



# **UNIVERSITA' degli STUDI di PADOVA**

Scuola di Ingegneria

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Tesi di laurea**

## **CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI DI CONGLOMERATI PLASTICI PER LA MANUTENZIONE STRADALE**

Relatore: Prof. Ing. Marco Pasetto

Correlatore: Ph.D. Ing. Giovanni Giacomello

Laureando: Matteo Casale

Matricola: 1043406

Anno Accademico: 2014/2015



*A mamma e papà*



## Sommario

Introduzione.....	9
1. Pavimentazioni stradali .....	11
1.1. Pavimentazione non legata.....	12
1.2. Pavimentazione flessibile – leggera e flessibile – forte .....	13
1.3. Pavimentazione semirigida e rigida .....	14
2. Manutenzione stradale.....	15
Premessa .....	15
2.1. Definizione del problema .....	17
2.2. Identificazione dei vincoli.....	18
2.3. Distinzione tra manutenzione ordinaria e straordinaria.....	19
2.4. Fasi della pianificazione della manutenzione.....	20
2.4.1. Progettazione iniziale.....	21
2.4.2. Rilevamento dei dati .....	22
2.4.3. Analisi dei possibili interventi .....	24
2.4.4. Programmazione degli interventi .....	25
2.4.5. Esecuzione e controllo degli interventi.....	25
3. Problematiche stradali.....	27
Premessa .....	27
3.1. Ammaloramenti .....	28
3.1.1. Ondulazioni longitudinali .....	28
3.1.2. Ondulazioni orizzontali – Ormaie.....	28
3.1.3. Depressioni e rigonfiamenti localizzati .....	29
3.1.4. Avvallamenti di vaste superfici o diffusi (cedimenti su superfici diffuse) .....	29
3.1.5. Diminuzione della rugosità superficiale.....	30
3.1.6. Fessurazioni (longitudinali, trasversali, ramificate) .....	30
3.1.7. Disgregazioni e distacco inerti .....	31
3.1.8. Buche (superficiali e profonde).....	32
3.2. Buche e tecniche di intervento .....	33
4. Conglomerati bituminosi .....	37
Introduzione .....	37
4.1. Conglomerati bituminosi a caldo .....	38

5.	Conglomerati bituminosi a freddo .....	41
	Introduzione .....	41
5.1.	Caratteristiche e prestazioni .....	42
5.1.1.	Solidificazione del materiale .....	43
5.1.2.	Presenza di umidità nel materiale .....	44
5.1.3.	Confronto con conglomerati bituminosi a caldo .....	45
5.2.	Materiali .....	46
5.2.1.	Aggregati .....	46
5.2.2.	Additivi .....	48
5.2.3.	Bitume .....	49
5.3.	Mancanza di un metodo.....	50
6.	Lavoro sperimentale .....	51
	Introduzione .....	51
6.1.	Presentazione delle prove e del materiale .....	51
6.2.	Additivi.....	53
6.2.1.	Cemento Portland calcareo .....	53
6.2.2.	Sabbia.....	54
6.2.3.	Fibre naturali.....	55
6.2.4.	Nanomateriale .....	56
7.	Programma dei test e procedure.....	59
	Introduzione .....	59
7.1.	Realizzazione dei provini .....	60
7.1.1.	Compattazione Marshall.....	60
7.1.2.	Compattazione con compattatore a rullo.....	63
7.2.	Protocollo dei test .....	64
7.2.1.	Prova di compressione ciclica .....	64
7.2.2.	Prova di Wheel tracker.....	71
7.2.3.	Modulo di rigidità dinamica .....	74
8.	Analisi dei risultati .....	79
8.1.	Problematiche generali .....	79
8.2.	Risultati prova di compressione ciclica .....	80
8.2.1.	Conglomerato bituminoso Standard (STD).....	82

8.2.2.	Conglomerato bituminoso con cemento (CEM) .....	93
8.2.3.	Conglomerato bituminoso con nanomateriale (NAN).....	117
8.2.4.	Conglomerato bituminoso con cellulosa (CEL) .....	125
8.2.5.	Confronto tra conglomerati bituminosi con diverse tipologie di additivi .....	132
8.3.	Risultati prova mediante Wheel Tracker.....	145
8.4.	Modulo di rigidità dinamico .....	152
9.	Conclusioni.....	165
	Bibliografia .....	167





# Introduzione

Il seguente lavoro di tesi ha come studio l'analisi delle caratteristiche prestazionali di conglomerati bituminosi destinati alle opere di manutenzione delle infrastrutture stradali. In particolare, si sono considerate due tipologie di miscele a freddo e, attraverso un lavoro sperimentale, si sono confrontate le caratteristiche prestazionali delle diverse tipologie di materiale, modificandone la composizione con l'aggiunta di filler e/o additivi.

Nella prima parte dell'elaborato si è svolta un'analisi bibliografica riguardante l'argomento di nostro interesse. Si sono introdotti in forma generale i concetti di pavimentazione e di manutenzione stradale e successivamente si sono analizzati alcuni tra gli articoli più significativi trovati in letteratura: nella maggior parte dei casi gli articoli e le recensioni più interessanti sono stati redatti all'estero, in particolare nel Regno Unito e nei paesi orientali. La difficoltà che sta alla base di questa ricerca è che sia a livello europeo, e nel più piccolo in Italia, non vi è una normativa vigente che possa essere utilizzata come punto di riferimento per lo sviluppo di un'analisi corretta delle caratteristiche prestazionali e non vi è una metodologia che identifichi le tappe necessarie per svolgere correttamente le prove di laboratorio sui materiali a freddo. Nonostante questa problematica non indifferente, si sono potuti analizzare diversi articoli che ci hanno permesso di avere un'idea più chiara sulle metodologie, tecniche di analisi e parametri significativi che si stanno utilizzando in questi anni per classificare le prestazioni delle miscele bituminose.

Nella seconda parte della tesi, si sono analizzate le caratteristiche prestazionali delle miscele bituminose a nostra disposizione. L'analisi dei materiali è stata svolta presso il laboratorio di trasporti presente all'interno dell'Università di Padova, ovvero la Sezione Stradale del Laboratorio prove su Materiali da Costruzione del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale. Si sono volute determinare le caratteristiche prestazionali delle miscele soggette a prove di deformazione permanente e di fatica, in modo da poter osservare le prestazioni dei materiali soggette a carichi ripetuti, quindi durante la vita utile. Per sviluppare un'analisi più approfondita del comportamento di questi due conglomerati a freddo, si sono svolte le medesime prove

aggiungendo filler o/e additivi in modo tale da osservare un possibile miglioramento delle caratteristiche prestazionali dei materiali. Si sono utilizzati materiali innovativi come additivi, quali nanomateriali e fibre naturali. In aggiunta a questi materiali, è stato possibile l'utilizzo di cementi e sabbie. La scelta della tipologia di additivi e di filler si è basata sui risultati della ricerca eseguita in letteratura e alla disponibilità dei materiali presenti in laboratorio. Si sono riportati in conclusione le rappresentazioni degli andamenti grafici dei risultati ottenuti e si è svolto un confronto tra le varie miscele, individuando quelle che presentavano le prestazioni migliori.

# 1. Pavimentazioni stradali

Prima di descrivere il nostro lavoro di analisi riguardante le tecnologie e i materiali per la produzione degli “asfalti a freddo”, è doveroso sviluppare una breve introduzione che chiarisca in parte i concetti di pavimentazione stradale e di manutenzione stradale, tematiche che stanno alla base del nostro lavoro.

La pavimentazione stradale è la struttura, “sostanzialmente” bidimensionale, di spessore variabile (ma ridotto), poggiante sul sottofondo (rilevato o terreno in sito delle trincee), direttamente soggetta alle azioni dei veicoli. Tale struttura svolge tre funzioni principali:

- Deve garantire ai veicoli una superficie di rotolamento durevole, sicura, regolare e poco deformabile;
- Deve ripartire sul terreno sottostante le azioni dei veicoli, in modo da non avere tensioni e deformazioni eccessive nei materiali;
- Deve proteggere il terreno sottostante dagli agenti atmosferici.

La pavimentazione è soggetta a carichi variabili durante la sua “vita utile” e il risultato del suo dimensionamento non deve essere frutto di esperienze passate, ma di calcoli specifici che tengano in considerazione il variare delle caratteristiche dei veicoli che la percorrono. Il dimensionamento corretto di una superficie stradale presenta differenti problemi che in questa tesi non andremo a trattare.

La pavimentazione stradale, come qualsiasi altra opera di ingegneria civile, viene progettata prevedendo una durata di funzionamento, detta “vita utile”. In questo periodo di tempo deve essere garantita la funzionalità dell’opera costruita, in modo tale che il transito lo svolgimento dell’esercizio di traffico possa mantenersi efficiente sia in termini di sicurezza che di confort di viaggio per gli utenti.

I requisiti fondamentali cui deve rispondere la pavimentazione sono i seguenti:

- la portanza, cioè la resistenza strutturale della pavimentazione soggetta ai carichi dovuti al traffico; si tratta dell’attitudine a sopportare carichi e a garantirne la ripartizione nel tempo;

- la tessitura, cioè l'attitudine della superficie stradale a conferire adeguata aderenza al contatto pneumatico-strada in ogni condizione atmosferica e di guida possibile;
- la regolarità, ossia l'attitudine a mantenere inalterata nel tempo la quota del piano stradale;
- la rumorosità, l'attitudine a limitare la generazione e/o propagazione del rumore dovuto ai veicoli;
- la drenabilità, cioè la capacità di allontanare l'acqua meteorica in modo da evitare ristagni sulla superficie della pavimentazione.

Le principali pavimentazioni stradali possono essere suddivise in diverse tipologie a seconda della loro composizione e delle loro caratteristiche.

### 1.1. Pavimentazione non legata

La pavimentazione non legata viene utilizzata per strade a traffico ridotto e a carattere locale ed è composta da uno strato di terra migliorata o stabilizzata, in ghiaia o in macadam all'acqua. E' composta inoltre da uno strato di fondazione in misto granulare e dal sottofondo. In alcuni casi è possibile che lo strato superficiale della pavimentazione sia soggetto ad un eventuale trattamento, che consente di migliorare i requisiti funzionali e strutturali del manto stradale (Figura 1).



Figura 1: pavimentazione non legata

## 1.2. Pavimentazione flessibile – leggera e flessibile – forte

La pavimentazione leggera dovrebbe essere impiegata su strade a basso traffico, mentre quella forte su quelle a medio traffico o con sottofondi di buona portanza. La distinzione tra le due tipologie di traffico si basa sull'entità e la frequenza dei carichi. La sovrastruttura è fortemente soggetta ai fenomeni della fatica se il traffico è numericamente rilevante e pesante in rapporto allo spessore dei conglomerati bituminosi. In caso di sottofondi con scarsa portanza o di natura plastica, le fessurazioni si evolvono rapidamente, richiedendo interventi manutentori di tipo strutturale. Tale tipologia di pavimentazione è anche frequentemente soggetta alle degradazioni superficiali che influenzano particolarmente la sicurezza e il confort di marcia (Figura 2 – Figura 3).



