UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea triennale in Ingegneria Civile ed Ambientale

Resistenza allo sgranamento di miscele in grouted macadam per strati di usura

Ravelling resistance of grouted macadam mixtures for surface layers

Relatore:

Prof. Ing. Francesco Canestrari

Laureando:

Melonari Riccardo

Anno Accademico 2022/2023

Sommario

1. INTRODUZIONE 4
2. STATO DELL'ARTE 5
2.1. Le pavimentazioni stradali 5
2.2. Il Grouted Macadam 10
2.3. Resistenza allo sgranamento (ravelling resistance) 16
3. MATERIALI E METODI DI PROVA 20
3.1 Materiali 20
3.1.1 Conglomerato bituminoso drenante 20
3.1.2 Conglomerati bituminosi chiusi 22
3.1.3 Malta cementizia 24
3.2 Apparecchiature e prove di laboratorio 25
3.2.1 Roller Compactor Cooper 25
3.2.2 Roller Compactor Infratest 27
3.2.3 Darmstadt Scuffing Device 29
3.3 Programma sperimentale 33
3.3.1 Produzione lastre 33
3.3.2 Condizionamento dei provini 35
3.3.3 Quadro completo delle prove 36
4. ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI 38
4.1 Contenuto dei vuoti 38
4.2 Resistenza allo sgranamento con DSD 38
4.2.1 Condizionamento dry 39
4.2.2 Condizionamento wet 42
4.2.3 Condizionamento con carburante 44
4.3. Confronto finale 48
5. CONCLUSIONI 49
Bibliografia 50

1. INTRODUZIONE

Le pavimentazioni stradali possono essere flessibili o rigide. La differenza è, principalmente, il diverso legante degli aggregati con cui sono realizzate: bitume per le pavimentazioni flessibili, cemento per quelle rigide. Inoltre, i vantaggi di una pavimentazione flessibile rispetto ad una rigida sono l'alto comfort di marcia e i limitati tempi di costruzione. Le pavimentazioni rigide, invece, hanno il grande vantaggio di garantire un'elevata capacità portante, ma presentano un'elevata rumorosità di rotolamento necessitano di giunti termici.

Negli ultimi anni si è assistito ad un notevole aumento dei sistemi di trasporto terrestri, marini ed aerei, dovuto alla globalizzazione. Per questo motivo le ricerche sono indirizzate verso lo studio di nuove tecnologie e nuovi materiali compositi, che soddisfino prestazioni sempre più alte che i materiali tradizionali non sono in grado di raggiungere. Le pavimentazioni stradali, aeroportuali e portuali ricoprono un ruolo fondamentale, essendo le strutture che si trovano a diretto contatto con i mezzi di trasporto hanno il compito di assicurare un'elevata capacità portante e conferire ai veicoli comfort di marcia e sicurezza.

Per questi motivi si è cercato di unire i pregi di entrambe le tipologie prima citate in un'unica pavimentazione chiamata appunto "semiflessibile", costituita da un conglomerato bituminoso drenante i cui vuoti sono intasati con una malta cementizia. Tale tipologia di pavimentazione è chiamata Grouted Macadam ed è, in generale, utilizzata per lo strato più superficiale di usura.

Lo scopo della presente tesi è studiare la termo-dipendenza e la resistenza all'abrasione del Grouted Macadam, ovvero un conglomerato bituminoso drenante intasato con malta cementizia, a confronto con quelle di un conglomerato bituminoso tradizionale.

La presente tesi è suddivisa nei seguenti capitoli:

- Conglomerato bituminoso intasato: in cui si descrivono le diverse tipologie di pavimentazione e in particolare le semiflessibili, concentrando l'attenzione prevalentemente sul Grouted Macadam;
- Materiali e metodi di prova: nel quale vengono descritti i materiali utilizzati, il confezionamento dei provini e come sono state eseguite le prove di resistenza all'abrasione;
- Risultati: in cui si presentano tutti i risultati ottenuti in fase di prova;
- Conclusioni: si riassumono gli esiti delle indagini sperimentali effettuate.

2. STATO DELL'ARTE

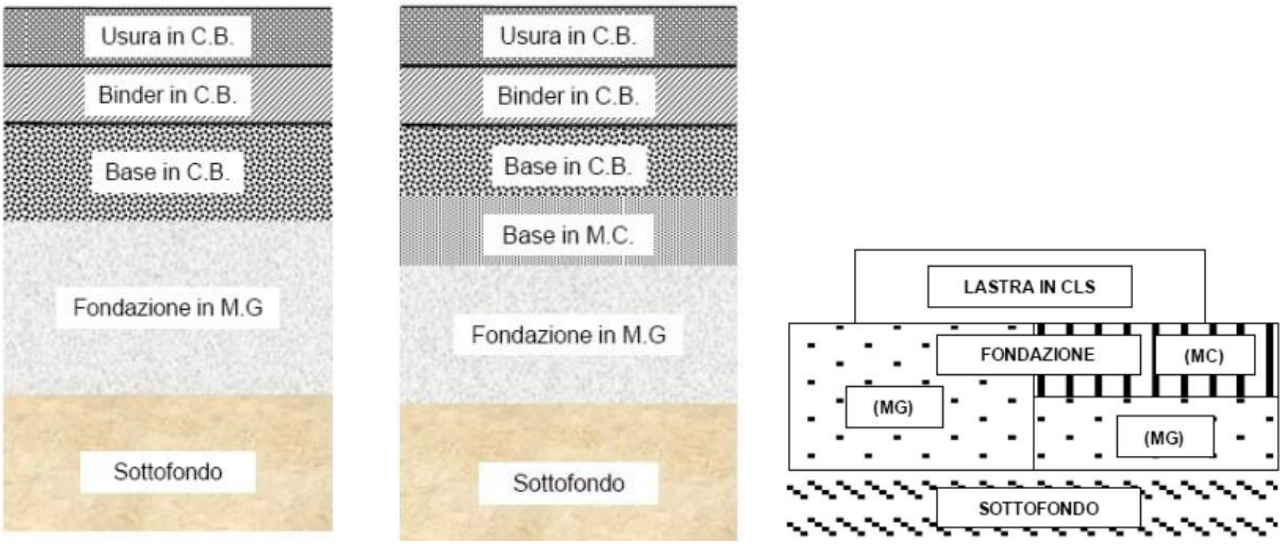
2.1. Le pavimentazioni stradali

Con il termine pavimentazione stradale si indica la sovrastruttura interessata dal moto dei veicoli, atta a garantire nel tempo la transitabilità del traffico veicolare in condizioni di comfort e sicurezza. Essa deve ripartire sul terreno le azioni statiche e dinamiche dei mezzi di trasporto, fornire una superficie di rotolamento regolare e poco deformabile, proteggere il terreno sottostante dagli agenti atmosferici. Le caratteristiche più importanti per un manto stradale possono essere riassunte nei seguenti punti:

- elevata capacità portante;
- buona stabilità;
- bassa permeabilità dell'acqua;
- buone caratteristiche di micro e macrotessitura;
- vita utile estesa.

La pavimentazione stradale è costituita da una serie di strati sovrapposti realizzati con materiali differenti. Gli strati principali sono, generalmente, risalendo dal basso: sottofondo, fondazione, base, binder e usura. (Figura 2.1)

Sulla base di qualità/caratteristiche dei materiali costituenti e dello spessore degli strati, si distinguono tre macro-tipologie di pavimentazioni: flessibili, semi-rigide e rigide (Figura 2.1). La diversa combinazione degli strati e la scelta dei materiali costituenti comporta una differente distribuzione dei carichi al terreno di sottofondo e, quindi, un diverso comportamento in esercizio.



a) pavimentazione flessibile b) pavimentazione semirigida c) pavimentazione rigida

Figura 2.1 - Composizione stratigrafica delle diverse tipologie di pavimentazione

Pavimentazioni flessibili

Le pavimentazioni flessibili (Figura 2.1a), che costituiscono la stragrande maggioranza della rete viaria urbana ed extraurbana, sono costituite da uno strato di usura superficiale in conglomerato bituminoso che si appoggia su uno strato di collegamento e uno strato di base, anch'essi in conglomerato bituminoso. Il pacchetto strutturale è completato da uno strato di fondazione in misto granulare (stabilizzato o non) che trasferisce i carichi al sottofondo. Questo tipo di pavimentazione permette una distribuzione del carico al piano di sottofondo attraverso il sistema stratificato. Come suggerisce la definizione stessa di questa tipologia di sovrastruttura, il meccanismo di resistenza è basato sul concetto di flessibilità. Affinché la pavimentazione possa resistere efficacemente ai carichi senza deformarsi né fessurarsi, la sovrastruttura deve essere in grado di flettersi efficacemente a seguito dell'applicazione dei carichi di traffico senza superare la resistenza a trazione nella zona di massima tensione. Le pavimentazioni flessibili presentano un'alta deformazione recuperabile e garantiscono il comfort di marcia. Le pavimentazioni flessibili sono generalmente soggette a quattro tipologie di dissesto:

- *Fessurazione a fatica*: si caratterizza tramite una serie di fessure interconnesse disposte lungo le direttrici di impronta degli pneumatici (Figura 2.2)

Figura 2.2 – Fessurazione a fatica

- *Ormaiamento*: è un fenomeno che consiste nella formazione di solchi sulla pavimentazione stradale causato dal progressivo accumulo di deformazioni permanenti sotto la pressione degli pneumatici (Figura 2.3). L'ormaiamento si verifica ad alte temperature sotto l'azione di carichi molto pesanti ed è un fenomeno da tenere in considerazione sia in fase di progettazione che in fase di manutenzione del manto stradale, poiché la formazione dell'ormaia porta ad una riduzione della percezione di comfort e di sicurezza da parte degli utenti.

Figura 2.3 – Ormaiamento

- *Fessurazione termica:* consiste nella formazione di una serie di fessure ortogonali alla direzione di sviluppo del manto stradale, disposte ad intervalli regolari. La fessurazione per basse temperature è dovuta alla tensione termica che si crea nel manto di usura quando, raffreddato, tende a contrarsi.

- *Perdita di tessitura superficiale:* dovuta alle ripetute applicazioni dei carichi di traffico che rendono l'aggregato liscio in superficie, diminuendo l'aderenza con gli pneumatici.

Pavimentazioni rigide

Le pavimentazioni rigide (Figura 2.1c) sono costituite da una lastra superficiale in calcestruzzo che poggia al di sopra di uno strato di base in misto cementato e uno strato di fondazione in misto granulare. La maggior parte delle sollecitazioni è sopportata dalla piastra in calcestruzzo. Questo tipo di pavimentazione viene impiegata quando si dispone di sottofondo con scarse caratteristiche meccaniche, dove si devono fronteggiare condizioni climatiche molto severe e/o dove si hanno carichi di traffico molto elevati e prolungati come, ad esempio, i piazzali di stazionamento aeroportuali. In genere sono realizzate con l'installazione di giunti longitudinali e trasversali che permettono il ritiro del calcestruzzo durante la presa e la ripresa del getto e del lavoro.

In generale, considerando condizioni di carico analoghe, si può affermare che rispetto alle pavimentazioni rigide, quelle flessibili sono caratterizzate da una vita utile ridotta, in quanto risulta minore la portanza complessiva della pavimentazione (influenzata dal comportamento visco-elastico e termo-dipendente degli strati legati a bitume). Tuttavia, esse garantiscono maggior semplicità costruttiva, così come maggiore facilità di intervento in fase manutentiva. Al contempo, va considerato che le pavimentazioni rigide presentano numerosi punti di discontinuità (giunti) di non facile gestione (sia realizzativa che manutentiva) e spesso causa di prematura fessurazione. Inoltre, le condizioni ambientali (gradienti termici e variazioni igrometriche) possono indurre nella lastra in calcestruzzo notevoli tensioni potenzialmente nocive.

Pavimentazioni semirigide

Le pavimentazioni semirigide (Figura 2.1b) si realizzano con uno strato superficiale costituito da conglomerato bituminoso e con uno strato di base formato superiormente da conglomerato bituminoso e inferiormente da misto cementato; la fondazione è realizzata in stabilizzato granulometrico.

La minor deformabilità dello strato rigido implica una minor deformazione globale della sovrastruttura. A parità di ogni altra condizione, la pavimentazione risentirà quindi meno dei fenomeni di fatica e di deformazione permanenti localizzate degli strati superficiali. Per questi motivi le pavimentazioni semirigide sono indicate nei casi di elevati volumi di traffico pesante.

Le pavimentazioni semiflessibili

Un'alternativa alle pavimentazioni rigide e flessibili è costituita dalle pavimentazioni semiflessibili (Figura 2.4b) che consistono in uno strato superficiale di Grouted Macadam (GM) posto sopra strati in conglomerato bituminoso. Il Grouted Macadam consiste in uno scheletro bituminoso aperto (vuoti al 20 – 35 %), i cui vuoti sono riempiti con una malta cementizia. Tale tecnologia nasce negli anni '60 ad opera del costruttore francese J. Lefebvre come pavimentazione aeroportuale alternativa a quelle in calcestruzzo grazie alla loro elevata resistenza all'abrasione e all'attacco dei carburanti. Successivamente si diffonde in tutto il mondo anche ad uso stradale a causa delle ottime prestazioni in presenza di carichi pesanti statici e caratterizzati da basse velocità di percorrenza. Le pavimentazioni semiflessibili si presentano come una tipologia intermedia tra quelle rigide e quelle flessibili grazie alla loro capacità di combinare alcuni pregi di entrambe le soluzioni. Infatti, esse abbinano l'elevata resistenza ai carichi e all'ormaiamento delle pavimentazioni rigide con l'assenza di giunti e la flessibilità tipiche delle sovrastrutture in conglomerato bituminoso. In aggiunta a quanto specificato in precedenza, deve essere considerata la semplicità della messa in opera di tale tecnologia a confronto con una pavimentazione rigida in calcestruzzo che richiede tempi più lunghi. Infatti, l'apertura al traffico delle pavimentazioni in Grouted Macadam può avvenire il giorno dopo della realizzazione dello strato superficiale grazie alla presenza dello scheletro bituminoso. Diversamente, per le pavimentazioni rigide bisogna attendere almeno una settimana prima di riaprire al traffico, affinché il calcestruzzo sviluppi la minima resistenza necessaria.

Quindi, in breve, i pregi di tale tipologia di pavimentazione sono i seguenti:

- buon compromesso tra flessibilità e resistenza ai carichi statici;
- assenza di giunti e semplice messa in opera;
- brevi tempi di apertura al traffico rispetto ad una pavimentazione rigida;
- notevole resistenza ai cicli di gelo e disgelo;
- elevata resistenza agli agenti chimici grazie alla malta cementizia;
- elevata resistenza all'usura;
- buone qualità estetiche e di luminosità. In particolare, la superficie di colore chiaro è capace di riflettere la luce solare, scongiurando le "isole di calore" in ambiente urbano, così come può riflettere l'illuminazione artificiale in galleria.

Per quanto riguarda la struttura, le pavimentazioni semiflessibili in Grouted Macadam presentano la stratigrafia tipica delle pavimentazioni flessibili con la differenza che lo strato più superficiale è uno strato di usura in conglomerato bituminoso poroso (solitamente di tipo drenante) intasato con malta cementizia di spessore variabile tra i 30 mm e i 60 mm. La costruzione di uno strato di GM avviene in due fasi separate: la stesa del conglomerato bituminoso poroso e l'intasamento con la malta cementizia. Le due fasi sono solitamente eseguite a distanza di almeno un giorno poiché è necessario consentire allo strato di conglomerato di raffreddarsi prima che sia colata la malta cementizia per intasare i vuoti, al fine di non alterare il rapporto acqua-cemento della malta.

