14680629.2019.1633746>;