Figura 2: pavimentazione flessibile leggera



Figura 3: pavimentazione flessibile

### 1.3. Pavimentazione semirigida e rigida

La pavimentazione semirigida può utilizzarsi per traffici medio-alti ed alti (in termini numerici). Essa contribuisce a ridurre i fenomeni di fatica che interessano prevalentemente i conglomerati bituminosi, anche nel caso di traffico quantitativamente elevato e di sottofondi poco portanti; le degradazioni sono prevalentemente superficiali e richiedono minori interventi manutentori. E' possibile, inoltre, sia durante che al termine della "vita utile" prevista, riutilizzare gli strati in conglomerato bituminoso con tecniche di riciclaggio (Figura 4).

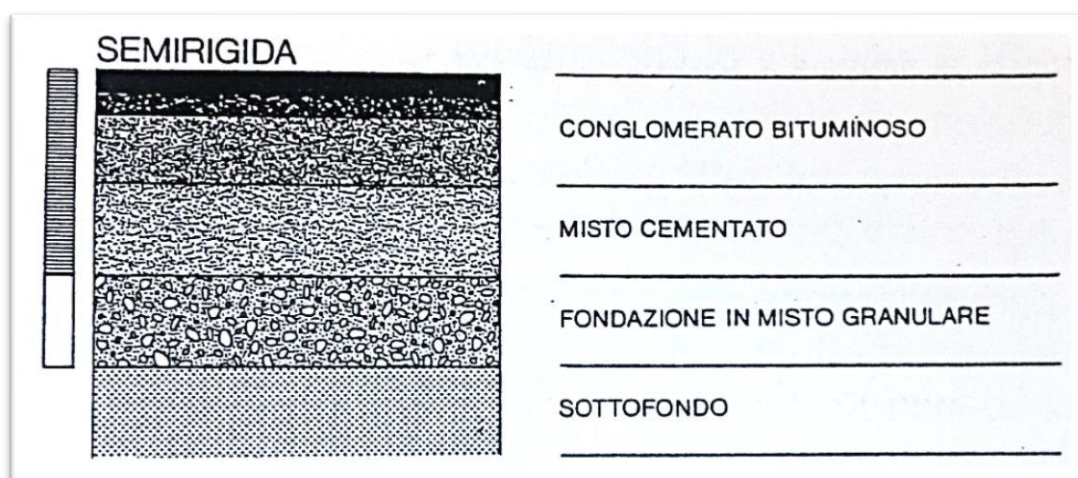


Figura 4: pavimentazione semirigida

La pavimentazione rigida (con strato superiore in calcestruzzo) può essere impiegata per strade ad alto traffico, oppure per strade di dimensioni ridotte interessate da volumi di traffico molto bassi e da carichi elevati, per esempio strade rurali o secondarie, strade industriali (Figura 5).



Figura 5: pavimentazione rigida

## 2. Manutenzione stradale

### Premessa

Nell'ultimo decennio uno dei principali problemi di salute pubblica a livello nazionale ed europeo è stato individuato nella sicurezza stradale: in particolare il degrado stradale risulta una delle possibili cause di incidentalità, in quanto la presenza di ammaloramenti sull'infrastruttura è un fattore determinante sia nella nascita che nell'evoluzione di un evento incidentale. Alla luce di questo problema, non si è ancora ottenuta una programmazione degli interventi manutentivi che prescindano dal solo raggiungimento di ottimi economici, ma che integri e soddisfi anche le condizioni di sicurezza di circolazione che dovrebbero essere garantite: se da una parte la necessità di rapidi interventi, la vastità delle reti stradali e la mancanza di risorse destinate alla manutenzione sono fatti che ostacolano in maniera significativa la risoluzione dei problemi, dall'altra parte, la realizzazione di macchinari ad alto rendimento per il ripristino delle sovrastrutture e la produzione di attrezzature hardware e software per la simulazione ed evoluzione dei degradi, sembrano aprire a nuove prospettive positive per il futuro. Alcuni studi hanno dimostrato come la presenza di ammaloramenti delle pavimentazioni stradali influenzi l'incidentalità stradale nel 25% dei casi, con percentuali sicuramente superiori da attribuirsi agli incidenti sui veicoli a due ruote che risentono maggiormente della presenza di degradi della sovrastruttura, in quanto questi ne compromettono l'equilibrio dinamico del moto.

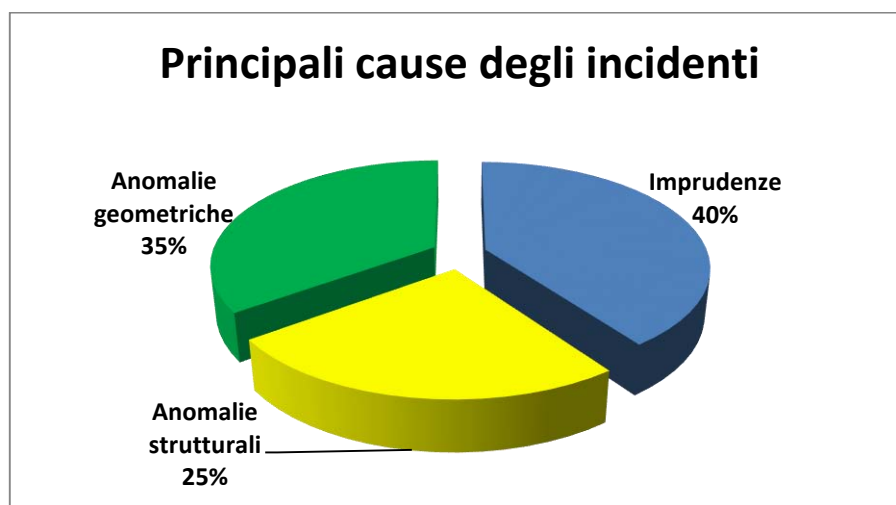


Figura 6: imputazione incidenti stradali

L'infrastruttura stradale viene considerata come un'opera durevole e la vita utile della strada dovrebbe essere garantita per tutta la sua durata tramite l'utilizzo di una adeguata manutenzione. Le principali reti stradali del nostro paese sono interessate purtroppo da un forte stato di degrado, causato da molteplici fattori. I principali motivi di questo "malessere" sono due: il primo riguarda il fatto che dalla realizzazione delle infrastrutture viarie sono passati ormai molti anni (il patrimonio stradale è vetusto). Questo ha comportato che vi siano stati innumerevoli cambiamenti del profilo di traffico, sia in termini di composizione che di quantità. Il secondo aspetto nasce dalla limitata attenzione nella distribuzione delle risorse destinate alla manutenzione stradale. Ad oggi, gli interventi manutentivi sono prevalentemente limitati alla soluzione delle emergenze e di problematiche di pronto intervento.

Gli interventi di emergenza, accompagnati da un regime di scarsità di risorse, rischiano di produrre condizioni insanabili nel momento in cui terminassero le finanze o quando queste non risultino essere più sufficienti per provvedere all'attuazione degli interventi necessari. Questo tipo di approccio, inoltre, non consente alcun livello di pianificazione, generando un'inefficiente gestione della restante capacità di spesa.

Lo scenario dell'incidentalità connessa alla presenza di degradi sul piano di rotolamento può essere reso ancora più problematico dallo sviluppo tecnologico dei veicoli: le velocità raggiunte dai veicoli aumentano la probabilità e la gravità che la presenza di un ammaloramento possa determinare una perdita di aderenza o qualche instabilità dinamica del veicolo. Tali considerazioni necessitano di una pianificazione degli interventi di manutenzione che porti particolare attenzione agli impatti sulla sicurezza che lo stato di degrado della sovrastruttura può determinare.

Una qualsiasi infrastruttura deve essere considerata come un sistema che deve essere efficiente dal punto di vista tecnico, dal punto di vista economico-finanziario (migliori prestazioni al minimo costo) e dal punto di vista della sicurezza (in ogni istante gli standard prestazionali devono essere capaci di minimizzare il rischio di un evento incidentale). Tale obiettivo è raggiungibile solo attraverso la disposizione di un sistema di monitoraggio, valutazione e programmazione degli interventi destinati alla manutenzione. Queste operazioni sono rese ancora più complesse dalla necessità di dover intervenire senza condizionare l'esercizio viario e minimizzando gli impatti, in modo da poter garantire la continuità dei flussi e il rispetto di condizioni di sicurezza dei veicoli. Concludendo questa breve introduzione ai concetti generali della manutenzione, si può osservare



che il sistema della manutenzione stradale dovrebbe contemplare una corretta tecnologia di mantenimento e migliorare le funzioni della strada nel tempo.

Come detto, ad ogni strada viene attribuita una “vita utile” definita in fase di progetto o al collaudo finale delle strutture. La manutenzione delle strade esistenti assume un interesse crescente poiché la produzione di traffico veicolare e la sua crescita comporta una deteriorazione più veloce delle infrastrutture stradali, compromettendo la sicurezza e la funzionalità della pavimentazione. Con l'intento di garantire una durevole riparazione del manto stradale, i prodotti e le attività per la manutenzione devono essere massimizzati, in termini sia di prestazioni che di tempi di realizzazione, per raggiungere la corretta funzionalità della pavimentazione. Il progressivo deterioramento del manto stradale è dovuto principalmente all'azione dell'acqua, alla variazione di temperatura con i cicli caldo/freddo, al traffico pesante e alla combinazione di questi fattori. L'obiettivo primario della manutenzione è la salvaguardia dell'integrità strutturale del solido stradale e la “vita utile” dell'infrastruttura, risanando il manto stradale e ritardando le deteriorazioni future.

## 2.1. Definizione del problema

La manutenzione stradale è un insieme di operazioni e attività, più o meno complesse, che hanno il fine ultimo di conservare le caratteristiche funzionali e strutturali della strada. Come ogni opera di ingegneria civile, un'infrastruttura stradale deve essere caratterizzata da una “vita utile”, cioè da un periodo entro il quale l'infrastruttura deve conservare, in funzione delle condizioni di esercizio ipotizzate, le caratteristiche attribuite in fase di progetto e verificate in fase in collaudo. I parametri principali che ci permettono di individuare le condizioni di esercizio sono il TGM in assi standard (Traffico giornaliero medio), le condizioni ambientali e le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati. Come visto nel capitolo della pavimentazione, le funzioni della pavimentazione stradale sono: la resistenza ai carichi applicati, la sicurezza e confort di marcia e il costo di esercizio per gli utenti. L'obiettivo è quello di individuare un piano, ossia un programma di azioni da compiere secondo un determinato schema per poter ottenere uno o più obiettivi, che rispetti determinate regole e/o vincoli. Nel settore stradale lo scopo principale è ovviamente il perfetto funzionamento della strada. Nel caso della manutenzione stradale, è necessario premettere che il processo decisionale di pianificazione può essere affrontato in due modi:

completamente o in misura parziale. La **completezza** può essere raggiunta *in toto* solo se l'atto pianificatorio rientra del tutto o in parte anche nei livelli decisionali della prima fase, che sono quelli legati alla scelta dell'opera da realizzare (condizionata anche dagli aspetti manutentivi) e alla sua progettazione. Il processo può essere **parziale** nel momento in cui il compito affidato al pianificatore si riferisca ad una infrastruttura già realizzata e funzionante: in questo caso si può essere di fronte ad una base conoscitiva non completa. Nella sua attuazione, è necessario che la manutenzione non debba esser confinata all'interno di obiettivi esclusivamente strutturali, ma deve cogliere più ampiamente la funzionalità complessiva del bene stradale, in cui si devono considerare anche le parti non visibili dall'utenza, come l'affidabilità, la percettibilità e l'efficienza dell'infrastruttura. Il concetto di manutenzione non si limita più esclusivamente all'aspetto fisico, ma investe quello più ampio per il quale manutenzione non è più conservazione, protezione e riparazione delle sole strutture, ma mantenimento in piena efficienza ed affidabilità del servizio "via" in tutte le sue caratteristiche governabili, così come originariamente previste in progetto. Considerati i problemi di fondo, il processo di pianificazione si attua ricercando l'ordine ottimale di successione e di gerarchia dei vari sotto-obiettivi da raggiungere, utilizzando strumenti valutativi di vario tipo.