Per la stesa del conglomerato viene impiegata una vibrofinitrice. Per la successiva compattazione, che dev'essere leggera per non chiudere troppo la miscela, si utilizza un rullo metallico senza vibrazioni per evitare l'insorgere di fessure.

Terminata la messa in opera del manto in conglomerato bituminoso si procede con la fase di grouting (intasamento) che consiste nell'esecuzione delle iniezioni di malta espansiva a temperatura ambiente con vari passaggi (Figura 2.5) al fine di ottenere il massimo intasamento. Successivamente viene effettuato un trattamento superficiale con spazzole e vibratura della malta per massimizzare l'intasamento e la compattazione con rulli vibranti. Una volta terminata la compattazione è possibile procedere con il ripristino delle caratteristiche di tessitura superficiale per garantire l'aderenza. Tale processo viene effettuato con la tecnica della "pallinatura" in forma leggera di minimo martellamento. Una volta ultimata la pallinatura sarà sufficiente attendere solamente 24 ore per l'apertura al traffico.

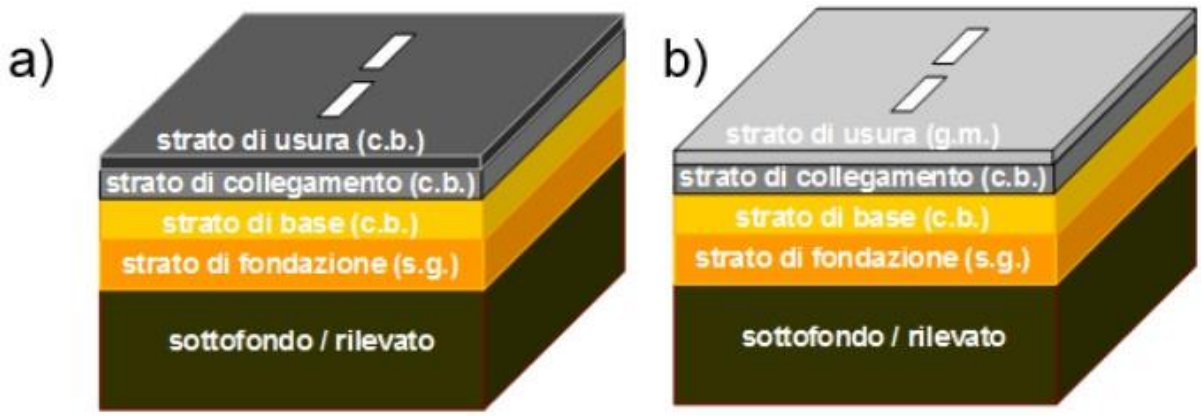


Figura 2.4 – Composizione stratigrafica di una pavimentazione semiflessibile (b) a confronto con quella di una pavimentazione flessibile (a)

Figura 2.5 – Intasamento dello strato di conglomerato bituminoso con la malta cementizia

2.2. Il Grouted Macadam

Il Grouted Macadam è un materiale composito impiegato come strato di usura nelle pavimentazioni semiflessibili. È costituito dalla combinazione dalla miscela di conglomerato bituminoso aperto e malta cementizia nello stesso strato. In particolare, il GM è composto da uno scheletro di conglomerato bituminoso aperto con un contenuto di vuoti dell'ordine di 20-35%, che vengono intasati con una miscela di malta cementizia dotata di una elevata fluidità. La malta dovrà essere infatti talmente fluida tale da fluire facilmente attraverso i vuoti intergranulari dello scheletro, lasciando praticamente zero vuoti d'aria (Figura 2.6). Il prodotto finale è una combinazione delle migliori qualità delle pavimentazioni rigide e di quelle flessibili, tra i quali elasticità e assenza di giunti caratteristiche dei conglomerati bituminosi, ed elevata portanza e resistenza all'usura dei materiali cementizi. Questo tipo di strato superficiale è normalmente realizzato con uno spessore dell'ordine del 30 - 60 mm, al fine di garantire una buona compattabilità dello scheletro bituminoso con il voluto contenuto di vuoti e la completa penetrazione della malta tra i vuoti intergranulari.

Figura 2.6 – Intasamento con malta cementizia in laboratorio

Aggregati

Gli aggregati hanno un ruolo fondamentale per la produzione di strati in Grouted Macadam. Le proprietà meccaniche del prodotto finale, infatti, sono influenzate dal tipo, dalle dimensioni e dalle proprietà meccaniche degli aggregati utilizzati.

Nel corso degli anni sono state svolte diverse ricerche da parte di alcuni autori come Husain, N. M. et al (2010) [1], che hanno condotto un'analisi sulle differenze dei GM prodotti utilizzando tre differenti gradazioni di aggregati G1, G2 e G3, corrispondenti al limite inferiore, all'intermedio e al limite superiore del fuso per una miscela porosa, in termini di proprietà volumetriche e durabilità (Figura 2.7). La linea di interpolazione delle 3 gradazioni di miscele mostra il significato dei contenuti dei vuoti per ogni miscela che varia da 9,93% a 11,60%. Il grafico mostra chiaramente che il volume dei vuoti aumenta quando la gradazione degli aggregati passa da limite inferiore al limite superiore. Un altro studio è stato condotto da Setyawan A. (2013) [2] sull'influenza della tipologia di aggregato sulla resistenza a compressione di GM prodotto con due tipi di miscele fredde, una con calcare carbonifero e l'altra con calcare dolomitico.

In conclusione, riassumendo i risultati dei vari studi effettuati:

- in generale la resistenza a compressione della miscela a freddo di GM idratata è inferiore di quelle a caldo idratate dovuto alla bassa resistenza scheletro di conglomerato bituminoso poroso a freddo. Il grado di resistenza a compressione sviluppato dalla miscela a freddo di GM era maggiore di quelle della miscela a caldo.
- esiste una relazione di proporzionalità inversa tra il volume dei vuoti del GM e quelli della miscela porosa. All'aumentare dei vuoti della miscela, diminuiscono i vuoti del GM.
- Il GM confezionato con calcare dolomitico ha dimostrato una resistenza pari all'80% rispetto a quella del calcare carbonifero (Figura 2.8).

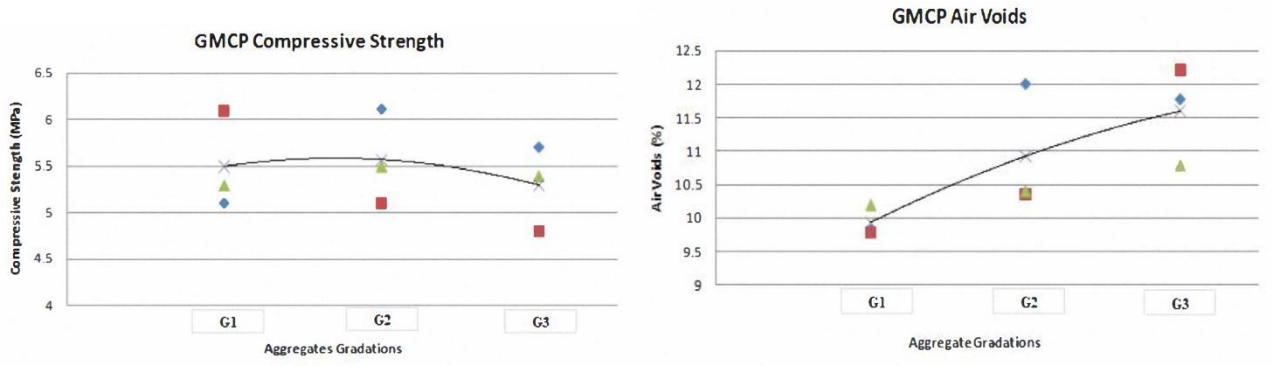


Figura 2.7 – Resistenza a compressione e contenuto di vuoti dei GM alle 3 gradazioni di aggregati [1]

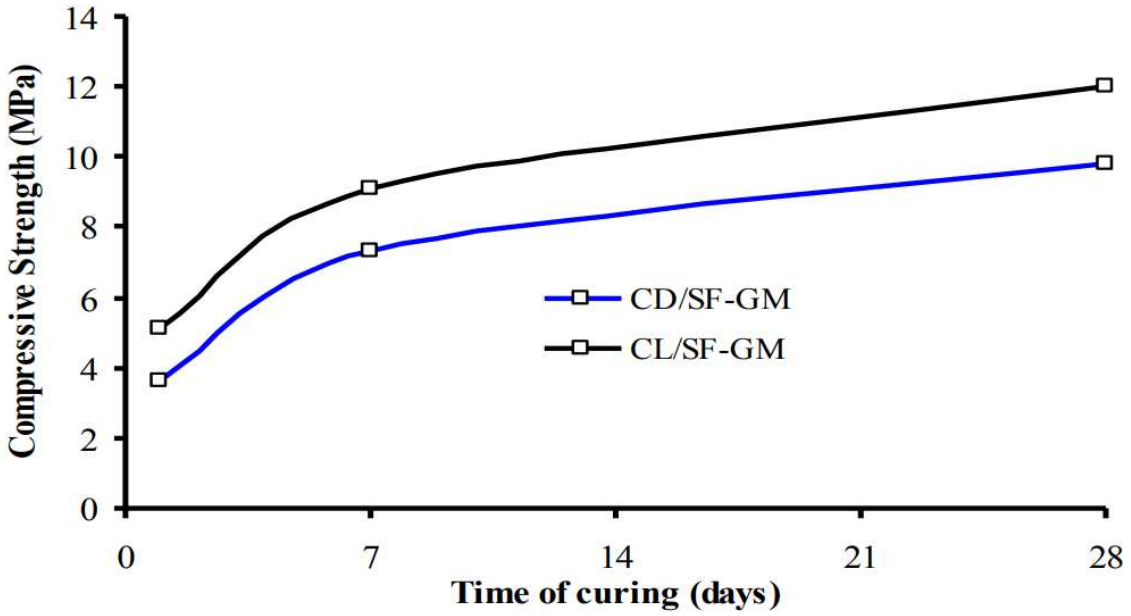


Figura 2.8 – Resistenza a compressione di GM con aggregati di calcare dolomitico (CD/SF-GM) e con aggregati di calcare carbonifero (CL/SF-GM) [2]

Malta da intasamento

La composizione della malta è basata sulla necessità di produrre un materiale ad elevata fluidità in modo da raggiungere tutti i vuoti dello scheletro di conglomerato bituminoso poroso. Per ottenere tale fluidità della malta è necessario utilizzare additivi fluidificanti come la microsilica che garantisce una viscosità sufficientemente bassa della malta per il riempimento dei vuoti. La malta deve essere anche resistente, poiché i blocchi che occupano ogni vuoto dovrebbero comportarsi come le particelle di aggregato, quindi, devono essere abbastanza forti per questo ruolo. Inizialmente non saranno in

contatto diretto con le particelle di aggregato a causa della presenza del film di legante. D'altronde, durante la vita in esercizio, le tensioni indotte dal traffico veicolare faranno sì che la malta e lo scheletro bituminoso assumano una configurazione ancora più compatta essendo sempre più a contatto. Tipicamente si adotta una resistenza a compressione della malta intorno a 100 MPa.

In una ricerca del 2013, A. Setyawan [2] studiò l'influenza di 4 diverse tipologie di malta cementizia utilizzando campioni di GM prodotti con conglomerato bituminoso poroso calcareo a caldo (HL) che da solo aveva un valore medio di resistenza alla compressione pari a 1.69 Mpa. In seguito, i campioni sono stati intasati con quattro tipi di malta cementizia.

Dopo un giorno, le OPC-GM (cemento portland ordinario) e SF-GM hanno mostrato grandi resistenze rispetto ai provini FA/SF-GM. Il GM-Poz mostra valori comparabili ai OPC-GM e SF-GM. Tuttavia, gli effetti beneficiali del materiale che sostituiscono il cemento sono dimostrati chiaramente a lunga stagionatura. La cenere volante (FA) e fumo di silice (SF) sono note per la loro capacità di migliorare l'impacchettamento del composito dovuto alla forma, dimensioni e le proprietà pozzolaniche delle loro particelle, che a sua volta si traduce in un miglioramento della struttura dei pori del prodotto finale. A 28 giorni, le resistenze a compressione di GM-SF e GM-FA/SF erano quasi identici a 13,82 e 13,71 MPa per SF-GM e FA/SF-GM, rispettivamente, e circa il 15% superiore a quello di OPC-GM. Il Poz-GM ha avuto uno sviluppo di resistenza simile a quello di SF.

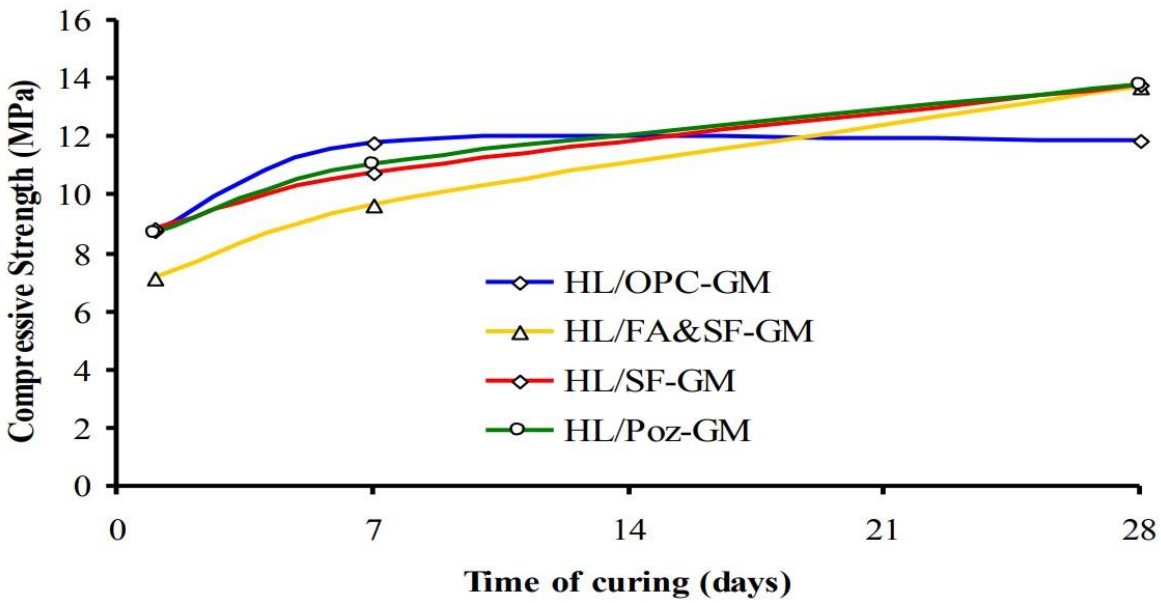


Figura 2.9 – Resistenza a compressione di GM con differenti tipi di malta [2]

Material	*Compressive strength (MPa)*		
	1 day curing	7 days curing	28 days curing
HL/OPC-GM	8.77	11.80	11.85
HL/SF-GM	8.82	10.76	13.82
HL/FA&SF-GM	7.18	9.66	13.71
HL/Poz-GM	8.71	11.07	13.82

Figura 2.10 – Resistenza a compressione di GM con differenti tipi di malta

Bitume

Setyawan A. [2] analizzò anche quanto influisce la scelta del tipo di bitume sulla proprietà di resistenza compressione di GM. Lo studio fu condotto usando due tipi di scheletri di conglomerato bituminoso poroso, ovvero conglomerato bituminoso poroso calcareo a caldo (HL) e conglomerato bituminoso poroso calcareo a freddo (CL), entrambi gli scheletri, poi, furono riempiti della medesima malta cementizia composta da fumo di silice (HL/SF-GM e CL/SF-GM).