## 2.2. Identificazione dei vincoli

La pianificazione delle manutenzioni è condizionata da un certo numero di vincoli che occorre superare. Il vincolo principale nell'ambito dell'infrastruttura stradale è spesso di tipo concettuale, in quanto la strada viene considerata un bene di per sé "durevole" o almeno non degradabile nel tempo. Questo vincolo concettuale si trasforma in vincolo economico, in quanto non vengono stanziati adeguati fondi destinati ad assicurare dall'esterno questa durevolezza. Il limite economico, come spesso accade, è però espressione di una situazione obiettiva di non piena libertà economica di chi deve avere cura del bene.

Accanto al vincolo economico appena citato, si possono individuare ulteriori restrizioni che sono insite nella natura dell'infrastruttura stessa e che influenzano in maniera significativa il processo di manutenzione. Tra i principali vincoli che si possono individuare vi sono quelli dovuti al traffico, spesso tanto più forti là dove è maggiormente necessaria la manutenzione, che richiede la

riduzione dei tempi di intervento e dell'area operativa (spazi di manovra) per garantire la continuità di esercizio.

Anche il clima è un vincolo che è limitante, in quanto certi lavori possono essere ben eseguiti solo in certe stagioni dell'anno, o a prezzo di un forte incremento dei costi.

Non si possono omettere, inoltre, i vincoli dovuti alla carenza di informazioni sullo stato di conservazione dell'opera, sulle cause del degrado, sulle tecniche di controllo e di intervento, così come devono essere presi in considerazione anche i vincoli generati da interferenze tra le varie attività di manutenzione, sulla struttura e sullo stato del bene da mantenere.

### 2.3. Distinzione tra manutenzione ordinaria e straordinaria

In generale è possibile distinguere due tipologie di manutenzione. Sono da considerarsi rientranti nell'ambito della manutenzione ordinaria tutti quegli interventi che non modificano il progetto originario. Sotto l'aspetto della "vita utile" dell'infrastruttura e delle sue componenti, sono da ritenersi manutenzioni ordinarie quelle che, conservando o ripristinando il bene, gli conferiscono quelle caratteristiche previste per il bene originario all'atto della sua realizzazione nell'ambito della vita utile. Sono invece interventi di tipo straordinario (manutenzione, potenziamento e ampliamento) quegli interventi che, pur finalizzati al ripristino della funzionalità del patrimonio stradale, presentino modifiche alle opere tali da comportare un miglioramento qualitativo e/o quantitativo delle opere costituenti il patrimonio stesso e richiedano quindi un nuovo progetto anche se parziale.

## 2.4. Fasi della pianificazione della manutenzione

Prima di individuare le fasi della manutenzione occorre premettere che, per effettuare il giusto processo manutentivo, bisogna individuare nel modo più preciso possibile i seguenti parametri del problema:

- il punto dove l'intervento è necessario (dove intervenire);
- il tipo di intervento (come intervenire);
- il momento più adatto per l'intervento (quando intervenire);
- il costo dell'intervento (quanto costa intervenire).

Considerando gli ultimi due punti, il criterio che sta alla base delle strategie di pianificazione è costituito dall'individuazione del momento di intervento in funzione del contenimento dei costi di intervento. L'evoluzione nel tempo di un degrado determina, infatti, un incremento dei costi di risanamento e bonifica. Tali costi sono generalmente debolmente crescenti sino a che lo stato di degrado non intacchi in modo irreversibile gli strati portanti della pavimentazione. La figura seguente descrive il rapporto tra l'evoluzione del degrado nel tempo e l'incremento dei costi previsti per la bonifica. Nella prima parte la curva dei costi cresce debolmente poiché il degrado tende a svilupparsi su ampie superfici, ma interessando solamente gli strati superficiali. Con l'evoluzione del degrado, avremo l'estensione in profondità del problema, andando a intaccare gli strati profondi. Come è evidente, i costi subiscono un significativo incremento in corrispondenza delle condizioni per cui il degrado produce effetti non reversibili negli strati portanti. Questo schema individua, dal punto di vista economico, il momento più efficiente per bonificare la sovrastruttura prima che questa sia intaccata negli strati profondi (Figura 7).

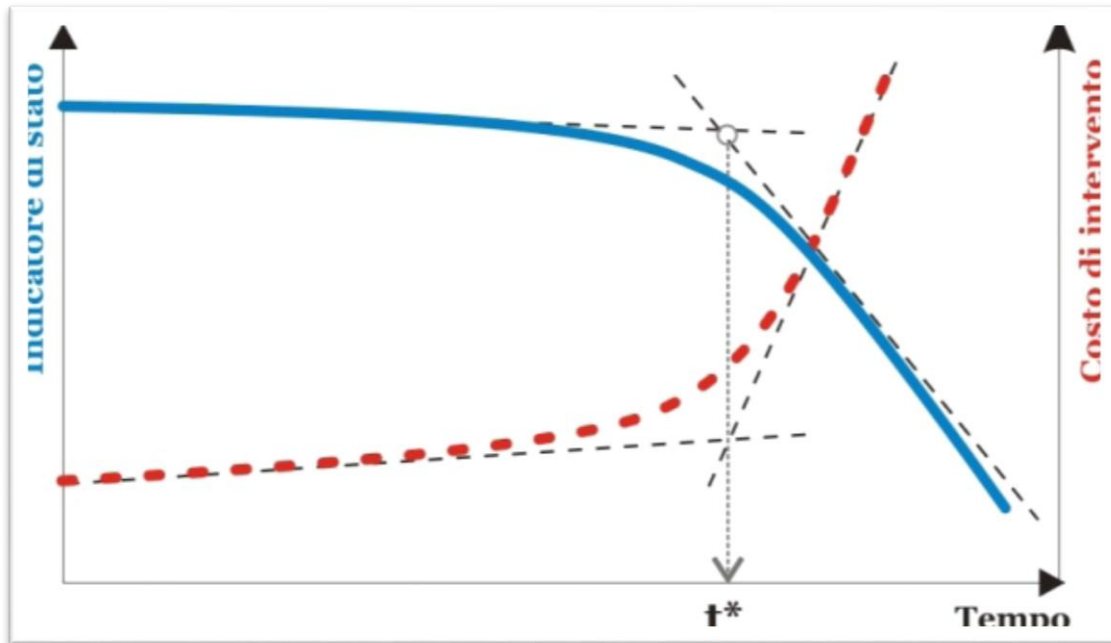


Figura 7: andamento dei costi

Per mettersi nelle migliori condizioni, in modo tale da rendere minima la frequenza degli interventi ed il loro costo e per ottimizzare i risultati ottenuti, le fasi delle manutenzione che devono essere eseguite sono le seguenti:

- 1) Progettazione iniziale
- 2) Rilevamento dei dati
- 3) Analisi dei possibili interventi
- 4) Programmazione degli interventi
- 5) Esecuzione e controllo degli interventi

#### 2.4.1. Progettazione iniziale

La prima fase deve iniziare già nella progettazione dell'opera da costruire: in questo modo, se si interviene in maniera costruttiva, è possibile eliminare e ridurre molti problemi manutentivi. Si definiscono la tipologia e la frequenza degli interventi di manutenzione adottando standard geometrici appropriati in relazione ai volumi di traffico previsti, rendendo più durevoli le opere: l'incremento della durabilità ricade sulla scelta dei materiali e sugli spessori idonei, con il vincolo di minimizzare la sommatoria dei costi di costruzione, esercizio e manutenzione. Inoltre si opera per progettare pavimentazioni che lavorino "fuori fatica", in modo che gli interventi richiesti siano di

tipo “non strutturale”. E' fondamentale l'utilizzo di materiali più resistenti agli agenti esterni aggressivi e tipologie di opere d'arte meno aggredibili. Un ulteriore aspetto riguarda la predisposizione di sistemi specifici per agevolare la manutenzione con accorgimenti che facilitino l'accessibilità di certe zone per ispezionare, riparare o sostituire le diverse parti delle opere. E' pertanto importante che l'esperto delle manutenzioni o il gruppo di esperti faccia parte dello staff di progetto orientandone le scelte verso soluzioni più favorevoli all'esercizio: nel caso non fosse possibile, è necessaria un'opera di coordinamento tesa ad ottenere formule standard di manutenzione.

#### 2.4.2. Rilevamento dei dati

Le attività di rilevamento dei dati possono essere svolte a seconda delle possibilità organizzative ed economiche dell'amministrazione che cura la manutenzione, ma sono comunque indispensabili: senza di esse, o quando esse sono troppo incomplete o poco attendibili, le scelte manutentive non potranno che essere approssimate e inadeguate. Il rilevamento dati deve cominciare durante la costruzione delle opere, in modo da costruire la banca dati di riferimento contenente la morfologia essenziale delle opere, le caratteristiche dei materiali costitutivi e le altre informazioni sulle opere. La costruzione della banca dati è fondamentale, perché questa, accompagnata alla presenza di eventuali dati storici precedentemente determinati (solo per infrastrutture non costruite ex-novo), ci consente, insieme a rilievi periodici, di dare una previsione sull'evoluzione delle caratteristiche funzionali dell'infrastruttura. I rilevamenti veri e proprio possono essere suddivisi in due tipi fondamentali: rilevamenti **globali** (o rapidi), tali cioè da permettere una discriminazione certa tra le opere in buone condizioni e quelle che richiedono interventi, e rilevamenti **puntuali** che, esaminando nel particolare le opere che richiedono interventi, determinano le cause dei danni e/o le necessità di intervento specifiche.

Tramite un rilevamento sistematico è possibile individuare gli INDICATORI DI STATO, che restituiscono lo stato di conservazione della strada e consentono di ampliare la banca dati. Dal punto di vista funzionale, si possono adottare due distinte tecniche di rilievo del degrado:

- Rilievo Visivo: descrive, su base cartacea standard, un giudizio visivo riguardante lo stato delle caratteristiche funzionali. Si individua un Catalogo delle Degradazioni (Rilievo Visivo Standard);

- **Rilievo Strumentale:** si utilizza una strumentazione orientata al rilievo fisico di specifiche grandezze che concorrono a definire le caratteristiche funzionali. Queste apparecchiature (ad alto rendimento) consentono di sviluppare il meglio possibile misure di tipo puntuale.

Per quanto riguarda il rilievo visivo, le normative di riferimento fanno capo a Cataloghi (CNR, VSS, FHWA, USACE,...) ed indici sintetici. Per esempio, lo U.S. Army Corps of Engineers, si basa su un'*ispezione visiva standardizzata* della rete, sia per pavimentazioni stradali che aeroportuali, e fa riferimento ad un unico parametro: il Pavement Condition Index – PCI. Questo parametro esprime l'integrità strutturale e funzionale della sovrastruttura e individua le cause primarie (traffico, clima...)(Figura 8). Il PCI è un indice di dissesto delle pavimentazioni che è funzione della tipologia (distress type), della quantità (distress quantity) e della pericolosità del dissesto (distress severity). I valori del PCI cadono all'interno di un range che va da 0 a 100, suddividendolo in sottointervalli: eccellente (100 – 85), molto buono (85 – 70), buono (70 – 55), sufficiente (55 – 40), povero (40 – 25), molto povero (25 – 10) e scarso (10 – 0). Da questo parametro si può individuare una scala che classifica le diverse strade in funzione del valore del PCI (Figura 9, Preventive Maintenance = Manutenzione preventiva, Thin Overlay = sottile rifacimento, Structural Overlay = rifacimento strutturale, Reconstruction = ricostruzione).

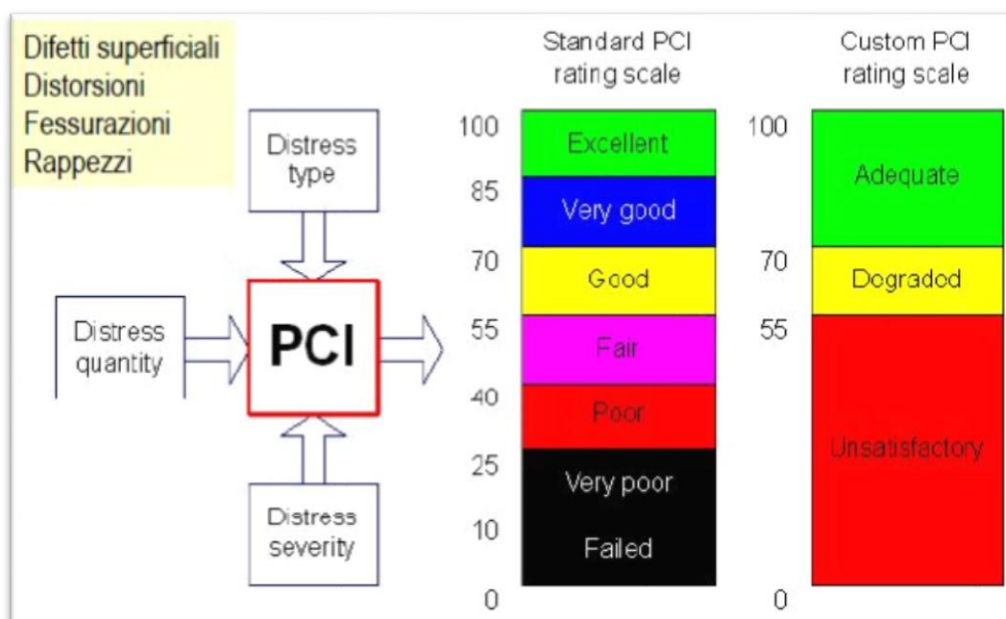


Figura 8: determinazione del PCI

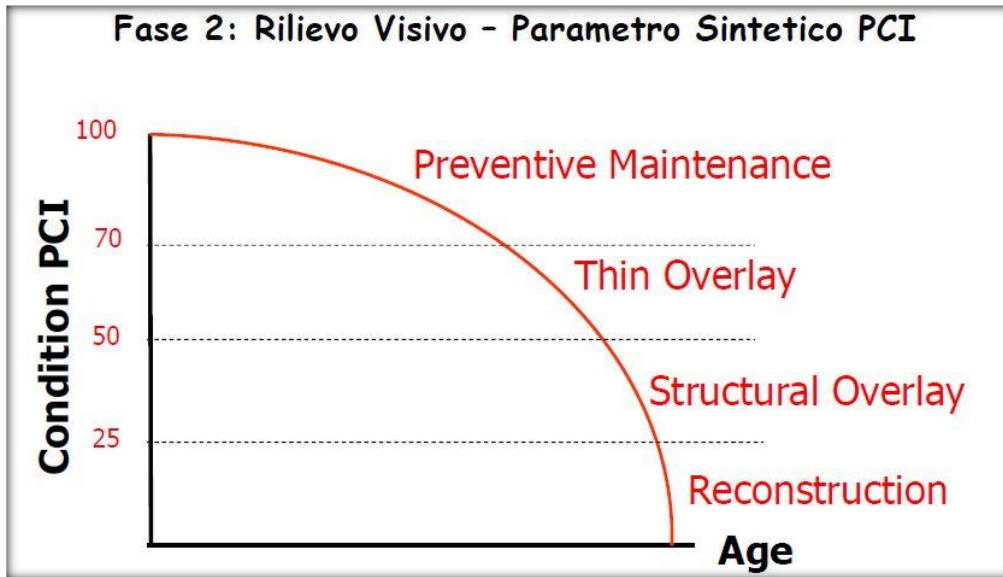


Figura 9: parametro PCI con Rilevamento Visivo

### 2.4.3. Analisi dei possibili interventi

Gli interventi di manutenzione in genere si effettuano con materiali e con tecniche diverse rispetto a quelli usati durante la costruzione. I motivi sono diversi: la quantità di materiale da adoperare per ogni intervento può essere, in genere, relativamente modesta. Inoltre, le caratteristiche di resistenza richieste ai materiali sono più elevate e devono raggiungere in tempi brevi le massime prestazioni. Infine, spesso si lavora in spazi poco agevoli a causa del traffico o in zone poco accessibili, tali per cui sono necessarie spese elevate per raggiungere il punto in cui lavorare e per dare una continuità in esercizio.

I fattori che influiscono sulla scelta del tipo di intervento sono la rapidità di esecuzione, l'affidabilità e la disponibilità economica. Per ogni settore delle manutenzioni, quindi, è necessario sviluppare tecniche e materiali speciali che esaltino al massimo l'affidabilità e la rapidità degli interventi. Ad ogni tipo di problema manutentivo sarà così possibile collegare una o più soluzioni ben definite dal punto di vista tecnico; queste soluzioni potranno essere di tipo durevole (prevalenti) oppure provvisorie (possono essere opportune in caso di interventi di emergenza o a causa di vincoli climatico e/o economici).

Le principali tecniche di intervento sono molteplici e si differenziano a seconda del campo di applicazione, delle funzioni e del rapporto costi/benefici. In questa tesi non costituiranno oggetto di trattazione, eccezion fatta per i rappezzati e per il riciclaggio a freddo, che verranno presentati successivamente.



#### 2.4.4. Programmazione degli interventi

Questa fase è quella in cui convergono tutte le attività precedenti, ed in cui si esegue la predisposizione di un piano di interventi ottimizzato in modo da ottenere la massima redditività del budget disponibile. In essa, esaminando le zone, le tecniche e il periodo di intervento, oltre all'impiego finanziario, si giunge al programma dei lavori per ciascun campo di manutenzione o sotto-obiettivo ed al loro ordinato inserimento in un programma manutentivo generale. Questo programma dovrà essere il più possibile dettagliato per arco temporale, da considerarsi a breve e medio termine, la cui durata sarà variabile in funzione dei vari vincoli e dei problemi di fondo; per i periodi successivi, si dovranno avere indicazioni di massima sui programmi di intervento. L'obiettivo è quello di impostare piani pluriennali di manutenzione, in cui sarebbe auspicabile utilizzare modelli matematici che definiscano le modalità di decadimento dei parametri caratteristici delle opere stradali, fissare delle soglie di intervento per ciascuno di essi, nonché dei criteri di giudizio sugli effetti provocati dalle interferenze reciproche di detti parametri sulla validità dell'opera.

#### 2.4.5. Esecuzione e controllo degli interventi

Per i motivi indicati nella fase di analisi dei possibili interventi, si ritiene molto importante che la traduzione in pratica delle scelte e delle considerazioni effettuate nelle precedenti fasi venga affidata a ditte specializzate nei diversi settori: questo garantirebbe che alla fase esecutiva concorrano i mezzi e le tecnologie più adatti a quel determinato o a quei determinati interventi. E', inoltre, fondamentale che la fase esecutiva comprenda una accurata serie di controlli a comprova che gli interventi siano effettuati in conformità alle specifiche previste. Tali controlli si rendono ancora più necessari in quanto, al di là dell'esercitare una funzione vincolante sull'esecutore, assicurano la possibilità di poter successivamente verificare con accuratezza la validità o meno delle teorie applicate nella pianificazione e nella scelta degli interventi. Inoltre, alla conclusione della fase esecutiva occorre aggiornare la banca dati relativa al patrimonio in manutenzione; se i controlli non sono stati accurati e completi si rischia di immettere errori di base e di falsare quindi qualsiasi pianificazione successiva.



### 3. Problematiche stradali

#### Premessa

Nell'ambito della manutenzione stradale e della sua pianificazione e programmazione, le pavimentazioni stradali costituiscono uno dei settori principali, sia dal punto di vista quantitativo (incidenza sulla composizione del materiale e incidenza economica sui budget di gestione) che qualitativo (sicurezza, confort, costi veicolari, ecc.). Questo spiega perché spesso la manutenzione stradale dalle amministrazioni e dai tecnici venga esclusivamente identificata nella manutenzione delle pavimentazioni. Come introdotto precedentemente, è fondamentale, per pianificare la manutenzione, la realizzazione di una banca dati il più possibile completa. In fase di progettazione o anche in avvio di esercizio, i dati disponibili non possono che essere quelli di progetto o quelli che hanno orientato il progetto. Se invece la pianificazione deve essere apprestata in uno qualsiasi dei momenti della vita utile della sovrastruttura, la base della banca dati dovrà essere costituita dai dati storici, atti cioè a raccontare con completezza la storia della sovrastruttura stessa. Questi dati devono garantire la valutazione di parametri come la geometria dell'asse, le dimensioni planimetriche della pavimentazione, il tipo e spessore degli strati costruiti, interventi manutentivi attuati in precedenza e valori di traffico in termini di TGM.

L'analisi delle condizioni della pavimentazione della rete stradale è una fase fondamentale nella definizione di un adeguato programma di manutenzione delle infrastrutture. Il degrado di una pavimentazione stradale può essere distinto in:

1. FUNZIONALE: la struttura è ancora efficiente, ma l'aderenza o la regolarità sono compromesse in modo da rendere la marcia dei veicoli insicura e scomoda;
2. STRUTTURALE: la pavimentazione presenta rotture dovute a carichi di traffico ripetuti.

Per individuare tra i degradi strutturali delle pavimentazioni quelli che più di altri incidono sulla sicurezza o che meritano interventi prioritari, si impongono delle procedure di rilevamento rapide e sistematiche e, quindi, è opportuno che siano disponibili strumenti capaci di fornire importanti informazioni al riguardo. Per avere un'idea in generale dei più significativi riferimenti in letteratura si è considerato il catalogo del CNR (Istruzione sulla pianificazione della manutenzione) riferito alla realtà italiana. L'obiettivo generale dei documenti risulta quello di fornire un supporto utile

all'identificazione degli ammaloramenti e alle eventuali tecniche di bonifica. Lo strumento più diffuso è il confronto fotografico. E' evidente come non basti la preliminare classificazione del degrado alla luce di un'indagine visiva, ma si debba andare oltre, definendo quelle che possono essere considerate le cause originarie. Le degradazioni rilevabili a vista, generalmente, sono raggruppate in funzione della caratteristica funzionale o strutturale della pavimentazione che esse vanno a interessare, cioè la regolarità, l'aderenza e la portanza. Le caratteristiche di rumorosità vanno giudicate rispetto all'ambiente in cui si situa la strada e non sempre conseguono a degradazione della superficie.