Dopo una stagionatura di 28 giorni, le resistenze a compressione del CL/SF-GM erano inferiori di quelle della HL/SF-GM poiché la miscela a freddo dello scheletro di conglomerato bituminoso ha una resistenza minore. Nella miscela a caldo lo sviluppo della resistenza era puramente dipendente dalla resistenza guadagnata dalla malta cementizia.

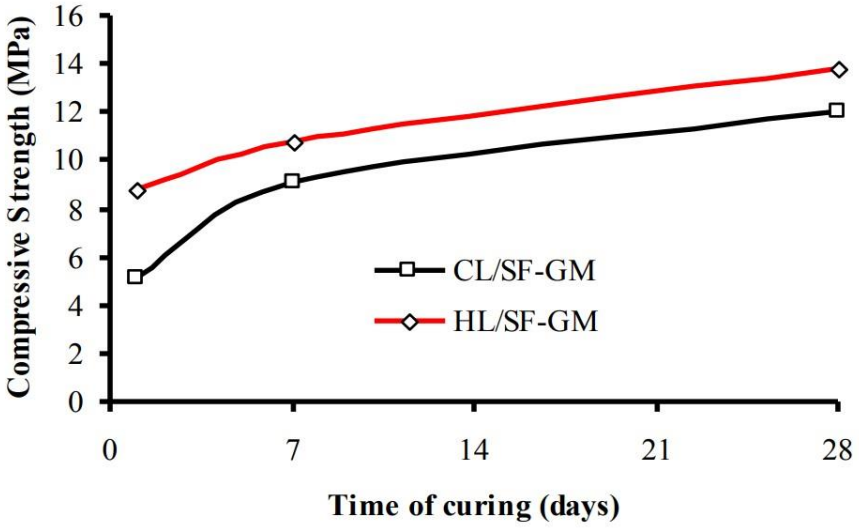


Figura 2.11 – Resistenza a compressione di GM con differenti tipi di bitume [2]

Rigidezza di Grouted Macadam

La rigidezza è una proprietà meccanica fondamentale per le prestazioni dei materiali stradali, poiché determina la capacità di uno strato di distribuire i carichi su quelli sottostanti. Per valutarla si esegue una prova a trazione indiretta secondo la norma UNI EN 12697-26, misurando la deformazione trasversale di un provino cilindrico soggetto a compressione longitudinale lungo un diametro, per ricavare il modulo elastico tramite relazioni matematiche tra geometria, deformazione e coefficiente di Poisson secondo la teoria dell'elasticità lineare. Questo valore viene influenzato dalla temperatura, pertanto la prova va effettuata a diverse temperature comprese tra 5° e 50° C.

Corradini, A. et al.,[3] in una ricerca del 2017, hanno osservato che il valore del modulo di rigidezza della miscela intasata (FAC) tende ad aumentare tre volte in comparazione con quelle della miscela tradizionale (HMA). Infatti, i trenta provini di GM preparati in laboratorio hanno mostrato un valore di modulo di rigidezza medio pari a 6639 MPa, mentre i quindici valori di quelli della miscela standard pari 1987 MPa. A questo punto è evidente che i provini di materiale composito presentano una elevata variabilità di rigidezza in confronto a quelli di asfalto tradizionale (Figura 2.12).

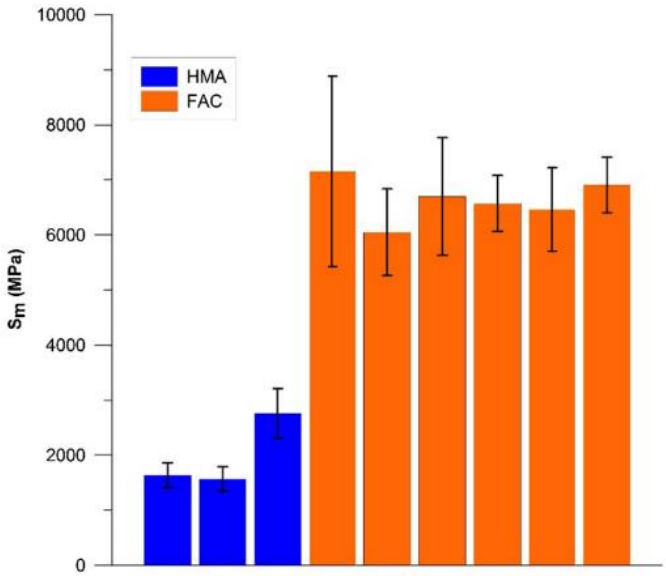


Figura 2.12 – Risultati del modulo di rigidezza medio e la rispettiva deviazione standard [3]

Termo-dipendenza del Grouted Macadam

Il modulo di rigidezza di un conglomerato bituminoso è strettamente legato alla temperatura in quanto è un materiale termo-dipendente. All'aumentare della temperatura diminuisce il modulo di rigidezza di un conglomerato bituminoso. I confronti prestazionali tra i vari tipi di conglomerato vanno effettuati solo tramite prove nelle stesse condizioni di temperatura.

Il GM, essendo composto da uno scheletro bituminoso, è un materiale che presenta una termo-dipendenza. Tuttavia, quest'ultima risulta molto meno spiccata rispetto a un conglomerato bituminoso

tradizionale grazie alla presenta della malta cementizia, come dimostrato da Spadoni et al. [4]. Nello studio condotto si afferma che il GM, grazie ad una bassa termo-dipendenza, mantiene un'alta resistenza allo sgranamento anche a temperature elevate.

Per tutte le temperature di prova, i provini GM testati si sono rivelati più rigidi dei campioni Asphalt Concrete (AC) di riferimento grazie all'irrigidimento dovuto alla malta. Inoltre, i campioni GM con malta B polimerizzata per 1 anno erano circa il 25% più rigidi tra 20°C e 40°C rispetto alla stessa miscela testata a ventotto giorni. Probabilmente è correlato alla crescente resistenza della malta, considerando che l'ossidazione del bitume dello scheletro di asfalto è limitata nel breve periodo (solo un anno). Di conseguenza, le miscele GM mostrerebbero una migliore capacità portante e deformazioni permanenti inferiori rispetto alle miscele AC a causa della loro maggiore rigidità ad alta temperatura. [4]

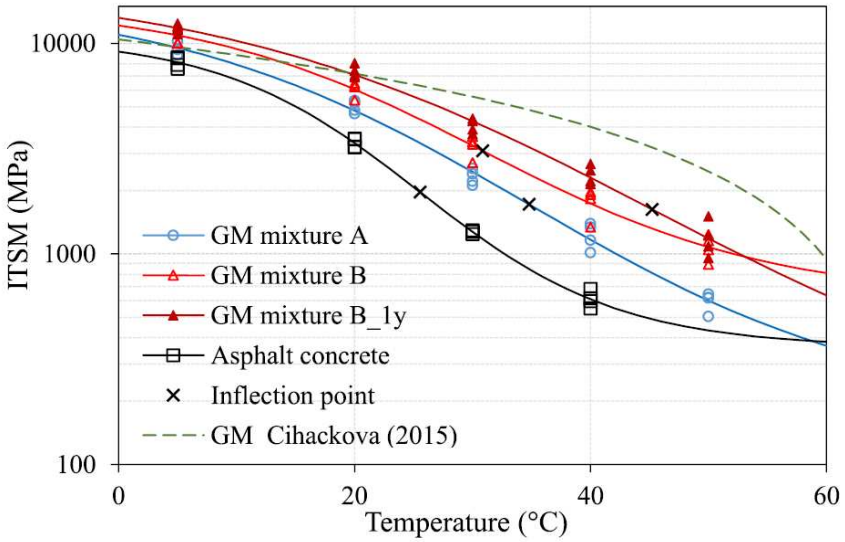


Figura 2.13 - Regressione sigmoidale tra la temperatura e l'ITSM [4]

Nella presente tesi, in particolare, verranno testati dei GM a 30 °C e a 40 °C tramite prove di resistenza allo sgranamento (scuffing).

2.3. Resistenza allo sgranamento (ravelling resistance)

Il ravelling (Figura 2.14) è la perdita di materiale del manto stradale causata dall'azione di sfregamento degli pneumatici che, spesso, è una potenziale causa di difettosità dei materiali presenti nella pavimentazione. Il fenomeno del ravelling è principalmente la perdita delle particelle aggregate grossolane, il quale si differenzia dal cosiddetto "fretting" che consiste, invece, nella perdita di materiale fine come la malta. Fretting e ravelling sono i meccanismi di dissesto più comuni (responsabile di oltre il 60% di tutti i difetti) secondo il Thin Surface Course Systems (TSCS), comunemente usato sullo UK Strategic Road Network (SRN) [5].

Lo sgranamento si verifica quando il legame tra legante e aggregato raggiunge un punto critico a causa delle forze di taglio dovute al traffico. Ciò è dovuto ad un'eccessiva deformazione del legante che porta ad una frattura e conseguente perdita di particelle aggregate dalla superficie. Una volta avviato il meccanismo, il deterioramento diventa progressivamente più veloce fino alla rottura. Questo meccanismo di dissesto è limitato alla superficie la quale è soggetta alle forze di sfregamento degli pneumatici del veicolo [6].

Tuttavia, esistono altri fattori che possono avviare o accelerare il processo di ravelling; tra questi si hanno un errato dosaggio di legante bituminoso, una granulometria inappropriata degli aggregati, una scarsa adesione tra il legante e l'aggregato, una scarsa compattazione, uno sfregamento aggressivo da parte del traffico, l'invecchiamento del bitume e l'effetto delle condizioni climatiche. Queste cause sono spesso concatenate, rendendo difficile valutare il potenziale teorico di rottura di una miscela di asfalto in fase di progettazione [5].

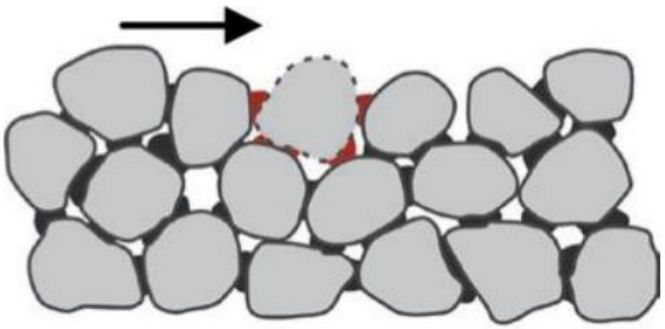


Figura 2.14 – Illustrazione del fenomeno dello sgranamento

Il Cantabro test è la prova più utilizzata, difatti è l'unica contemplata nelle attuali Norme Tecniche di Capitolo (italiane) per la caratterizzazione dei conglomerati porosi. Tale metodo determina semplicemente la perdita abrasiva di campioni asfalto caldo compattati con compattatore ad impatto Marshall durante la rotazione e continua caduta per gravità dei campioni stessi in un dispositivo Los Angeles per 300 giri, alla velocità di 30-33 giri al minuto. È chiaro da questa semplice procedura di prova che maggiore è la perdita di massa, maggiore è lo sgranamento registrato.

Tuttavia, è improbabile che la dura abrasione impartita dalla macchina Los Angeles possa riflettere le condizioni reali per le quali si ha la graduale perdita di mastice. Di conseguenza, la prova Cantabro può essere solo considerata come un indicatore della relativa resistenza allo sgranamento di diversi tipi di miscela, data anche la disponibilità di un’ampia banca dati.

Per questo motivo, recentemente sono state sviluppate diverse apparecchiature per indagare la resistenza allo sgranamento di conglomerati bituminosi atte a simulare efficacemente l’azione e li sforzi di taglio indotti dai veicoli in movimento sullo strato superficiale della pavimentazione. Tali apparecchiature, tra cui ricade il Darmstadt Scuffing Device (DSD) utilizzato nel presente lavoro di tesi, sono normate dalla UNI CEN/TS 12695-50.

Prova Cantabro

La Cantabro è una prova che definisce un indice idoneo a misurare la resistenza allo sgranamento e agli urti di un conglomerato bituminoso. Il test si esegue tramite un provino cilindrico compattato con la procedura Marshall che viene inserito all'interno della macchina Los Angeles (Figura 2.14), previa pesatura. Il cilindro della macchina Los Angeles compie 300 giri al termine dei quali il provino viene pesato nuovamente e si calcola la perdita in peso percentuale del provino.

La maggior parte degli studi che hanno utilizzato la procedura del test Cantabro si sono concentrati su miscele di asfalto poroso PA. Nonostante ciò, alcuni ricercatori hanno utilizzato la stessa procedura per valutare la durabilità delle miscele di asfalto chiuso e anche di materiale GM.

Figura 2.14 – Tamburo Los Angeles

In particolare, i test effettuati su provini di pavimentazione in Grouted Macadam hanno mostrato una perdita di grani solamente lungo gli spigoli di contorno del provino,[6] evidenziando che l'intasamento con malta risulta estremamente efficace nel mantenere insieme i grani dello scheletro bituminoso, scongiurando la necessità di manutenzioni frequenti. Inoltre, la maggiore inerzia termica data dalla malta cementizia rende la pavimentazione particolarmente resistente all'abrasione soprattutto alle temperature elevate, condizione di criticità per le pavimentazioni bituminose.

Dai risultati dei test risultano anche una buona resistenza alla propagazione della fessura e un'ottima resistenza all'abrasione già a temperatura standard. L'impiego di GM permette quindi di aumentare in maniera significativa le resistenze meccaniche e conseguentemente la durabilità e la vita utile delle pavimentazioni soggette a forte e continuo stress.

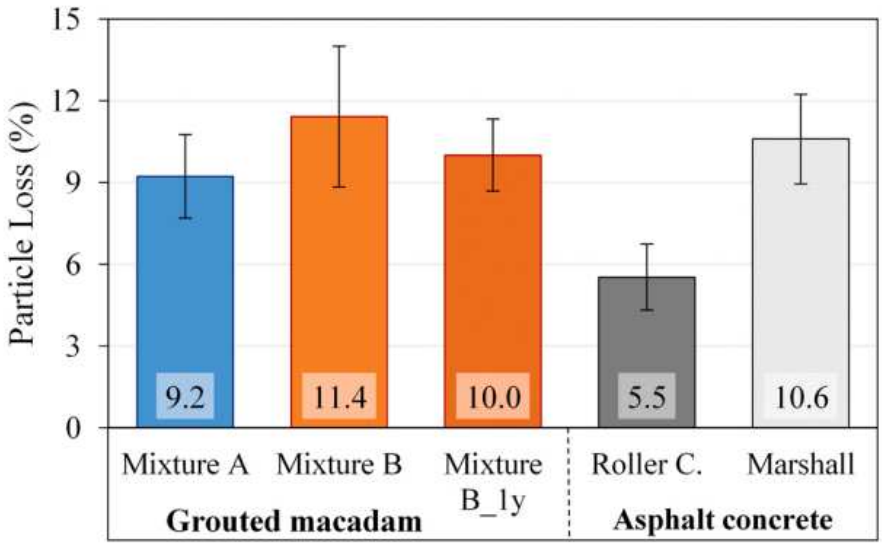


Figura 2.15 – Perdita di materiale media durante le prove Cantabro [4]

Darmstadt Scuffing Device (DSD)

Il DSD, invece, è un dispositivo più recente che valuta la resistenza allo sgranamento di campioni di asfalto a grandezza naturale. Questo tipo di prova verrà descritta in modo più dettagliato nel capitolo 3 della presente tesi.