Vengono riportati nel paragrafo successivo gli ammaloramenti più frequenti che si possono rilevare sulle pavimentazioni stradali flessibili e rigide.

### 3.1. Ammaloramenti

Come sopra precisato, gli ammaloramenti possono essere raggruppati in funzione della caratteristica della pavimentazione che essi vanno a interessare, funzionale o strutturale. Possono essere classificati anche in funzione delle loro dimensioni o della lunghezza d'onda delle irregolarità superficiali.

#### 3.1.1. Ondulazioni longitudinali

Il degrado si manifesta con un profilo "tipo onda", la cui lunghezza e ampiezza possono essere causa di ulteriori danni alla pavimentazione, generando sollecitazioni verticali di entità variabile in grado di danneggiare ulteriormente la sovrastruttura. Queste ondulazioni si sviluppano nel senso longitudinale della carreggiata. Le principali cause sono riconducibili alla presenza di terreni limosi o argillosi che originano instabilità al sottofondo (stato degli strati portanti) e all'entità dei traffici.

#### 3.1.2. Ondulazioni orizzontali – Ormaie

Sono deformazioni trasversali presenti in corrispondenza delle tracce delle ruote, generalmente bordate da piccoli rigonfiamenti e possono presentare modeste fessurazioni ai bordi. A seconda della gravità del degrado e della causa, la superficie della pavimentazione presenta perdita di

materiale oppure risulta deformata da solchi longitudinali. Questo tipo di degrado può determinare una riduzione della sicurezza, per accumulo e ristagno d'acqua, che può generare il fenomeno dell'aquaplaning. Le possibili cause di questi avvallamenti sono deformazioni plastiche dei conglomerati, se realizzati con miscele non idonee, accelerati dall'azione concomitante del traffico e dall'alta temperatura (Figura 10).



*Figura 10: ormaia*

### 3.1.3. Depressioni e rigonfiamenti localizzati

Sono dei cedimenti con dimensioni trasversali limitate, causati da possibili difetti di portanza degli strati sottostanti. Si devono spesso all'assestamento dei materiali usati per il riempimento degli scavi per impianti tecnologici, non correttamente costipati e che possono portare a veri e propri sfondamenti del piano viabile, con ripercussioni sulla sicurezza degli utenti. Le cause sono da attribuire agli interventi effettuati in precedenza sui cavi stessi e all'erosione di parte del materiale di riempimento.

### 3.1.4. Avvallamenti di vaste superfici o diffusi (cedimenti su superfici diffuse)

Sono deformazioni di assestamento o cedimenti su estese zone superficiali. Lo stato di degrado, nei casi più gravi, può portare a rotture più o meno accentuate dello strato di usura, con la comparsa di lesioni e fratture lungo i margini e all'interno della superficie avvallata. Tali

deformazioni possono interessare gli strati di base, di fondazione e di sottofondo, e si riflettono in superficie sugli strati legati. Possono essere dovute a problemi di portanza causati dal gelo, presenza di terreni plastici nel sottofondo, dilatazione dei fini, cattivo costipamento degli strati non legati e sono accentuati dall'intensità dei carichi pesanti.

### 3.1.5. Diminuzione della rugosità superficiale

Il manto stradale si presenta scivoloso a causa degli inerti levigati dall'azione del traffico veicolare che ha prodotto l'usura delle asperità e di conseguenza ha ridotto le caratteristiche di rugosità necessarie per garantire l'aderenza tra pneumatico-strada. Le possibili cause sono da ricercare nell'utilizzo di aggregati non idonei nella miscela, non in grado di resistere all'azione abrasiva prodotta dal traffico.

### 3.1.6. Fessurazioni (longitudinali, trasversali, ramificate)

Si tratta di fessure continue che si manifestano sulla superficie stradale. A seconda della loro direzione rispetto all'asse stradale si possono classificare in diverso modo:

- Fessurazioni longitudinali e trasversali: si generano lungo l'asse della strada, collocate principalmente al centro della carreggiata o tra le vie di circolazione. Hanno andamento prevalentemente lineare, con diramazioni più o meno accentuate in direzione trasversale. Sono causa di perdita di regolarità della pavimentazione e riducono la sicurezza. Sono dovute ai richiami in superficie di fessurazioni negli strati portanti o all'utilizzo di miscele eccessivamente rigide in rapporto alle caratteristiche degli strati leganti (Figura 11).



*Figura 11: fessurazione longitudinale*

- Fessurazioni ramificate: sono fessurazioni “a pelle di cocodrillo” interconnesse, che si estendono su superfici ampie; generalmente degenerano in limitate aree di depressione. Le lesioni risultano inizialmente chiuse, ma progressivamente tendono ad aprirsi e a distaccarsi, compromettendo l’impermeabilizzazione della sovrastruttura. La causa principale di questo tipo di degrado è la limitata resistenza a fatica della pavimentazione: il danno ha origine negli strati portanti di base o di fondazione. Se le fessurazioni sono associate ad estesi avvallamenti, il fenomeno denota marcatamente il collasso strutturale della sovrastruttura. La propagazione delle fessure ha raggiunto la superficie interessando tutti gli strati bituminosi; fenomeni di fatica, variazioni cicliche di gelo e disgelo, ripetizione di carichi eccezionali non previsti concorrono tutti a generare l’ammaloramento (Figura 12).



*Figura 12: fessurazione ramificata*

### 3.1.7. Disgregazioni e distacco inerti

Consiste nella liberazione di aggregati dalla superficie, che si presenta sempre più rugosa, configurata e pericolosa per la presenza di materiale sciolto. Le possibili cause di questo ammaloramento sono la rullatura di materiale freddo, precoci aperture al traffico, invecchiamento del legante.

### 3.1.8. Buche (superficiali e profonde)

Sono considerate depressioni localizzate che si generano in conseguenza di altri dissesti come la sgranatura, la pelatura o la fessurazione “ a pelle di cocodrillo”. Sono prodotte dall’asportazione del materiale e si possono distinguere tra “profonde” e “superficiali”. La presenza di questo dissesto sulla pavimentazione determina una mancanza di sicurezza per perdita di aderenza dovuta alle vibrazioni e al ristagno d’acqua (Figura 13).



Figura 13: buca

Ci soffermeremo in seguito a descrivere in maniera più dettagliata questa tipologia di dissesto, poiché gli interventi che sono necessari per sopperire a questo ammaloramento utilizzano i conglomerati bituminosi a freddo di nostro interesse. Una pura descrizione degli ammaloramenti è solamente una sintesi delle tipologie di dissesti possibili su un solido stradale, ma questa rimane solamente fine a se stessa se non è accompagnata da analisi che ne possono definire alcune caratteristiche, quali le cause generatrici, o le condizioni di insicurezza che possono fornire. In conclusione quindi, pur fornendo un utile elemento di confronto, il catalogo del CNR, così come attualmente concepito, non consente interpretazioni sufficientemente approfondite dei fenomeni: risulta pertanto indispensabile fare riferimento a sistemi complessi che prevedano in primo luogo l’individuazione di diagnosi affidabili e avanzate.



### 3.2. Buche e tecniche di intervento

Si è in precedenza evidenziato come uno degli ammaloramenti che si possono presentare sul manto stradale sia la formazione di buche. In questo capitolo tratteremo in particolare questa forma di degrado della superficie stradale, poiché una delle possibili tecniche di intervento per sopperire a questo disagio è l'utilizzo di conglomerati bituminosi a freddo, argomento principale della nostra tesi.

Le buche vengono considerate come cavità a forma di catino di diversa dimensione sulla superficie della pavimentazione. Sono delle depressioni localizzate, in genere conseguenza di altri dissesti come la sgranatura, la pelatura o la "fessurazione a pelle di cocodrillo": sono prodotte da asportazione del materiale e possono estendersi anche agli strati più profondi. A queste possibili cause devono essere aggiunte anche l'azione del traffico e la presenza di acqua nel manto stradale. La presenza, sulla superficie della pavimentazione, di questo dissesto determina una mancanza di sicurezza, nelle condizioni di maggiore severità, per perdita di aderenza, imputabile alle vibrazioni, e per ristagno d'acqua, possibili infiltrazioni della stessa a danno della portanza degli strati profondi. La perdita di materiale comporta la perdita della capacità strutturale (portanza) del manto stradale.

Le buche possono essere classificate come "superficiali" se interessano solamente gli strati superficiali, per una profondità massima di 4-5 cm, e hanno generalmente un'area inferiore a 0,5 m<sup>2</sup>. Le possibili cause sono da attribuire alla scarsa percentuale di bitume o all'annullamento delle caratteristiche di elasticità del legante o all'errata composizione delle miscele bitumate, con aggregato non pulito o idrofilo. Esiste una classificazione del grado di severità del disagio in funzione dell'entità dell'ammaloramento.

<b>Grado di severità</b>	<b>Entità dell'ammaloramento (area buca, A)</b>
Basso	$A < 0,21 \text{ m}^2$
Moderato	$0,21 \text{ m}^2 < A < 0,5 \text{ m}^2$
Alto	$A > 0,5 \text{ m}^2$

Tabella 1: classificazione del disagio

In alcune situazioni si verifica anche la formazione di buche “profonde”. Questo danno si presenta su pavimentazioni invecchiate o mal realizzate e interessa i vari strati della sovrastruttura: usura e binder vengono scalzati completamente per l’azione congiunta del traffico e dell’acqua meteorica con decadimento delle caratteristiche di regolarità e di sicurezza della pavimentazione. La profondità di queste buche può superare anche i 50 mm. Le possibili cause di questo dissesto stradale sono da collegare ad un mal dimensionamento delle strutture (spessori troppo esigui) realizzate con materiali scadenti o poggiate sovrapponendo direttamente gli strati superficiali sul sottofondo. L’infiltrazione progressiva dell’acqua che ristagna, per effetto del pompaggio generato dal passaggio delle ruote dei veicoli, produce la risalita di materiale fino che degrada le caratteristiche originarie degli strati. Anche per queste buche esiste una classificazione della severità dell’ammaloramento.

<b>Grado di severità</b>	<b>Entità dell'ammaloramento (diametro della buca, d)</b>
Basso	$d < 40 \text{ cm}$
Moderato	$40 \text{ cm} < d < 80 \text{ cm}$
Alto	$d > 80 \text{ cm}$

Tabella 2: classificazione del disagio

Esiste anche una tabella di riferimento che confronta la massima profondità di una buca con il diametro medio della sua estensione.

<b>Profondità max (cm)</b>	<b>Diametro medio (cm)</b>		
	<b>Da 10 a 20</b>	<b>Da 20 a 45</b>	<b>Da 45 a 75</b>
Da 1,25 a 2,50	Basso	Basso	Moderato
Da 2,50 a 5,00	Basso	Moderato	Alto
Maggiore di 5,00	Moderato	Moderato	Alto

Tabella 3: classificazione del disagio

La riparazione del manto stradale, per quanto riguarda in modo particolare le buche e i degradi degli strati di usura, è una delle operazioni più comuni quando si effettua attività di manutenzione. Questa operazione è frequente soprattutto in quelle zone in cui vi sono condizioni atmosferiche particolarmente avverse: elevata umidità, frequenti precipitazioni, temperature rigide accelerano in maniera significativa il deterioramento della pavimentazione e contribuiscono alla nascita di

ammaloramenti stradali. Un'ulteriore causa di danno è il traffico che transita sulla superficie stradale, in particolare per la componente pesante.

Il metodo più comune per riparare le buche è l'esecuzione di rappezzi. Il rappezzo consiste nel riempire con materiale coerente e resistente l'area deteriorata nella strada, al fine di rendere il movimento del traffico sicuro e regolare, prevenendo la deteriorazione dell'area che diventerebbe insicura. I rappezzi possono essere applicati anche nella pavimentazione stradale per attività di manutenzione e di riabilitazione. Questa tecnica di intervento permette di estendere la vita utile della pavimentazione e di preparare la pavimentazione esistente prima della realizzazione di un trattamento superficiale o di uno strato di ricoprimento. Il rappezzo è conveniente e può essere utilizzato per riparazioni temporanee e in condizioni climatiche avverse (basse temperature) tramite l'impiego di materiali a freddo e senza la necessità di particolari procedure. I materiali che vengono utilizzati sono infatti sia conglomerati bituminosi a freddo per interventi temporanei o semi-permanenti con miscele speciali a granulometria aperta, oppure conglomerati a caldo posati in opera immediatamente ad elevata temperatura.

L'utilizzo di conglomerati a freddo non permette, comunque, di ottenere la stessa durabilità e stabilità dei materiali a caldo, che vengono usati quando si esegue un completo rinnovamento del manto stradale. Per molti anni le lavorazioni a freddo per i rattoppi sono stati considerati nel mercato "prodotti meravigliosi" o "perfetti" per riparare le buche presenti nell'asfalto. Nella realtà, questo tipo di intervento e questo materiale presentano alcune problematiche: la principale difficoltà che si incontra è la scarsa lavorabilità nella fase di deposito del materiale in strada. Altre problematiche riguardano la suscettibilità del materiale all'umidità, la scarsa stabilità e inconsistenza durante la fase di preparazione e di applicazione.



## 4. Conglomerati bituminosi

### Introduzione

Come illustrato precedentemente, le pavimentazioni stradali possono presentarsi sotto diverse forme ed essere composte da differenti materiali. Nella maggior parte dei casi, le progettazioni stradali sono del tipo “flessibile” e sono costituite da aggregati e leganti. La pavimentazione stradale flessibile è di norma composta, partendo dallo strato più profondo, da quattro strati (Figura 14):

- **Fondazione:** strato costituito da materiale granulare, dotato di legante naturale che lo rende compatto e consente al solido stradale di essere stabile. Ha il compito di ripartire i carichi di superficie sul sottofondo (deve garantire una certa portanza) ed è caratterizzato dall’essere meno pregiato delle miscele legate usate negli strati superiori;
- **Base:** anche lo strato di base è composto da materiali granulari, prevalentemente misti cementati (con inerti provenienti dalla frantumazione) e misti bitumati;
- **Collegamento (Binder) e Usura:** questi due strati sono quelli superficiali. Sono composti da conglomerato bituminoso o cementizio. Sono composti da aggregati e legante (bitume) e presentano ottime prestazioni di resistenza e aderenza. Sono composti da miscele più resistenti e da materiali con caratteristiche prestazionali migliori rispetto agli strati più profondi.

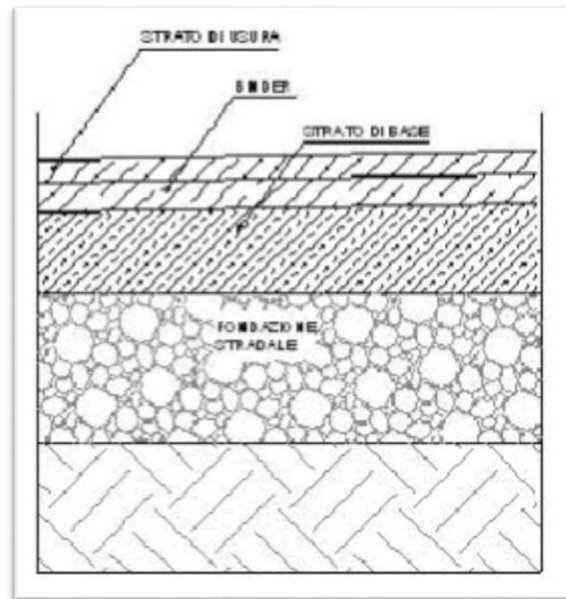


Figura 14 : pavimentazione stradale

Gli spessori degli strati vengono definiti tramite metodi di dimensionamento che non sono oggetto di trattazione in questa tesi. Gli spessori comunque, nella maggior parte dei casi, tendono a crescere dall'alto verso il basso, in quanto sono inversamente proporzionali alle caratteristiche strutturali dei diversi strati.

Usura e binder (strato di collegamento) sono formati da conglomerati bituminosi. Per la realizzazione degli strati superficiali sono disponibili materiali e tecnologie diversi. I conglomerati bituminosi si differenziano per la tipologia di lavorazione, le caratteristiche meccaniche, il modo con cui sono posati. Nell'ambito delle infrastrutture stradali si adoperano due tipologie di lavorazione del conglomerato bituminoso: "a caldo" (Hot Mix Asphalt) e "a freddo" (Cold Mix Asphalt).

#### 4.1. Conglomerati bituminosi a caldo

Il conglomerato bituminoso a caldo è la miscela di materiale che viene utilizzata per le strade con pavimentazioni flessibili, in particolare per gli strati di usura e di collegamento (binder). Sono miscele, dosate a peso o a volume, costituite da aggregati lapidei di primo impiego, bitume semisolido, additivi ed eventuale materiale riciclato. Questa tipologia di miscela presenta diverse caratteristiche, a seconda della composizione granulare, della quantità e tipologia di bitume e in funzione del suo utilizzo.

La posa in opera va eseguita in modo immediato, in quanto questa miscela va gettata quando l'impasto è ancora caldo, per evitare che raffreddandosi possa indurire, non stendersi in modo corretto e compromettere la lavorazione. La stesa del manto avviene tramite macchinari che devono essere in perfetto stato e dotati di automatismi di auto-livellamento: bisogna tenere conto infatti della necessità di assicurare al manto stradale una pendenza tale (come prescritta dal Decreto Ministeriale sulla geometria stradale) che consenta all'acqua di defluire in caso di pioggia. La temperatura del conglomerato bituminoso all'atto della stesa dovrà risultare in ogni momento non inferiore a 160°C per conglomerati con bitume modificato, e 140°C per conglomerati bituminosi classici. La stesa dei conglomerati dovrà essere sospesa quando le condizioni meteorologiche generali possono pregiudicare la perfetta riuscita del lavoro. Questa tipologia di lavorazione è quella maggiormente impiegata per la realizzazione del manto stradale (Figura 15).



*Figura 15: conglomerato bituminoso a caldo*





## 5. Conglomerati bituminosi a freddo

### Introduzione

Si è svolta fino ad ora un'analisi introduttiva dell'argomento di questa tesi in modo da poter avere una conoscenza generale del contesto che circonda i conglomerati a freddo e le loro proprietà. In questo capitolo si esporranno le principali argomentazioni in merito alle miscele a freddo, basandosi sulla ricerca bibliografica svolta nella fase iniziale del lavoro di tesi.

Nelle costruzioni stradali esistono due tipi di miscele a freddo: quelle confezionate con emulsione bituminosa o bitume schiumato, per strati di fondazione o base, e quelle realizzate con conglomerati "freddi" (plastici, in genere preconfezionati), adoperate per le manutenzioni e trattamenti superficiali. A queste ultime è dedicata la presente tesi.

I conglomerati freddi sono miscele destinate, in genere, alla riparazione dello strato superficiale del manto stradale, in modo tale da sostituire lo strato di usura deteriorato o asportato dal traffico veicolare, colmando buche o irregolarità.

Si è introdotto nei capitoli precedenti un elenco dei possibili ammaloramenti che possono presentarsi durante la vita utile di un'infrastruttura stradale, che vanno a ridurre le capacità e la sicurezza del manto stradale. Tra questi si sono ricordati la formazione di buche e cedimenti della superficie stradale. La tecnica più comunemente impiegata per la riparazione della superficie stradale è il ripristino delle caratteristiche iniziali dell'infrastruttura con conglomerato bituminoso a freddo. Questa miscela viene utilizzata per il riempimento delle buche e per rattoppi di zone già bitumate.

I Cold Mixed Asphalt (CMA) sono costituiti essenzialmente da legante bituminoso sciolto (o emulsione bituminosa), con l'aggiunta di eventuali aggregati ed additivi.

## 5.1. Caratteristiche e prestazioni

La lavorazione e la posa del materiale a freddo sono molto semplici: l'impasto bituminoso va steso sulla superficie da rivestire e successivamente deve essere distribuito in modo tale da rendere la superficie perfettamente piana. Quando si eseguono interventi di manutenzione per il rifacimento delle buche è necessario che il nuovo manto stradale presenti la giusta pendenza, in modo tale da garantire il deflusso dell'acqua piovana come determinato in fase di progettazione iniziale. In questi interventi, lo strato dovrebbe essere compreso tra i due e i cinque centimetri di spessore: nel caso in cui si fosse in presenza di buche di maggior spessore, sarà necessario l'impiego anche di aggregati e materiali non leganti per rendere portanti gli strati più profondi della pavimentazione.

Un aspetto di vitale importanza per i conglomerati a freddo è il tempo che il materiale impiega per indurirsi. La tempistica è molto importante poiché, trattandosi di interventi di manutenzione che comportano la chiusura temporanea del tratto di strada soggetto ai lavori, è necessario che il materiale acquisti le capacità di esercizio nel minor tempo possibile, in modo da poter ristabilire subito il normale svolgimento del traffico. Il tempo di indurimento varia a seconda dello spessore del manto e delle condizioni climatiche a cui il materiale è sottoposto: in genere si va dalle 24 alle 48 ore.

A causa anche della crisi economica di questo periodo, la produzione di materiali a freddo si è incrementata in molti stati; per esempio, in Francia sono stati prodotte, nel 2013, 1,5 milioni di tonnellate di materiale, mentre in Turchia si è arrivati a circa 2 milioni di tonnellate. Questa evoluzione è dovuta alla semplicità di posa del materiale, al basso costo di produzione e di lavorazione e all'aspetto ambientale: recenti studi hanno sottolineato come i conglomerati a freddo siano più ecologici rispetto ai normali conglomerati a caldo.

Nonostante questi aspetti a favore, vi sono alcuni aspetti negativi non trascurabili: il conglomerato bituminoso a freddo presenta alcune carenze che ne limitano l'impiego. Queste carenze, riscontrabili nella fase di esercizio del materiale, possono ricondursi alle loro scarse prestazioni meccaniche o a un "fallimento" iniziale, che si possono verificare nella fase di lavorazione o di stesa del materiale.

Uno degli aspetti negativi correlati con l'utilizzo di queste miscele riguarda il fatto che il loro impiego sia destinato a soluzioni tampone, per operazioni di piccola portata e per superfici che non vedono il transito di mezzi pesanti, spesso in attesa di più costose applicazioni di materiale a

caldo. In questo modo, i problemi si risolvono per un breve periodo ma, nel tempo, a causa delle minori capacità prestazionali di questa miscela, torneranno a presentarsi in forme anche peggiori.