3. MATERIALI E METODI DI PROVA

Lo studio sperimentale esposto nella presente tesi è finalizzato alla valutazione della resistenza allo sgranamento di lastre composte da diversi materiali per strati di usura tramite prove effettuate con il Darmstadt Scuffing Device.

3.1 Materiali

3.1.1 Conglomerato bituminoso drenante

Il conglomerato bituminoso drenante, arrivato direttamente dall'impianto di produzione di Andria in sacchi da 20kg, viene stoccato nel magazzino del Laboratorio di Strade in appositi recipienti. Tuttavia, prima di compattare il conglomerato bituminoso, è necessario controllare che la granulometria del materiale e la percentuale di bitume corrispondano effettivamente a quelle indicate nelle schede tecniche fornite dal produttore. Una porzione del conglomerato bituminoso viene, quindi, prelevata dai contenitori e sottoposta ad un processo di estrazione con solvente in un apposito estrattore presente in laboratorio (Figura 3.1). Tale processo viene ripetuto due volte per verificare la variabilità e l'affidabilità dei risultati. Al termine della procedura si costruisce la curva granulometrica post-estrazione (Figura 3.2) e si nota che i risultati ottenuti corrispondono, seppur con un errore accettabile, a quelli della granulometria di progetto (Figura 3.3).

Figura 3.1 – Estrattore

Studio granulometrico Data : 01/04/2022

Inerte		D'Oria 0/4	De Pascalis 4/8	Tecno Beton 10/16	De Pascalis 8/16				Le Cave Filler	Risultante granulometrica Trattenuti %	Risultante granulometrica Passanti %	Fuso Passanti %	
Analisi granulometriche (UNI EN 933-1) Set. UNI - **Trattenuti %**													
	31,5										**100,0**	100	100
	20										**100,0**	100	100
	14			14,8	5,6					8,2	**91,8**	85	94
	10			65,5	40,0					41,9	**49,9**	38	53
	6,3		24,0	19,3	51,0					27,9	**22,0**	13	26
	2	22,3	74,1		2,7					8,3	**13,6**	8	18
	0,5	42,0	1,2							5,5	**8,1**	6	12
	0,25	14,0								1,8	**6,3**	6	10
	0,063	11,1							13,8	1,9	**4,4**	4	8
	Filler	10,6	0,7	0,4	0,7				86,2	4,4			
% utilizzo		**13**	**6**	**42**	**36**				**3**				
Gse g/cm³ (MVA inerti)		2,652	2,580	2,700	2,570				2,690		**2,638**	Gse mix	

Figura 3.2 – Studio granulometrico di progetto del conglomerato bituminoso drenante

La granulometria degli aggregati presenti nella miscela di conglomerato bituminoso drenante è responsabile della sua porosità e compattabilità. In ascissa è riportata l'apertura dei setacci (in mm), in ordinata la percentuale di passante per ogni setaccio usato in fase setacciatura. Quanto più la curva è omogenea, tanto minore è la porosità della miscela.

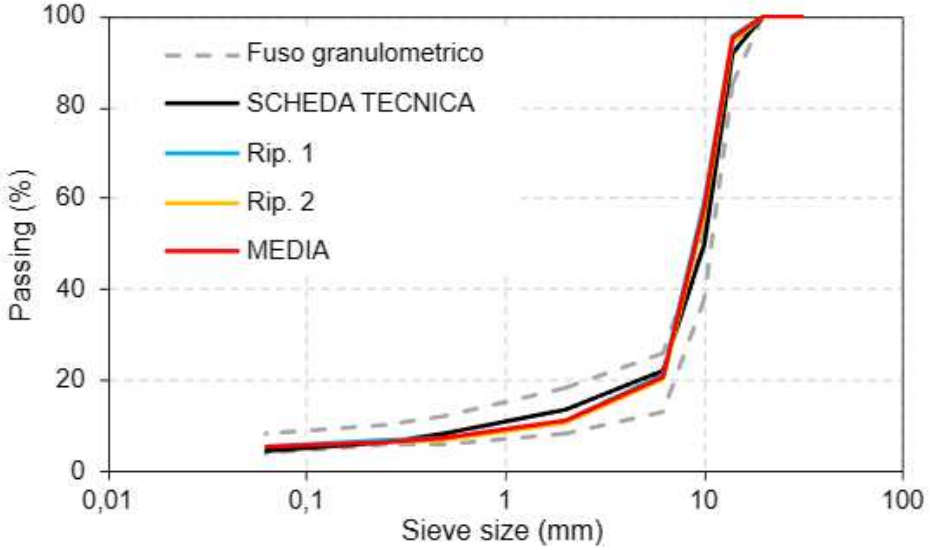


Figura 3.3 – Curva granulometrica degli aggregati post-estrazione del conglomerato bituminoso drenante

Il bitume è di tipo modificato con polimeri stirene-butadiene-stirene (SBS), con dosaggio pari al 3.8 % rispetto al bitume vergine. Il dosaggio di bitume secondo la scheda tecnica è del 5.0 % rispetto al

peso degli aggregati. Diversamente, dai risultati delle estrazioni è risultato pari a 4.3 % rispetto al peso degli aggregati.

3.1.2 Conglomerati bituminosi chiusi

Il conglomerato bituminoso chiuso utilizzato per lo studio esposto nella presente tesi, si distingue in due tipologie, entrambe prodotto da Asfalti S.r.l. di Grottazzolina (FM): una miscela contiene bitume tradizionale 50/70 (DGneat), mentre, il secondo tipo di conglomerato bituminoso prevede l'impiego di un bitume modificato con polimeri SBS (DGmod). Entrambi i conglomerati bituminosi chiusi sono arrivati nel Laboratorio di Strade direttamente dall'impianto di produzione in sacchi da 12kg ciascuno e stoccati in magazzino nei rispettivi contenitori. Nelle schede tecniche fornite dal produttore sono riportate tutte le caratteristiche dei conglomerati bituminosi chiusi tra cui la progettazione della miscela, la granulometria e le proprietà fisico-chimiche. In seguito al processo di estrazione del legante con solvente, ripetuto due volte, si osserva che la composizione granulometrica post-estrazione di entrambe le tipologie di conglomerato (Figure 3.5-3.6) corrisponde, con un errore trascurabile, a quella di progetto (Figura 3.4).

Formulazione miscela espressa come Composizione Obiettivo in ingresso

GRANULOMETRIA		
Setacci	Apertura [mm]	Passante %
D	12.5	96
Caratteristico grosso	8	78
Extra grosso	6.3	66
2 mm	2	33
Caratteristico fine	0,5	16
Extra fine	0,250	12
0,063	0,063	7.7

Figura 3.4 – Studio granulometrico di progetto dei conglomerati bituminosi chiusi

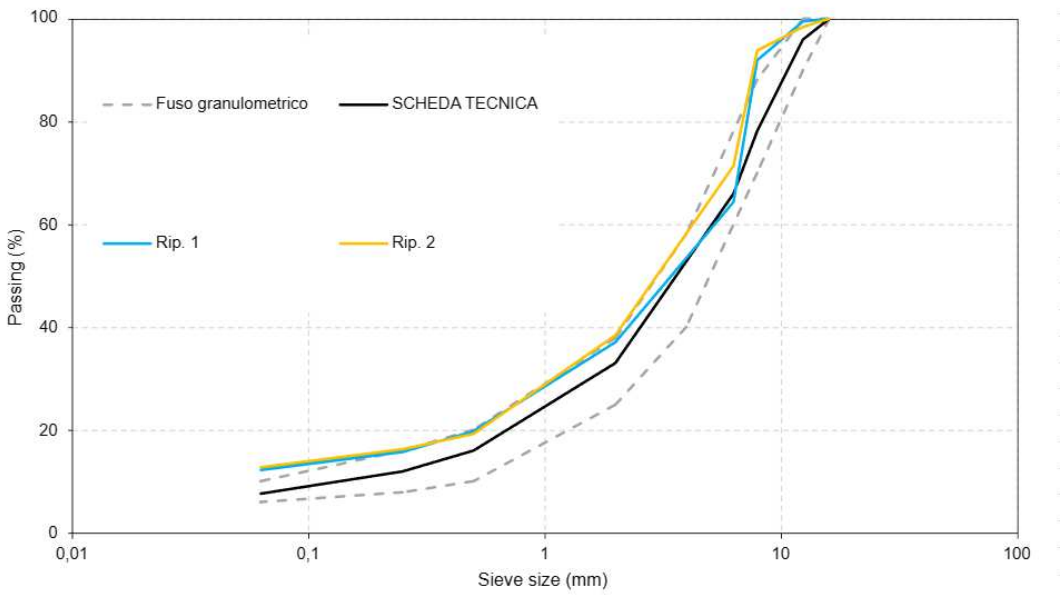


Figura 3.5 – Curva granulometrica post-estrazione degli aggregati del conglomerato bituminoso contenente bitume tradizionale (DGneat)

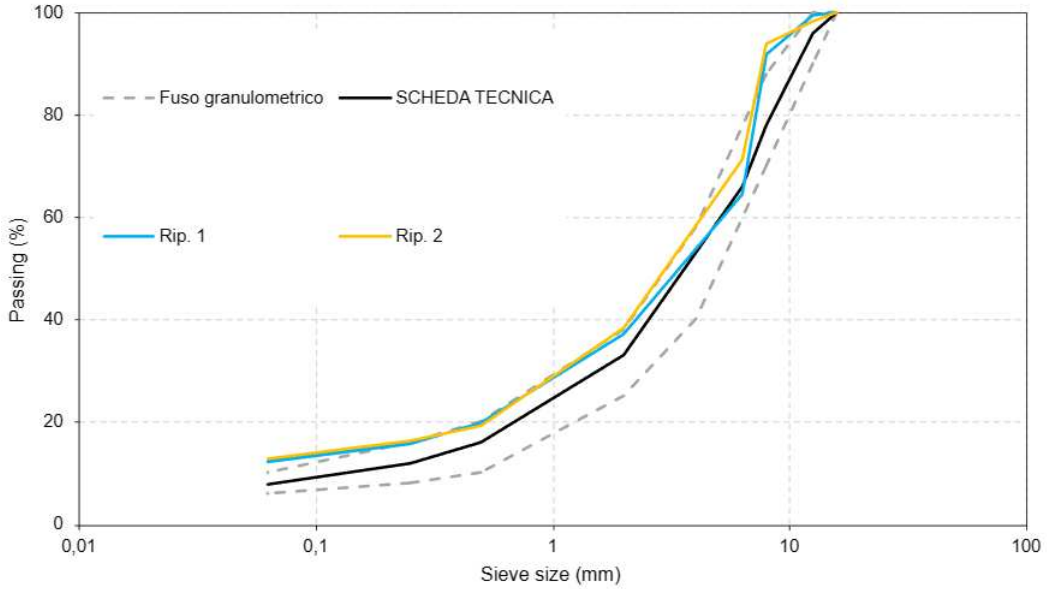


Figura 3.6 – Curva granulometrica post-estrazione degli aggregati del conglomerato bituminoso contenente bitume modificato (DGmod)

Dai grafici riportati sopra si nota facilmente che le due curve granulometriche sono quasi identiche poiché la formulazione della miscela rimane invariata sia nel caso di un conglomerato bituminoso con bitume tradizionale che di uno con bitume modificato.

La differenza principale tra le due tipologie di bitume, oltre ai differenti dosaggi di bitume, è che nel conglomerato bituminoso, il bitume modificato induce un aumento di stabilità, una maggiore

resistenza meccanica alle deformazioni, una maggiore durata, una maggiore elasticità e una sensibilità alle condizioni termiche estreme molto più bassa, soprattutto nei confronti di temperature ambientali elevate come durante la stagione estiva.

3.1.3 Malta cementizia

La malta cementizia è uno speciale premiscelato commerciale costituito da componenti inorganiche e additivi utilizzato per confezionare boiacche superfluide a ritiro compensato. L'intasamento di strati di usura in conglomerato bituminoso aperto con questo tipo di malta cementizia permette di realizzare pavimentazioni semiflessibili con ottime prestazioni.

Il premiscelato è stato consegnato nel Laboratorio di Strade direttamente dal produttore in un sacco da 20kg con allegata la scheda tecnica (Figura 3.7).

CARATTERISTICHE E SPECIFICHE APPLICATIVE	
Aspetto	polvere
Colore	grigio
Massa volumica apparente	1300 kg/m^3
Acqua d'impasto	30-32% pari a c.a 6-6,4 l per sacco da 20
Massa volumica plastica	1955 kg/m^3
Confezione	Sacco da 20 kg
Conservazione	12 mesi
Consumo	4-5 kg/m^3 per spessore di intasato
Pedonabile	36 ore
Transitabile	48 ore

Figura 3.7 – Caratteristiche della malta cementizia

Per quanto riguarda la quantità di malta necessaria per intasare una piastra, si è fatto riferimento alle specifiche della scheda tecnica del premiscelato. Il processo di miscelazione della malta è stato eseguito inserendo 2kg di premiscelato nel miscelatore manuale e aggiungendo 630ml di acqua. In seguito, il contenitore contenente tutto il materiale miscelato viene agganciate nel miscelatore automatico che mescola il composto per 5 minuti al fine di ottenere una malta uniforme (Figura 3.8).

Figura 3.8 – Malta cementizia a fine miscelazione

3.2 Apparecchiature e prove di laboratorio

Nel seguente paragrafo verranno descritti i metodi di prova eseguiti sulle piastre di conglomerato bituminoso e i rispettivi macchinari.

3.2.1 Roller Compactor Cooper

Il Roller Compactor è un dispositivo utilizzato per la compattazione di piastre di conglomerato bituminoso di dimensioni 30.5 x 30.5 cm^2 di area di base e altezza variabile tra 30 mm e 400 mm. Il macchinario simula l'effetto dei rulli meccanici che agiscono in sito (Figura 3.9), secondo procedure di compattazione in accordo con la UNI EN 12697-33.

Figura 3.9 – Roller Compactor Cooper

Il Roller Compactor Cooper è composto da una cabina a forma di parallelepipedo che al suo interno presenta un braccio meccanico curvo motorizzato. Il braccio motorizzato esegue dei passaggi cicli sulla testa della piastra che viene posizionata all'interno della cabina in un apposito spazio.

PROCEDURA DI PROVA:

- Accensione tramite la manopola rossa posizionandola su ON;

- Scelta dell'altezza finale della piastra di conglomerato bituminoso compattata facendo girare due meccanismi rotanti che arrestano una levetta sull'altezza desiderata;

- Configurazione del numero di passaggi e della pressione di compattazione alla quale sarà sottoposta la piastra di conglomerato bituminoso. I parametri variano per il conglomerato chiuso e aperto. A quest'ultimo infatti serve una pressione relativamente bassa in quanto è molto compattabile. Anche il numero di passaggi sarà minore rispetto al conglomerato bituminoso chiuso;

- Introduzione del cassero pieno di conglomerato caldo all'interno dell'apposito spazio e bloccaggio con l'apposita barra. Al di sopra del conglomerato caldo viene posta della carta per evitare che il rullo entri in contatto con il materiale;

- Chiusura di tutte le porte e accensione tramite un pulsante verde;

- Rimozione della piastra e indicazione su un laterale del cassero la direzione di rullaggio della piastra appena compattata (Figura 3.10).