La durata delle prestazioni di questi materiali, infatti, è estremamente limitata, sia per problemi climatici che per il traffico. Nell'ultimo decennio sono stati creati dei nuovi asfalti a freddo che non si presentano più come delle soluzioni tampone nell'attesa di una riasfaltatura completa a caldo e che vengono definiti "conglomerati bituminosi a freddo permanenti": il termine permanenti fa intendere che questo nuovo tipo di conglomerato promette di avere tutte le caratteristiche di resistenza e durata del comune asfalto a caldo. Questi nuovi tipi di miscela a freddo si applicano anche nelle situazioni più difficili, come in caso di buche piene di acqua, e in qualsiasi condizione climatica garantendo, inoltre, di resistere a temperature che vanno dai -45° ai + 60°.

Un ultimo, ma non meno importante aspetto che si è manifestato in maniera rilevante nella fase di sviluppo delle prestazioni dei conglomerati a freddo riguarda la loro compatibilità ambientale. Si sono intraprese numerose ricerche nel tentativo di trovare materiali adatti alla riduzione dell'inquinamento, diminuendo l'impatto nell'ambito della manutenzione. Si è visto come le lavorazioni a freddo dei materiali, sia in fase di produzione che di messa in opera, facciano diminuire l'emanazione di sostanze nocive per l'ambiente e diminuiscano l'inquinamento.

Ci soffermeremo ora su alcuni aspetti dei conglomerati a freddo, definendo le caratteristiche dei materiali di cui sono composti, sottolineando come negli ultimi anni si sia cercato di migliorare le caratteristiche prestazionali delle miscele introducendo nuove tipologie di aggregati e additivi.

### 5.1.1. Solidificazione del materiale

Tra le problematiche principali che possiamo prendere in considerazione vi è il comportamento del materiale durante la fase di solidificazione e il tempo necessario per il raggiungimento della massima capacità di resistenza. Questo aspetto è particolarmente interessante, poiché ancora oggi poco si conosce sul processo di solidificazione del materiale e sullo sviluppo della resistenza in servizio. In particolare, uno degli aspetti negativi del conglomerato in esame è la "lentezza" con cui solidifica la miscela e raggiunge le prestazioni ottimali [20].

La scarsa presa iniziale comporta che, una volta applicata la miscela sciolta e compattata, questa possa essere soggetta nel primo periodo di esercizio alla perdita di parte del materiale: può

accadere che pezzi del conglomerato vengano strappati dalla superficie, causando quindi una perdita di aderenza da parte del veicolo e diminuendo il confort e la sicurezza di marcia.

Un'accelerazione della solidificazione è un aspetto che viene oggi testato in maniera significativa, dato che allo stato iniziale il materiale presenta bassi valori di resistenza. La scarsa resistenza iniziale inoltre comporta che il conglomerato, una volta steso, sia maggiormente suscettibile, durante l'indurimento, alla presenza dell'acqua e dell'umidità, che vanno a scalfire le già scarse capacità iniziali. Per questo motivo vengono utilizzati degli additivi che permettono l'accelerazione dell'indurimento, in modo da raggiungere il prima possibile la resistenza necessaria per poter essere operativi [21].

### 5.1.2. Presenza di umidità nel materiale

Un aspetto strettamente collegato con la problematica dell'indurimento del materiale è la presenza di umidità nel conglomerato bituminoso a freddo.

Negli ultimi anni si è visto come la possibile penetrazione dell'umidità all'interno del materiale a freddo può compromettere la regolare prestazione del conglomerato. La presenza di molecole di acqua all'interno dell'aggregato è nella maggior parte dei casi dovuta alle precipitazioni. Uno studio svolto in Regno Unito nel 2008 [11] mostra i potenziali danni che l'umidità può creare nell'asfalto a freddo. I conglomerati a freddo generalmente presentano un indice dei vuoti superiore rispetto ai normali conglomerati: questo comporta che l'umidità, presente sotto forma di gocce di acqua dovute alle precipitazioni, trovi minore resistenza alla penetrazione. La presenza di particelle acquose all'interno della miscela comporta che l'energia adesiva tra legante e aggregato e la resistenza coesiva del legante stesso si riducano, favorendo le prime fessure nel materiale e diventando causa della sua perdita di resistenza. Gli autori concordano sul fatto che la presenza di umidità comporta una diminuzione della resistenza a rottura del materiale a freddo; in particolare, la combinazione di una elevata umidità con basse temperature accentua in maniera significativa il problema per le miscele a freddo.

### 5.1.3. Confronto con conglomerati bituminosi a caldo

E' necessario sviluppare un confronto con i conglomerati bituminosi classici, quelli definiti a caldo per poter individuare quali sono gli aspetti positivi e negativi dell'utilizzo di entrambi. Fino ad oggi, i conglomerati bituminosi a freddo sono stati considerati inferiori in termini di prestazioni rispetto a quelli a caldo. Le principali ragioni che giustificano questa affermazione sono molteplici:

- L'alto contenuto dei vuoti presente nella miscela a freddo;
- La breve e debole vita della resistenza dei conglomerati freddi;
- I tempi di indurimento del materiale "freddo", che ritardano il raggiungimento delle massime prestazioni.

La principale differenza tra le miscele consiste nel fatto che i materiali sono mescolati a temperatura ambiente (10°C – 30°C) nel caso "a freddo" mentre sono lavorati ad alte temperature (138°C – 160°) nel caso degli HMA. Per quanto riguarda la lavorazione e la posa, i conglomerati a freddo sono posati a temperatura ambiente. Il materiale a freddo è sicuramente meno idoneo del normale conglomerato bituminoso a caldo per operazioni di grande portata, ma è ideale per interventi su superfici non molto estese e di emergenza. L'impiego dei materiali a freddo è consigliato, invece, perché si elimina il riscaldamento degli aggregati e del bitume. Gli asfalti a freddo sono a favore dell'inquinamento e del risparmio energetico. Gli HMA, presentano invece limiti di impiego dovuti all'eccessiva emissione dei gas serra (monossido di carbonio, diossido di azoto) proveniente dai macchinari per la lavorazione.

Allo stesso tempo, però, questi materiali presentano delle caratteristiche migliori in termini di costi di produzione e di implementazione, sostenibilità, flessibilità d'uso. Inoltre, giorno dopo giorno vengono alla luce nuovi sviluppi e miglioramenti, che permettono ai produttori di ottenere una qualità migliore di conglomerati a freddo, che in alcuni casi sono meglio applicabili rispetto agli HMA.

Per molti anni, i conglomerati a freddo sono stati considerati inferiori agli HMA, a causa dell'alto indice dei vuoti presente nel materiale aggregato, la bassa resistenza alle sollecitazioni e il lungo periodo richiesto dal materiale per raggiungere le massime capacità (resistenza), senza considerare il rischio di manifestarsi di un prematuro invecchiamento, dovuto all'ingresso dell'umidità nel materiale a seguito di precipitazione. Negli ultimi anni si è cercato di migliorare le prestazioni dei materiali a freddo con interventi specifici.

Ulteriore aspetto a favore dei conglomerati a freddo riguarda l'inquinamento ambientale: le lavorazioni a freddo fanno diminuire l'emissione di sostanze nocive all'ambiente, come la  $CO_2$ , dato che la realizzazione di infrastrutture stradali non si svolge ad alte temperature.

## 5.2. Materiali

I materiali che compongono le miscele a freddo presentano generalmente la medesima composizione dei normali conglomerati bituminosi. In seguito descriviamo le diverse componenti che formano il conglomerato.

### 5.2.1. Aggregati

Gli aggregati che vengono utilizzati negli asfalti a freddo per i lavori di manutenzione hanno le medesime caratteristiche di una normale miscela per costruzioni: tutti i materiali, infatti, sono soggetti a inquinamento e traffico, e quindi devono essere resistenti nella stessa maniera di tutti gli altri.

Tra gli aggregati più comuni vi sono sabbie naturali, filler minerali, ghiaia e pietrisco macinato. La forma e la superficie degli aggregati influenzano in maniera sensibile la lavorabilità della miscela. Materiali spigolosi e con superficie ruvida riducono la lavorabilità degli aggregati. I conglomerati che vengono preferiti spesso nella lavorazione sono composti da aggregati spigolosi, con superficie rugosa, da materiale grossolano e da aggregati sabbiosi arrotondati. In queste tipologie di miscele, la spigolosità dell'aggregato contribuisce a dare stabilità, mentre le sabbie più levigate aiutano a migliorare la lavorabilità degli aggregati. Studi degli anni passati [12] hanno mostrato come materiali che presentano una buona spigolosità sono ideali per la formazione delle toppe per la coperture di buche e che quando vengono associati ad aggregati più fini, l'effetto negativo dovuto alla presenza di materiali spigolosi non è significativo e risulta essere minimo.

Per quanto riguarda le tipologie di aggregati che vengono scelti per i conglomerati a freddo, generalmente si tratta di materiali di origine naturale, sabbie, aggregati naturali e cementi.

Nell'ultimo decennio si è cercato di individuare dei nuovi aggregati possibili che, combinati con il legante bituminoso, consentano un miglioramento delle prestazioni dei materiali a freddo e ne riducano le problematiche.

Alcuni studiosi hanno elaborato test, per verificare se l'utilizzo di materiale proveniente da costruzioni demolite potesse essere preso in considerazione come aggregato: in particolare, uno studio del 2013, ha effettuato delle prove di resistenza (UCS, ITS, ITSM) su campioni con aggregati riciclati, confrontando i risultati con conglomerati bituminosi che invece presentavano inerti naturali [13-14]. La teoria che stava alla base di quest'analisi era dimostrare come l'utilizzo di scorie e materiale riciclato migliorasse le proprietà ecologiche ed economiche dei conglomerati a freddo e come tale materiale potesse essere utilizzato per la pavimentazione stradale, in particolare per le strade con basso traffico veicolare. I materiali che vennero utilizzati in questo caso furono aggregati naturali, materiali ceramici e di muratura, cementi con pezzi metallici e fibre tessili e altri materiali come carta, plastica, vetro e gomma. Le conclusioni che sono state riscontrate sono molteplici e a favore degli aggregati riciclati, partendo dal presupposto che essi richiedano metodi di formulazione delle miscele *ad hoc*. I conglomerati a freddo che utilizzano aggregati riciclati provenienti da demolizioni di costruzioni sono più versatili di quelli con aggregati normali. In particolare, se consideriamo agenti atmosferici sfavorevoli come temperature e precipitazioni, avremo che le miscele contenenti materiali di questo tipo possono essere utilizzati in un intervallo di condizioni molto più ampio rispetto a conglomerati con aggregati naturali. Questo miglioramento delle prestazioni è possibile grazie alla semplice variazione dei contenuti di acqua e bitume. Le prove meccaniche (UCS, ITS, ITSM) hanno mostrato un importante miglioramento appena dopo la produzione, quando gli aggregati naturali vengono rimpiazzati da quelli riciclati, i quali risultano avere migliori prestazioni in presenza di abbondante umidità, quindi per zone che presentano elevate precipitazioni e in zone in cui vi sono elevate escursioni termiche. Queste considerazioni stonano con la teoria classica secondo cui, in termini generali, gli aggregati riciclati hanno caratteristiche prestazionali minori e quindi dovrebbero essere peggiori degli aggregati normali, ma le ultime ricerche hanno dimostrato che comunque questi aggregati hanno un elevato potenziale per la produzione di materiali destinati alle infrastrutture stradali.