Figura 3.10 – Piastre compattate, con particolare dell'indicazione della direzione di compattazione

3.2.2 Roller Compactor Infratest

Il Roller Compactor Infratest è un dispositivo che compatta piastre di conglomerato bituminoso di dimensioni 300 x 400 mm^2 di area di base e di un'altezza che varia tra 40-120mm (Figura 3.11), sempre in accordo con la UNI EN 12697/33.

La macchina si compone di una cabina con porta di sicurezza e unità di guida del campione motorizzata. La pressione di compattazione viene applicata orizzontalmente da un sistema controllato elettronicamente tramite un sistema di rulli e trasduttori di carico e spostamento.

L'intero processo è controllato da programmi di compattazione selezionabili tramite software Windows che può essere gestito direttamente dall'utente attraverso un monitor touch screen e una tastiera.

Figura 3.11 – Roller Compactor Infratest

PROCEDURA DI PROVA:

- Accensione del dispositivo con la manopola rossa posizionata su ON;
- Configurazione dell'altezza finale della piastra (40mm) all'interno del software;
- Preparazione del vano in cui alloggia la piastra bloccando bene maniglie del cassero (Figura 3.12) e inserendo sul fondo una lastra metallica con dei fogli di carta per evitare che il conglomerato bituminoso si attacchi e sporchi il macchinario;
- Introduzione del conglomerato caldo all'interno del cassero apposito disponendolo con cura in particolare evitando di lasciare gli spigoli scoperti. Al di sopra del materiale si pone della carta per non far attaccare gli aggregati al rullo (Figura 3.13);
- Chiusura della porta di sicurezza e l'utente, attraverso il monitor touch screen, posiziona il braccio motorizzato al di sopra della piastra e avvia il processo di compattazione;
- Apertura della porta di sicurezza e rimozione della piastra dal cassero.

Figura 3.12 – Cassero nel quale viene inserito il conglomerato bituminoso caldo

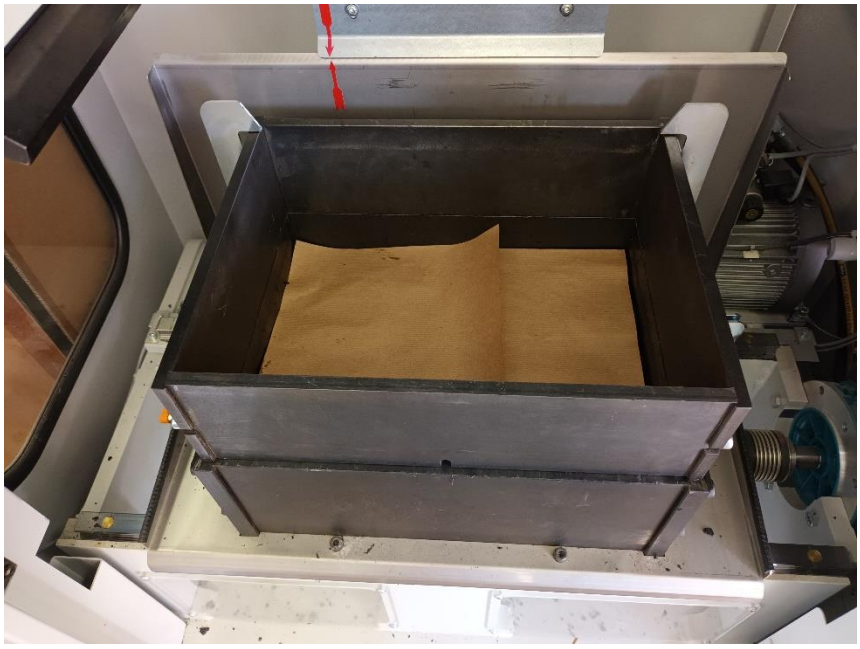


Figura 3.13 – Posizionamento dei fogli di carta sopra il conglomerato bituminoso

3.2.3 Darmstadt Scuffing Device

Il Darmstadt Scuffing Device (DSD) è un dispositivo che valuta la resistenza allo sgranamento di campioni di conglomerato bituminoso a grandezza naturale (Figura 3.14) in accordo con la UNI

CEN/TS 12697-50. In questo dispositivo, una piastra di conglomerato bituminoso di dimensioni 260mm x 260mm è fissata su una piattaforma mobile. Uno pneumatico, gonfiato ad una pressione di 3 bar, viene abbassato sulla superficie della piastra applicando un carico verticale di 1000N, mentre la piattaforma esegue diversi cicli di traslazioni e rotazioni simultanee sul piano orizzontale. Lo pneumatico simula quindi l'effetto meccanico dei veicoli durante il loro transito sullo strato di usura, trasmettendo sforzi di taglio. Un ciclo di prova è una combinazione di cinque traslazioni e una rotazione con un angolo di 180°. Ogni movimento è considerato come un movimento a due vie, andata e ritorno. La procedura completa viene gestita tramite un monitor touch screen posto all'esterno della macchina. Un termometro a infrarossi monitora la temperatura superficiale del materiale, che è possibile mantenere costante durante la prova grazie alla piastra riscaldata su cui poggia. Durante la prova, è possibile aspirare il materiale sgranato. Quest'ultimo va necessariamente tolto, poiché altrimenti indurrebbe ulteriori sforzi sul materiale al passaggio dello pneumatico.

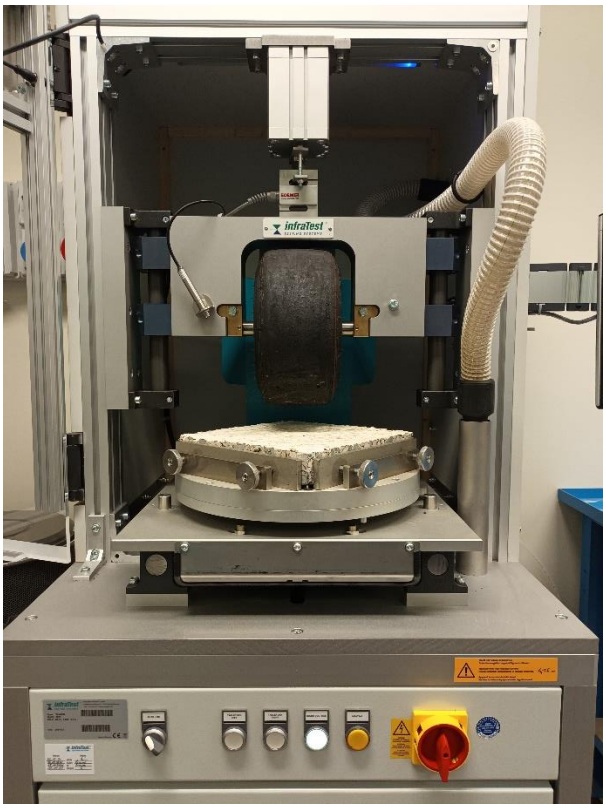


Figura 3.14 – Darmstadt Scuffing Device

PROCEDURA DI PROVA:

- Avviamento del DSD attraverso una manopola rossa posizionandola su ON;

- Accensione del sistema di pre-heating per riscaldare la lastra di metallo del vano in cui si inserisce la piastra da testare. Tale operazione va eseguita circa 30 minuti prima dell'inizio del test per consentire di raggiungere la temperatura desiderata di 30°C o 40°C;

- Prelievo delle piastre di conglomerato bituminoso dai forni nei quali sono state riscaldate fino alla temperatura di prova per 3 ore. Misurazione delle altezze di ogni lato delle piastre e dei lati di base e pesatura del campione (Figura 3.15);

- Scatto di fotografie della piastra da diverse angolature per un confronto post-prova;

- Posizionamento del campione di conglomerato bituminoso all'interno dell'alloggiamento preriscaldato fissandolo tramite due viti laterali;

- Chiusura della porta e avvio del test. Il numero di cicli varia in base al tipo di conglomerato bituminoso da testare, infatti, per quelli di tipo drenante la procedura va interrotta più spesso rispetto ad un conglomerato chiuso per rimuovere il materiale sgranato dalla superficie della piastra.

- Dopo un certo numero di cicli di carico prestabilito, il processo si ferma e la ruota si alza automaticamente. Si apre la porta e si aspira il materiale sgranato che viene pesato. Si aspira anche il materiale rimasto sullo pneumatico per evitare di bloccare lo svolgimento della prova. Tali operazioni vanno ripetute al termine di ogni ciclo;

- Al termine dell'intero processo di prova, la piastra di conglomerato bituminoso viene fotografata (Figura 3.16) e pesata di nuovo per calcolare la quantità di materiale sgranato;

  La perdita in peso del campione viene calcolata con la seguente formula:

$$Mass\ Loss\ per\ Area:$$

$$\boldsymbol{MLpA} = \frac{\boldsymbol{W_1 - W_2}}{\boldsymbol{Area}}\ [\boldsymbol{g/m^2}]$$

- *W_1: massa della lastra prima della prova*
- *W_2: massa della lastra dopo la prova*

Figura 3.15 – Pesatura della piastra di conglomerato bituminoso (DG) prima del test

Figura 3.16 – Esempio di piastra di conglomerato bituminoso post-test

3.3 Programma sperimentale

3.3.1 Produzione lastre

In una prima fase, il conglomerato bituminoso, che arriva direttamente dall'impianto di produzione in sacchi da 20kg, viene riscaldato in forno a 160°C, se contiene bitume modificato, o a 140°C nel caso di bitume tradizionale.

Dopo essere stato riscaldato per 3 ore in forno alla temperatura di compattazione, il conglomerato bituminoso viene suddiviso in teglie secondo la quantità ottenuta tramite un calcolo matematico basato sulla massa volumica degli aggregati (Gmax) fornita dalle schede tecniche e dalla percentuale di vuoti della piastra di conglomerato bituminoso ($\%AV_{Ndes}$) (Tab. 3.1):

Massa lastra= V*Gmax*(1-$\%AV_{Ndes}$/100)

dove V è il volume finale della piastra.

La percentuale di vuoti ottimale (AV_{Ndes}) varia in base alla miscela da compattare:

- 23.8 % di vuoti per piastre realizzate con conglomerato bituminoso drenante;
- 23.0 % di vuoti per piastre di conglomerato bituminoso drenante successivamente da intasare con malta cementizia;
- 4.3 % di vuoti per piastre di conglomerato modificato chiuso;
- 3.9 % di vuoti per piastre di conglomerato tradizionale chiuso.

La compattazione delle lastre avviene a volume fissato considerando uno spessore finale di 40 mm.

Il programma sperimentale prevede la compattazione di un totale di 16 lastre. Le quattro piastre di conglomerato drenante da intasare con la malta sono state compattate con il Roller Compactor Cooper poiché consente la non rimozione del cassero, necessario per l'intasamento con malta cementizia. Le altre dodici piastre, invece, sono state compattate con il Roller Compactor Infratest (Tabella 3.1).

Miscela	ID lastra	Roller Compactor	L1	L2	H	V	vuoti (N2)	Gmax	Massa lastra	nr.	q.tà TOT
			[cm]	[cm]	[cm]	[cm^3]	[%]	[g/cm^3]	[g]	[-]	[kg]
OG (Andria)	GM	Cooper	30,5	30,5	4	3721	23,8	2,477	**7024**	4	28
	OG	Infratest	30	40	4	4800	23,8	2,477	**9061**	4	36
DG 50/70	DG_neat	Infratest	30	40	4	4800	3,9	2,502	**11540**	6	69
DG hard	DG_mod	Infratest	30	40	4	4800	4,3	2,625	**12058**	6	72

Tabella 3.1 – Calcolo delle quantità di conglomerato bituminoso necessario per la produzione di piastre

Quattro delle otto piastre di conglomerato drenante (OG) sono state, in seguito, intasate con una malta cementizia. Dopo 28 giorni di attesa per la stagionatura della malta cementizia, sono stati rimossi i casseri.

Tutte le piastre di conglomerato bituminoso e grouted macadam vengono poi tagliate con una sega raffreddata ad acqua in modo da ottenere campioni di dimensioni 260 x 260mm^2 che possono essere testati nella Darmstadt Scuffing Device.

Le prove sono state svolte dopo un minimo di 28 giorni di stagionatura.

Nomenclatura

Ogni piastra viene identificata con un codice alfanumerico (Tab. 3.2).

Le lettere iniziali indicano il tipo di conglomerato utilizzato:

- OG (Open Graded) per piastre in conglomerato bituminoso drenante;
- DG (Dense Graded) per piastre realizzate in conglomerato bituminoso chiuso; A loro volta le piastre DG si suddividono in DGneat, se contengono bitume tradizionale, e DGmod se invece sono realizzate con bitume modificato;
- GM (Grouted Macadam) per le piastre in conglomerato bituminoso drenante intasate con malta cementizia di tipo A;

Nel codice alfanumerico è indicato a seguire il numero corrispondente alla temperatura con la quale vengono eseguite le prove di scuffing. Nella presente tesi sono riportati i dati di prove scuffing eseguite alle temperature di 30°C e 40°C. Infine, ad ogni piastra viene assegnato un numero progressivo per facilitarne il riconoscimento (es. OG_30°C_1, OG_30°C_2)

Usura chiusa con bitume tradizionale	DGneat_30/40°C	2@30°C + 2@40°C
Usura chiusa con bitume tradizionale	DGmod_30/40°C	2@30°C + 2@40°C
Strato di usura drenante	OG_30/40°C	2@30°C + 2@40°C
Grouted Macadam	GM_30/40°C	2@30°C + 2@40°C

Tabella 3.2 – Programma sperimentale: configurazioni di prova e identificazione provini

3.3.2 Condizionamento dei provini

Prima di eseguire le prove meccaniche sui provini realizzati, questi sono stati adeguatamente condizionati in modalità dry, wet e con carburante per considerare le proprietà di sgranamento in diverse condizioni di esercizio della pavimentazione.

Condizionamento dry

Il condizionamento dry consiste nel mettere le piastre di conglomerato bituminoso in una camera climatica ad una temperatura impostata (30°C o 40°C nel caso delle piaste testate nella presente tesi), per 24 ore in modo da poter raggiungere la temperatura di prova desiderata.

Condizionamento wet

Il condizionamento wet consiste nel condizionare le piastre di conglomerato bituminoso in acqua per un certo periodo di tempo e ad una determinata temperatura per indagare l'effetto dell'acqua piovana sull'adesione tra bitume ed aggregato. Al fine di porsi nelle condizioni peggiori, non è stato eseguito il condizionamento wet di tre giorni in acqua previsto dalla Norma UNI EN 12697-12, ma le piastre sono state tenute in acqua in contenitori di plastica per 7 giorni alla temperatura di 40°C (prevista dalla Norma). Al termine del condizionamento, le piastre vengono tolte dall'acqua e lasciate asciugare per almeno un giorno.

Condizionamento con carburante

Il condizionamento con carburante consiste nel condizionare le piastre di conglomerato bituminoso con carburante di tipo Jet A-1, usualmente impiegato per gli aeromobili. Con tale condizionamento, si vuole infatti indagare la resistenza allo sgranamento nel caso in cui ci sia sversamento di carburante durante il rifornimento nelle aree di parcheggio aeroportuali, dato che l'impiego del grouted macadam è particolarmente raccomandato per queste aree soggette a carichi pesanti di tipo statico. Adottando una soluzione proposta da Giuliani et al. [7], per il condizionamento sono stati posizionati dei fogli rigidi in PVC attorno alla piastra con del nastro biadesivo in modo da creare un cassero. In seguito, il cassero in PVC è stato sigillato con silicone per evitare la fuoriuscita del carburante. Quest'ultimo viene versato sulla superficie della piastra in una quantità tale da creare uno strato di 3mm di carburante (Figura 3.17). Tale spessore risulta sufficiente affinché il bitume eventualmente sciolto possa essere completamente diluito nella soluzione [7]. Successivamente, i campioni vengono lasciati condizionare per 30 ore (oltre tale periodo la soluzione di carburante e bitume è satura, e quindi l'azione corrosiva del carburante può considerarsi conclusa [7], ed infine lavati con acqua e asciugati.

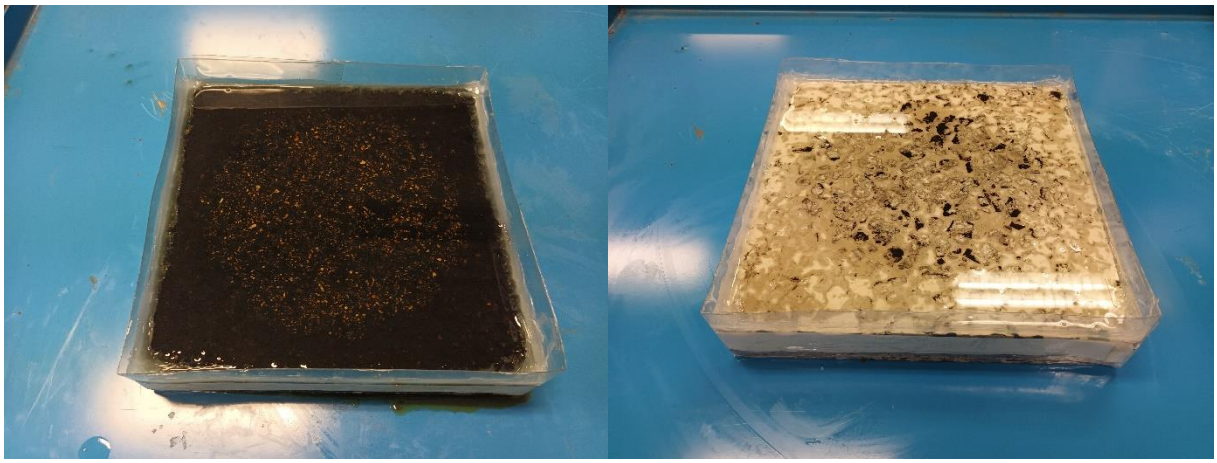


Figura 3.17 – Condizionamento dei provini con carburante

3.3.3 Quadro completo delle prove

Preliminarmente, sulle piastre di conglomerato bituminoso sono stati misurati i vuoti con il metodo geometrico (UNI EN 12697-6). Per ciascun materiale investigato, due piastre sono state testate a 30 °C e due piastre sono state dedicate alle prove a 40 °C. La temperatura di prova di 30 °C non è contemplata dalla Norma di riferimento UNI CEN/TS 12697-50. La sperimentazione è stata suddivisa in tre fasi successive:

- Fase 1 – Condizionamento dry → prova DSD.
- Fase 2 – Condizionamento wet → prova DSD.
- Fase 3 – Condizionamento con carburante → prova DSD.

Dopo ogni condizionamento, le prove con DSD sono consistite nell'applicazione di 60 doppi cicli di carico di taglio. Le quattro piastre di conglomerato bituminoso poroso non sono state sottoposto a condizionamento wet e con carburante poiché le condizioni delle piastre dopo le prove dry non lo hanno permesso dato l'eccessivo sgranamento.

Condizionamento	Contenuto di vuoti	Prove con DSD 30 °C			Prove con DSD 40 °C		
		Dry	*Wet*	*Carburante*	*Dry*	*Wet*	*Carburante*
GM Conglomerato intasato con malta	4	2	✓	✓	2	✓	✓
OG Conglomerato bituminoso drenante	4	2			2		
DGneat Conglomerato bituminoso chiuso con bitume tradizionale	4	2	✓	✓	2	✓	✓
DGmod Conglomerato bituminoso chiuso con bitume modificato	4	2	✓	✓	2	✓	✓

Tabella 3.3 – Tabella riassuntiva del programma sperimentale

4. ANALISI DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Nel seguente capitolo sono riportati i risultati sperimentali ottenuti tramite prove effettuate con il dispositivo Darmstadt Scuffing Device (DSD) (UNI CEN/TS 12697-50).

4.1 Contenuto dei vuoti

La misura della percentuale di vuoti per le piastre in conglomerato bituminoso viene eseguita per verificare che il contenuto di vuoti corrisponda a quello desiderato (Tabella 3.1). Nello studio esposto nella presente tesi è stato applicato il metodo geometrico per determinare il contenuto di vuoti delle piastre, secondo la UNI EN 12697-6. Tale norma definisce le diverse procedure per il calcolo della massa volumica apparente.

ρρLa percentuale di vuoti ottimale (AV_{Ndes}) varia in base alla miscela da compattare (Tabella 3.1):

- 23.8 % di vuoti per le 4 piastre realizzate con conglomerato bituminoso drenante;
- 23.0 % di vuoti per le 4 piastre di conglomerato bituminoso drenante successivamente da intasare con malta cementizia;
- 4.3 % di vuoti per le 4 piastre di conglomerato modificato chiuso;
- 3.9 % di vuoti per le 4 piastre di conglomerato tradizionale chiuso.

La percentuale di vuoti effettiva delle piastre (AV) viene calcolata mediante la seguente formula (metodo geometrico):

$$\boldsymbol{AV} = \frac{\boldsymbol{\rho_{max}} - \boldsymbol{\rho_{app.geom}}}{\boldsymbol{\rho_{max}}} \ [\%]$$

$\boldsymbol{\rho_{max}} = \boldsymbol{massa\ volumica}$

$\boldsymbol{\rho_{app.geom}} = \boldsymbol{massa\ volumica\ apparente\ geom.}$

4.2 Resistenza allo sgranamento con DSD

Le prove di sgranamento tramite Darmstadt Scuffing Device sono state eseguite su tutte le piastre di conglomerato bituminoso e di grouted macadam. Tali prove erano mirate alla valutazione della resistenza allo sgranamento delle piastre a seguito di diversi condizionamenti e temperature di prova. Infatti, per ogni materiale testato, due piastre sono state investigate a 40 °C (UNI CEN/TS 12697-50) e due piastre sono state dedicate alle prove a 30 °C (Tabella 3.3). Le piastre costituite da conglomerato bituminoso di tipo OG sono state testate solo mediante un condizionamento dry, mentre tutte le altre anche tramite un condizionamento wet e uno con carburante. A seguire si mostrano i risultati ottenuti, suddivisi per il tipo di condizionamento a cui le piastre sono state sottoposte prima delle prove.

4.2.1 Condizionamento dry

In Figura 4.1 è rappresentato l'andamento del *MLpA* medio delle due ripetizioni a 30 °C e 40 °C in funzione del numero dei doppi cicli di carico delle piastre OG. In particolare, si nota che il conglomerato di tipo OG presenta perdite in peso molto elevate che superano i 30000 g/m^2 al sessantesimo ciclo. Ciò denota una bassa resistenza allo sgranamento da parte del conglomerato di tipo drenante dovuta principalmente alla presenza di un'alta percentuale di vuoti.

Tale materiale presenta anche una grande termo-dipendenza, infatti, come si può osservare in figura 4.1, le 2 piastre testate ad una temperatura di prova pari a 40°C hanno un tasso di sgranamento medio molto più alto rispetto alle 2 piastre indagate alla temperatura di 30°C. Quest'ultime presentano anche un andamento della curva molto più lineare.

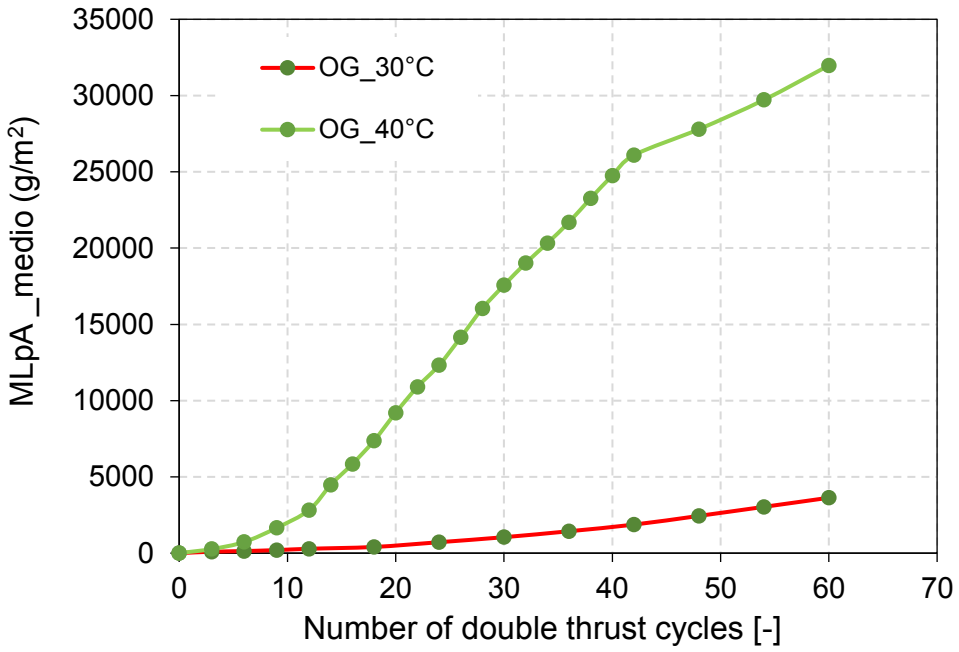


Fig. 4.1 – MLpA medio delle piastre OG

Fig. 4.2 – Piastra OG_40°C pre-test

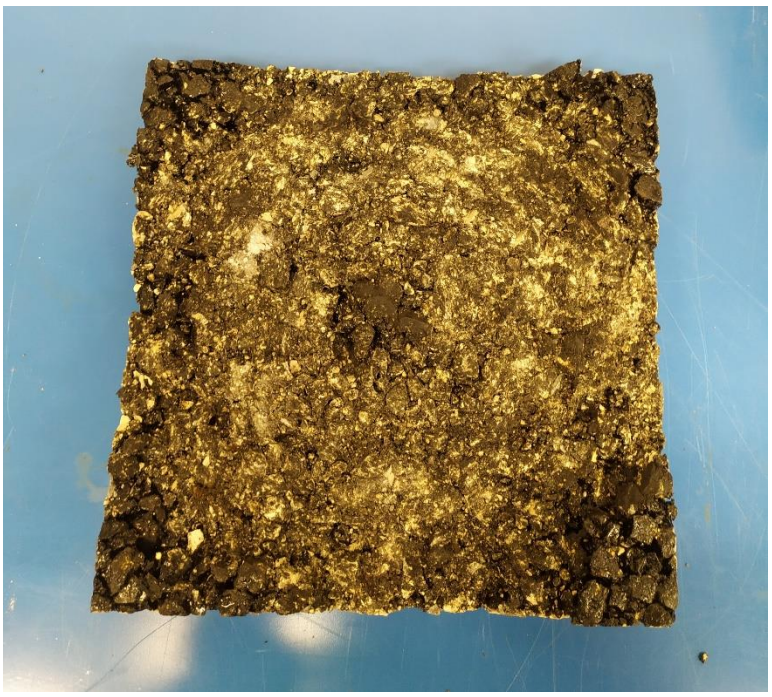


Fig. 4.3 – Piastra OG_40°C post-test

Di seguito, in Figura 4.4, sono riportati i valori di *MLpA* ricavati dalle prove effettuate sugli altri campioni di conglomerato bituminoso e grouted macadam con un condizionamento dry.

Si nota che, in questo caso, le perdite in peso di materiale sono molto minori rispetto alle perdite registrate per il conglomerato bituminoso drenante (Figura 4.1), infatti ad esempio, il *MLpA* raggiunge un valore massimo di circa 170 g/m^2 per piastre DG_40°C_M (Figura 4.5).

Come previsto, i valori più elevati di *MLpA* sono stati ottenuti a 40 °C. Tuttavia, mentre a 40 °C la miscela DG_N mostra la perdita più bassa e la miscela DG_M la perdita più alta, a 30 °C il ranking relativo delle miscele DG risulta invertito. Ciò è conseguenza delle differenze di composizione tra le due miscele (sono infatti diversi i bitumi, gli aggregati e i vuoti).

In generale, si osserva che le curve di perdita in massa di tali materiali sono caratterizzate da un primo tratto (fino a circa venti cicli), in cui il tasso di perdita di materiale è più elevato e contribuisce per circa la metà del *MLpA* a fine prova. In seguito, le curve assumono un andamento pressoché lineare che indica a un tasso di sgranamento costante. Si osserva inoltre che le pendenze di tali tratti (tassi di sgranamento) delle miscele DG e GM sono simili, denotando una simile propensione allo sgranamento.

L'osservazione delle piastre a fine prova in Figura 4.5 rivela che, per le miscele DG (Figura 4.5c-d) la perdita è dovuta principalmente all'asportazione di bitume e delle frazioni più fini di aggregato (malta bituminosa). Per la miscela GM (Figura 4.5d) la perdita è invece dovuta alla rimozione di malta cementizia (fretting). Poiché il GM è formato da uno scheletro di conglomerato drenante, la sua superficie, diversamente dai conglomerati chiusi, presenta delle asperità dovute agli aggregati di grandi dimensioni. Su questi ultimi inevitabilmente si concentrano gli sforzi di taglio indotti dal movimento rototraslazione della ruota, per cui la perdita di malta in tali punti era un risultato atteso. Tale fenomeno si verifica nei primi giorni di apertura al traffico, per poi stazionarsi. Lo scoprimento dell'aggregato aumenta inoltre l'aderenza tra lo strato di usura e lo pneumatico.

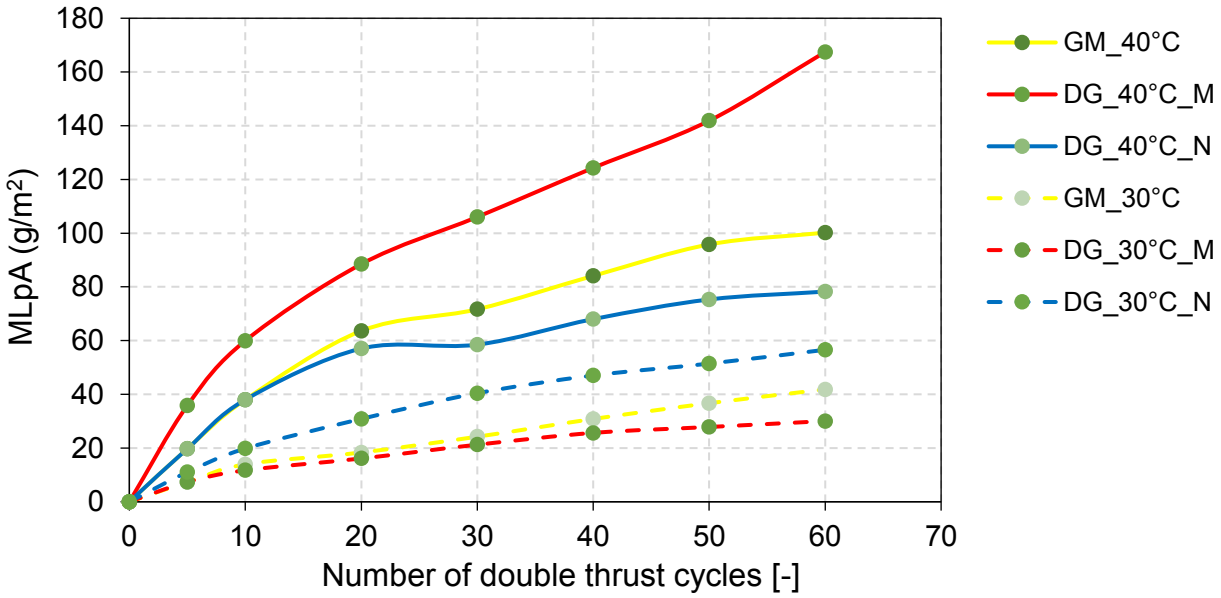
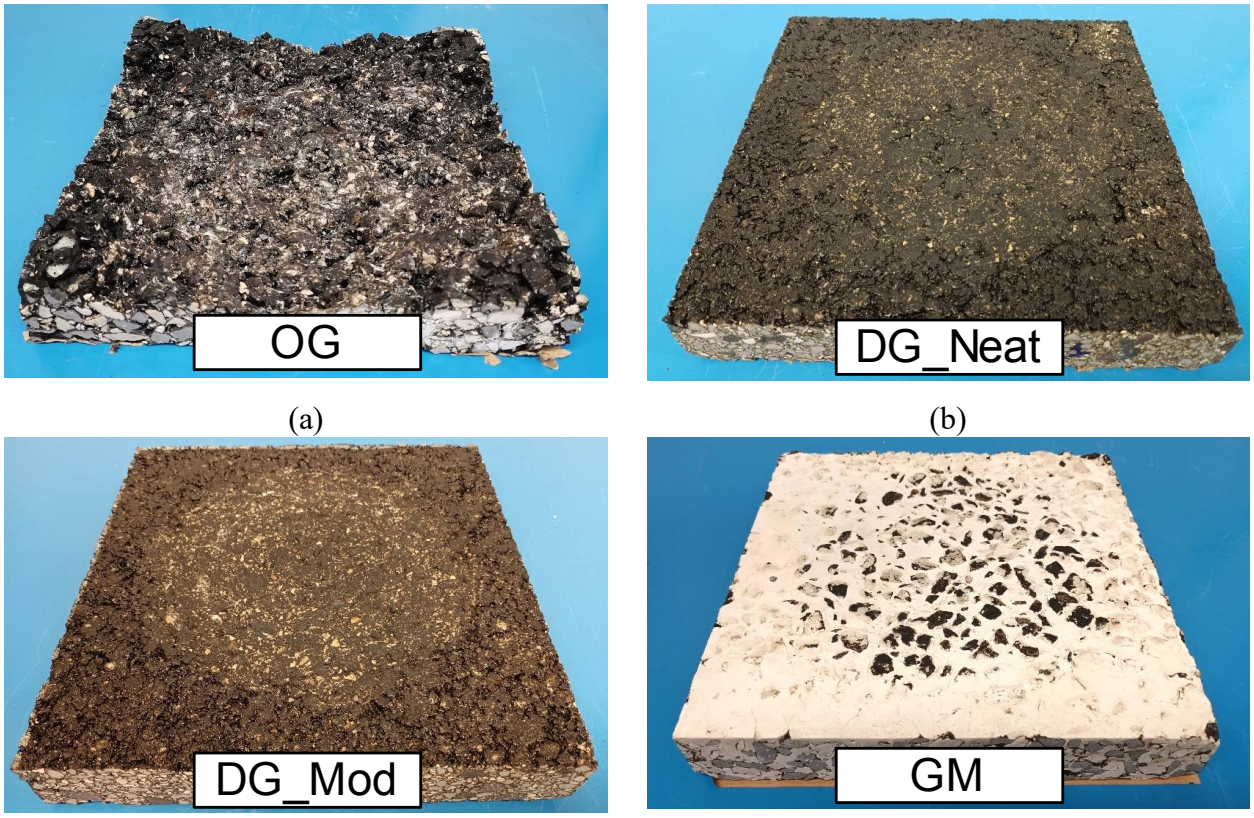


Fig. 4.4 – MLpA medio dei campioni testati con condizionamento dry



(a) (b) (c) (d)

Fig. 4.5 – Piastre a fine prove condotte a 40 °C dopo il condizionamento dry: (a) OG, (b) DG_Neat, (c) DG_Mod e (d) GM

4.2.2 Condizionamento wet

Nel grafico di Figura 4.6 sono rappresentate le perdite in peso in termini di MLpA medio delle due ripetizioni per ogni temperatura delle miscele testate in seguito ad un condizionamento wet che prevede l'immerisone in acqua per 7 giorni.

Innanzitutto, si osserva che le curve di perdita in massa di tali materiali sono caratterizzate da un primo tratto fino a circa 10 cicli in cui il tasso di perdita di materiale è più elevato per poi stabilizzarsi. Ricordando che ciò era stato già osservato nelle prove a seguito del condizionamento dry (Figura 4.4), viene confermato che l'applicazione dei primi cicli di sforzi di taglio sono caratteristici del riassestamento superficiale del materiale. In seguito, le curve assumono un andamento pressoché lineare che indica a un tasso di sgranamento costante.

Si nota inoltre che i valori del *MLpA* sono molto minori rispetto al condizionamento dry. Infatti, osservando la scala sull'asse delle ordinate, si osserva che il *MLpA* si avvicina ad un valore di 60 g/m^2 solo nel caso delle miscele GM_40°C. In questo caso, il GM presenta maggiori perdite in peso rispetto ai conglomerati chiusi DG sia a 30°C che a 40°C (Figura 4.9). Ciò è dovuto al fatto che le miscele in GM tendono a perdere la malta cementizia che ricopre gli aggregati superficiali. Il grafico

mostra anche che le piastre in GM hanno un andamento pressoché costante delle curve che non è dipendente dalla temperatura.

L'osservazione delle piastre a fine prova in Figura 4.7 rivela che per le miscele DG (Figura 4.5a-b) la perdita in peso registrata è dovuta principalmente all'asportazione di bitume, causando lo scoprimento dell'aggregato. Per la miscela GM (Figura 4.5c) la perdita è dovuta sempre alla rimozione di malta cementizia (fretting); non si verifica la rimozione dell'aggregato.

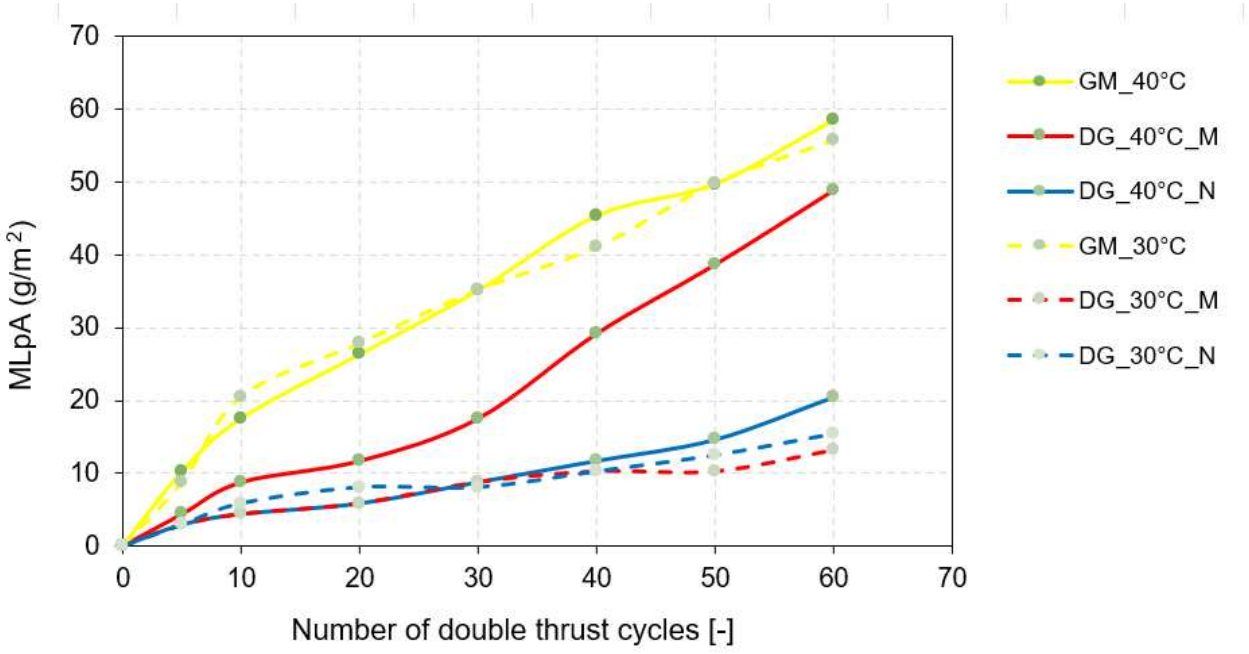
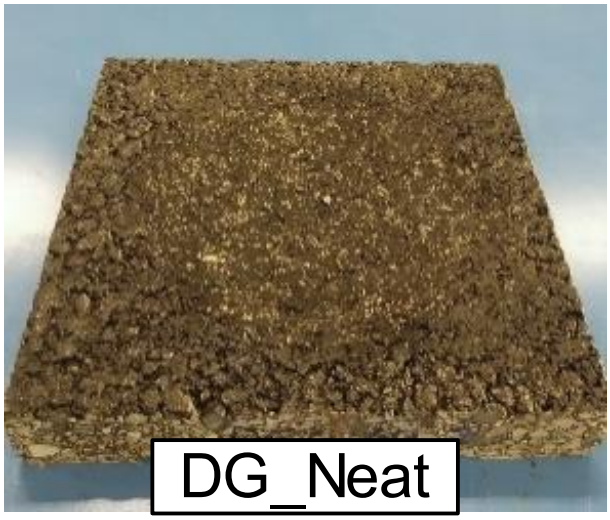
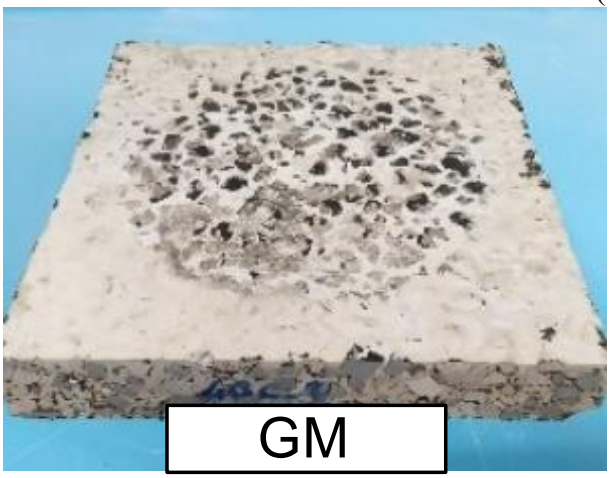


Fig. 4.6 – MLpA medio delle piastre testate con condizionamento di tipo wet



(a) (b)



(c)

Fig. 4.7 – Piastre a fine prove condotte a 40 °C dopo il condizionamento wet: (a) DG_Neat, (b) DG_Mod e (c) GM

4.2.3 Condizionamento con carburante

Nel grafico di Figura 4.8 sono riportati i valori di *MLpA* ricavati da prove di scuffing effettuate su miscele GM e DG in seguito al condizionamento con carburante.

L'andamento delle curve presenta un comportamento comune per tutte le miscele in cui, nei primi 10 doppi cicli, si ha un tasso di sgranamento maggiore dovuto ad un periodo di assestamento del materiale. In seguito, le curve diventano piuttosto lineari a testimonianza di un tasso di sgranamento pressoché costante.

Si osserva che i valori ottenuti di *MLpA* evidenziano un tasso di sgranamento più elevato rispetto ai precedenti condizionamenti dry e wet. In particolare, si nota che le miscele DG_30°C_N presentano

perdite in peso piuttosto alte che raggiungono valori di *MLpA* pari a 1000 g/m^2, evidenziando che in questa fase il degrado dovuto al carburante ha interessato soprattutto i conglomerati bituminosi tradizionali per via del bitume non modificato.

In generale, tutte le miscele hanno una maggiore perdita di materiale alla temperatura di 30°C che comporta un tipico effetto sgranamento (Figura 4.10) con rimozione dell'aggregato nei conglomerati chiusi, specialmente con bitume tradizionale. Nelle piastre testate a 40°C, oltre a osservare minore sgranamento, si evidenzia invece la tendenza all'ormaiamento da parte del conglomerato bituminoso (Figura 4.9). Si deduce quindi che a tale temperatura il conglomerato tradizionale tende ad accumulare deformazioni permanenti a causa della sua minore consistenza.

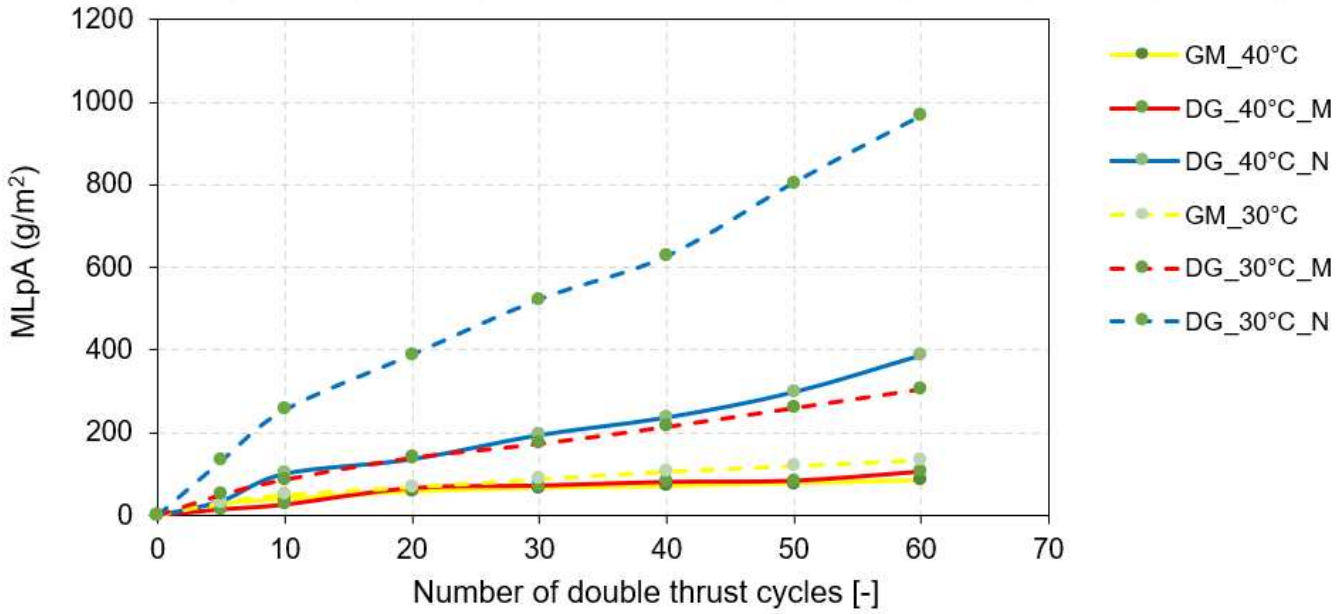


Fig. 4.8 – MLpA medio delle miscele testate in seguito a condizionamento con carburante

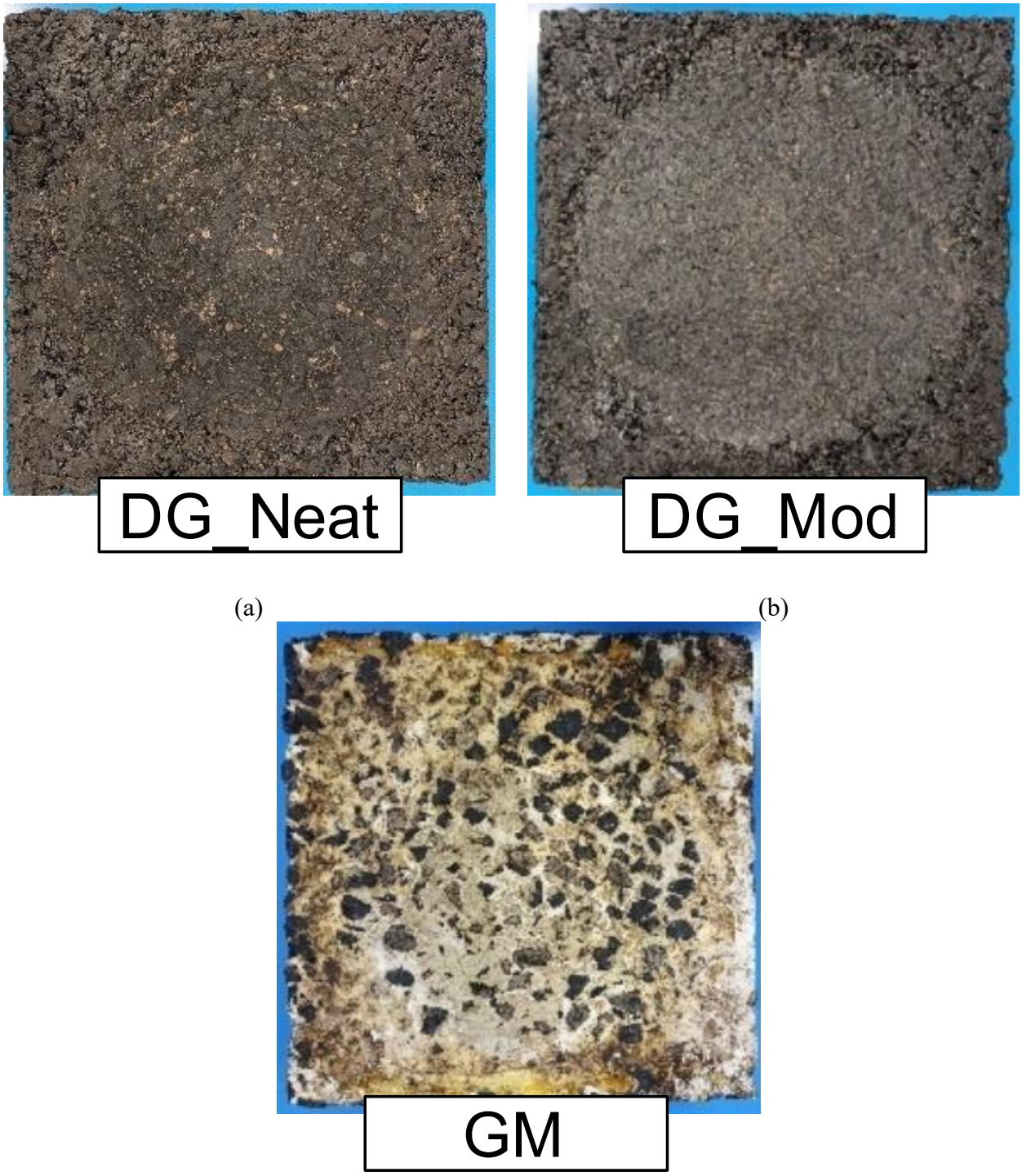


Fig. 4.9 – Piastre a fine prove condotte a 40 °C dopo il condizionamento con carburante: (a) DG_Neat, (b) DG_Mod e (c) GM

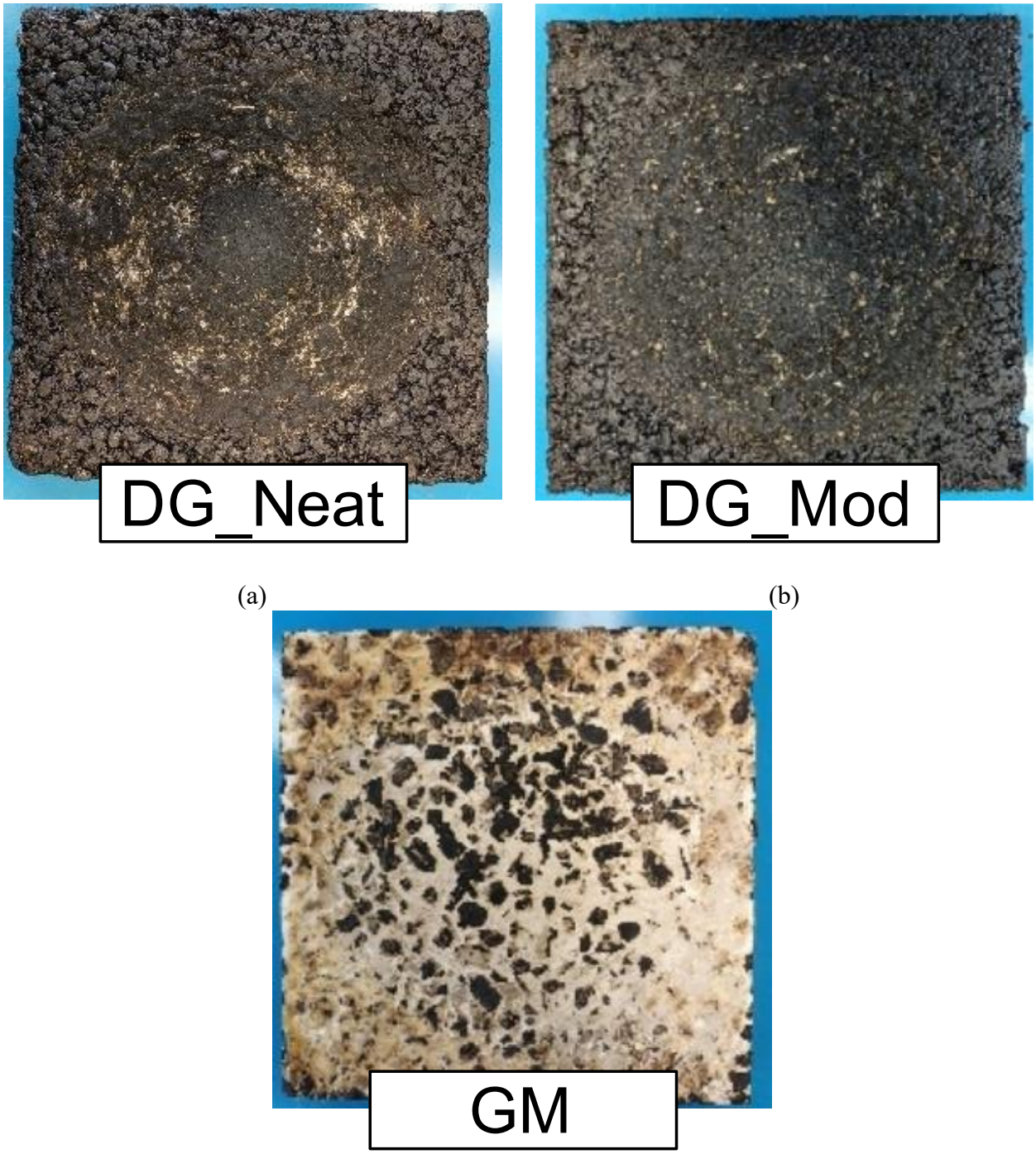


Fig. 4.10 – Piastre a fine prove condotte a 30 °C dopo il condizionamento con carburante: (a) DG_Neat, (b) DG_Mod e (c) GM

4.3. Confronto finale

La Figura 4.11 riporta i valori di *MLpA* ottenuti dopo ogni fase. Dai risultati si può dedurre che tutti i materiali investigati sono caratterizzati da elevata resistenza allo sgranamento dopo condizionamento *dry* e *wet* (bassi valori di *MLpA*). Diversamente, i valori finali di *MLpA* , mostrano che la miscela GM è indubbiamente superiore ai tipici conglomerati chiusi nel resistere agli attacchi dei carburanti. Inoltre, si evidenzia che il GM è un materiale poco termo-dipendente, infatti, i risultati ottenuti con le prove effettuate alle diverse temperature di 30°C e 40°C sono molto simili. Ciò è dovuto alla malta cementizia che garantisce un maggiore rigidità alla miscela.

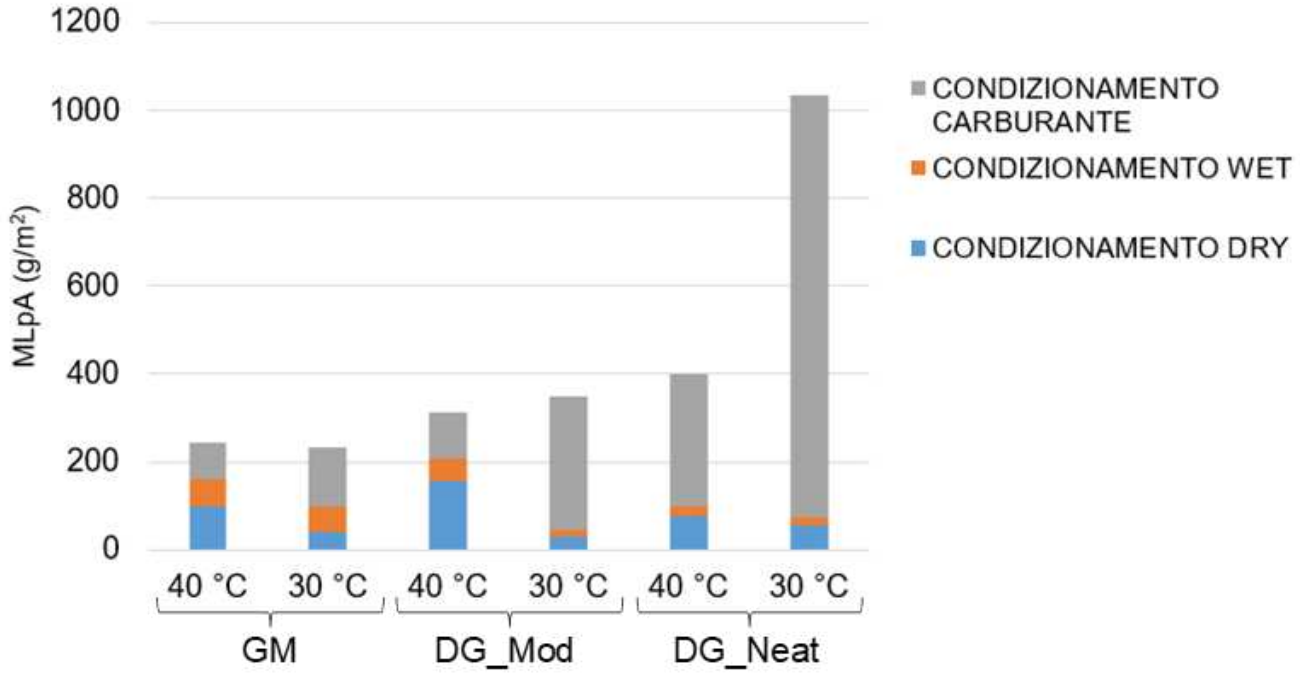


Fig. 4.11 – Istogramma finale di confronto tra i diversi condizionamenti

5. CONCLUSIONI

L'analisi sperimentale svolta nel presente lavoro di tesi aveva l'obiettivo di caratterizzare la propensione allo sgranamento di miscele in grouted macadam con l'innovativo Darmstadt Scuffing Device, capace di simulare gli sforzi di taglio indotti sulla pavimentazione. Al fine di confrontare le prestazioni del grouted macadam con quelle di tipiche miscele impiegate per strati di usura, son ostati inclusi anche un conglomerato poroso e due conglomerati chiusi con bitume tradizionale o modificato. Sono stati dedotti i seguenti risultati:

- I risultati delle prove in condizioni dry indicano che il GM ha un'ottima resistenza allo sgranamento, simile a quella dei conglomerati chiusi normalmente utilizzati in ambito stradale e aeroportuale, e molto superiore rispetto al conglomerato drenante. Si ha rimozione della malta sopra l'aggregato, poiché rappresenta un'asperità, e ciò aumenta l'aderenza tra lo pneumatico e la pavimentazione stradale. Tale fenomeno è definito "fretting".
- I risultati delle prove in condizioni wet mostrano che il GM ha un'ottima resistenza, comparabile ai conglomerati chiusi. La perdita in peso consiste solo in perdita della malta cementizia; non c'è rimozione dell'aggregato.
- I risultati delle prove in presenza di carburante hanno evidenziato la resistenza superiore del GM, soprattutto rispetto al conglomerato con bitume non modificato, grazie alla struttura chiusa e alla resistenza chimica della malta.

In definitiva, si può affermare che il GM, grazie anche all'elevata rigidezza e portanza in presenza di carichi pesanti e una bassa termo-dipendenza, è il materiale ottimale per le aree soggette a carichi pesanti e sversamenti di carburante come piazzali aeroportuali, banchine portuali, aree industriali.

Bibliografia

[1] Husain, N. M. et al (2010). Effects of aggregate gradations on properties of grouted Macadam composite pavement. 2nd International Conference on Chemical, Biological and Environmental Engineering (pp. 128-131).

[2] Setyawan, A. (2013). Assessing the compressive strength properties of semi-flexible pavements. Procedia Engineering, (54, 863-874).

[3] Corradini, A., Cerni, G., D'Alessandro, A., & Ubertini, F. (2017). Improved understanding of grouted mixture fatigue behavior under indirect tensile test configuration. Construction and Building Materials (155, 910-918).

[4] Spadoni, S., Graziani, A., Canestrari, F. (2022). Laboratory and field investigation of grouted macadam for semi-flexible pavements.

[5] Nicholls, J. C., De Visscher, J., Hammoum, F., & Jacobs, M. (2016). DRaT – Development of the Ravelling Test. Deliverable D.2 Review of parameters influencing the propensity of asphalt to ravel. CEDR.

[6] De Visscher, J., & Vanelstraete, A. (2017). Ravelling by traffic: Performance testing and field validation. International Journal of Pavement Research and Technology, 10(1), 54–61.

[7] Giuliani, F., Rastelli, S. (2006). Test methods to evaluate fuel resistance of aprons asphalt pavements in airports and heliports. Paper 02-017 of the Second International Conference: Planning, Infrastructures & Environment (2-4 August 2006 – Sao Paulo, Brazil).