Rimanendo nell'ambito degli aggregati, si è visto come il riciclo di materiale asfaltico proveniente da vecchie pavimentazioni, considerato come aggregato e aggiunto alla normale miscela, comporti un miglioramento delle prestazioni del materiale, in particolare incrementando il modulo dinamico

e la resistenza a trazione indiretta, altresì aumentando la resistenza a fatica e alle deformazioni permanenti.

Altro aspetto rilevante riguarda l'impiego di cemento come filler all'interno della miscela bituminosa. Si è osservato come la presenza di materiale proveniente dalle costruzioni diminuisca l'impatto ambientale dei conglomerati bituminosi, riducendo nella lavorazione e nel getto l'emissione di sostanze inquinanti come la  $CO_2$ .

### 5.2.2. Additivi

Vi sono molti additivi che vengono usati nei conglomerati bituminosi che migliorano la resistenza allo "strappo" o migliorano la lavorabilità a basse temperature. Questi additivi sono di solito liquidi o polvere fine e possono essere anche calce idrata o agenti anti-strappo. Generalmente, gli additivi vengono utilizzati per migliorare la resistenza all'acqua e per incrementare la durata della vita utile del conglomerato. La resistenza dei conglomerati bituminosi a freddo è minore di quella dei materiali comunemente utilizzati a caldo e i primi sono più sensibili a condizioni meteorologiche severe e agli effetti del traffico. Gli additivi anti-strappo sono un costituente importante della miscela, che deve essere in grado di mantenere la propria capacità adesiva sotto avverse condizioni climatiche, durante la lavorazione e dopo aver gettato il materiale.

Uno studio presentato nel 2006 in Messico ha mostrato come l'aggiunta di un additivo come l'acetato polivinilico comportasse un miglioramento delle capacità da parte del conglomerato bituminoso a freddo [13]. Sottoposto a prove di resistenza a compressione, si è visto come materiale di questo tipo migliorasse l'aderenza tra gli aggregati e il legante migliorando la resistenza del materiale fino al 30% in più rispetto a una normale miscela a freddo e incrementando la capacità del materiale di resistere all'ormaiamento.

Un altro materiale frequentemente impiegato nei conglomerati a freddo è il filler: il più comune risulta essere il cemento. Il cemento ha la capacità di migliorare la suscettibilità del materiale all'umidità, di mantenere stabilità ad alte temperature e di incrementare le prestazioni del conglomerato alla fatica e alla deformazione permanente. Le sue capacità aumentano nel momento in cui a tale materiale viene aggiunto un certo quantitativo di acqua.



Nella ricerca di nuovi materiali per incrementare le capacità dei materiali a freddo, un recente studio italiano ha preso in considerazione l'inserimento di fibre naturali rinforzanti, organiche e inorganiche, come additivo per migliorare le prestazioni dei conglomerati a freddo [15]. In particolare l'obiettivo di questo studio è stato quello di investigare le prestazioni di un CMA (Cold Mix Asphalt) con differenti tipi e quantità di fibre e di osservarne l'eventuale miglioramento delle caratteristiche più problematiche (indurimento e sensibilità all'acqua). Le prove svolte riguardavano la prova Marshall, la resistenza a trazione indiretta (ITS-Indirect Tensile Strength), la resistenza all'abrasione e la capacità del materiale di rimanere compatto. Le prove sono risultate positive a favore delle miscele contenenti fibre. Infatti, si è osservato come tutti i conglomerati contenenti fibre abbiano presentato migliori prestazioni e come alcune fibre possano essere utilizzate con successo per casi di manutenzione di emergenza, in cui si è costretti a lavorare in presenza di acqua. Infatti, le fibre di cellulosa hanno la capacità di migliorare le resistenze dei materiali soggetti all'azione dell'acqua. Le fibre più impiegate nei conglomerati bituminosi generalmente sono: fibre di cellulosa di tipo organico, composte da un reticolato tridimensionale di dimensioni superiori ai 200 nanometri; fibre cellulose-vetrose e fibre di poliestere con aggiunta di componenti di nylon e gomma. Si è osservato, anche, che l'aggiunta di fibre all'interno della miscela fa diminuire l'indice dei vuoti del materiale, migliorando la densità a secco del materiale e la stabilità Marshall, e che l'addizione di fibre migliori i moduli di resilienza del conglomerato rispetto alle miscele standard.

### 5.2.3. Bitume

Il legante bituminoso nei conglomerati a freddo deve essere in grado di mantenere una buona lavorabilità senza il sostegno e l'aiuto di temperature che superano quelle dell'ambiente che lo circonda. Deve essere in grado inoltre di incrementare la sua consistenza velocemente, una volta che la miscela si è compattata e dovrebbe essere autoadesiva. Deve mantenere una buona lavorabilità, soprattutto nella fase iniziale di messa in opera, poiché il materiale deve essere inserito all'interno dell'infrastruttura stradale nel minor tempo possibile, per minimizzare l'impatto sulla circolazione del traffico veicolare.

### 5.3. Mancanza di un metodo

Come visto fino ad ora, nonostante i benefici che si possono associare agli asfalti a freddo per quanto riguarda l'inquinamento e i costi, ci sono ancora un numero di fattori non trascurabili, che influenzano in generale l'utilizzo di questi materiali. Tra questi, possiamo includere un approccio internazionale inconsistente nella descrizione dettagliata dei materiali e una conoscenza ancora incompleta dello sviluppo della resistenza dei materiali a freddo in opera. L'aspetto principale però è la mancanza di un criterio di valutazione idoneo per i conglomerati [10].

Infatti, sebbene i conglomerati bituminosi siano impiegati da decenni, le capacità strutturali dei materiali a freddo non sono ancora state investigate con la stessa frequenza degli HMA. Prova di questo è la mancanza di specifici test e criteri per la valutazione delle proprietà dei conglomerati a freddo. Per questo motivo, molti studi si sono basati sulle tecniche utilizzate per i conglomerati a caldo. Alcuni ricercatori si sono posti il problema e hanno cercato di individuare un metodo per studiare le diverse proprietà dei materiali in esame, servendosi delle prove che vengono eseguite per i conglomerati a caldo, cercando di dare un approccio globale agli esperimenti. Degli studiosi spagnoli hanno sviluppato le prove UCS, ITS e ITSM su diversi tipi di materiali a freddo per poter individuare un metodo che possa essere specifico e utilizzabile per la valutazione delle prestazioni. L'obiettivo della ricerca era quello di standardizzare un metodo che permettesse a campioni che presentano caratteristiche diverse di essere confrontati in modo da poter individuare quali fossero i migliori e quali non.

Uno dei problemi principali che riguarda l'utilizzo di asfalti a freddo concerne le procedure da considerare per poter eseguire prove corrette sui materiali. Poiché non sono presenti normative o protocolli specifici, nella maggior parte degli studi analizzati si fa riferimento a test di laboratorio normalmente utilizzati per caratterizzare HMA: la Stabilità Marshall, ITS, la resistenza ad abrasione, la compattezza [21].

Infine, la mancanza di uniformità dal punto di vista delle procedure di laboratorio per la solidificazione e la valutazione delle prestazioni e delle proprietà meccaniche dei materiali a freddo, rende difficile individuare la corretta correlazione tra i risultati sperimentali e quelli che vengono riportati nella letteratura.

## 6. Lavoro sperimentale

### Introduzione

La seconda parte della tesi riguarda il lavoro di analisi delle proprietà e delle prestazioni di una tipologia di conglomerato plastico (a freddo). Si sono svolte prove per la sua caratterizzazione nella Sezione Sperimentale Stradale del “Laboratorio prove sui materiali da costruzione” del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (Università degli Studi di Padova). La realizzazione, lo sviluppo e l’analisi delle prove effettuate ha occupato un periodo di circa tre mesi, ed ha fatto seguito alla ricerca bibliografica, necessaria per comprendere le caratteristiche del prodotto e il contesto di riferimento.

### 6.1. Presentazione delle prove e del materiale

Come materiale di base per l’analisi, è stata scelta una miscela bituminosa a freddo proveniente da un’azienda della Regione Veneto, che produce materiali per la manutenzione del manto stradale, in particolare per la riparazione di buche, l’esecuzione di rappezzi, la sigillatura di chiusini e raccordi su rampe. La scheda informativa del materiale identifica il preparato dandogli la denominazione di “conglomerato bituminoso a freddo” il cui utilizzo è destinato al ripristino di pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso. Le caratteristiche che vengono messe in risalto nella scheda tecnica sono: mancanza di adesione ai pneumatici e buona resa sul bagnato. Il prodotto, secondo l’azienda, permette inoltre l’immediata apertura della strada al traffico, poiché il transito di veicoli aiuta il materiale ad ancorarsi alla superficie sottostante. Un’ulteriore caratteristica significativa del conglomerato riguarda il fatto che esso può essere impiegato in un intervallo di temperature compreso tra alcuni gradi sotto 0°C e valori elevati. Nella scheda tecnica si suggerisce che lo strato del materiale non debba superare i 5-6 cm di altezza, oltre il quale è necessario completare il lavoro di rattoppo in due o più fasi. È consigliato che il conglomerato, distribuito in sacchi di 25 kg, se confezionato nel periodo invernale non venga impiegato nel periodo estivo, e viceversa (perché la composizione della miscela varia a seconda della stagione).

La miscela è costituita da graniglia di dimensioni comprese tra i 3-6 mm, sabbia, filler e legante bituminoso. Il legante bituminoso è presente nel conglomerato con una percentuale che varia tra il 7-9% sul peso dell'inerte e risulta essere un bitume liquido flussato con additivi per aumentare il potere adesivo della miscela.

Nella trattazione relativa a questa tesi sono state testate due tipologie diverse di conglomerato a freddo: la differenza tra le due si trova nella diversa quantità di flussante all'interno della miscela. Per semplicità, le due tipologie di conglomerato verranno nominate "MATERIALE A" e "MATERIALE B" per evidenziare la differenza a livello di flussante (il "MATERIALE B" presenta una percentuale di componente fluida maggiore). Esse, quindi, si differenziano per l'additivo utilizzato, che rende, in un caso, il prodotto più fluido, mentre nel secondo risulta essere più viscoso. I due materiali vengono generalmente utilizzati nei diversi periodi dell'anno: uno durante la stagione estiva e l'altro nel periodo invernale. Le differenze puntuali in termini di caratteristiche e proprietà non vengono qui riportate per ragioni di riservatezza (Figura 16).



Figura 16: il conglomerato bituminoso a freddo utilizzato in questo studio

Il lavoro di laboratorio è stato svolto per investigare le prestazioni del conglomerato bituminoso plastico, confrontando differenti tipologie di materiali (filler e additivi) aggiunti in miscela a freddo e individuandone le caratteristiche e le proprietà migliori.

Non essendo vigente una normativa per la classificazione e l'analisi delle proprietà dei conglomerati a freddo, la fase iniziale del lavoro svolto in laboratorio si è soffermata sulla scelta delle prove. Si è deciso di utilizzare quelle che, già usate per le miscele a caldo, potessero essere

utili per l'analisi del materiale e che dessero risultati soddisfacenti. Si sono presi come punti di riferimento anche alcuni articoli esistenti in bibliografia, che hanno permesso di individuare quali fossero le procedure maggiormente impiegate negli ultimi anni per trattare il conglomerato a freddo plastico.

Si è deciso, quindi, di studiare il comportamento e le prestazioni del materiale nel breve e nel lungo periodo, in modo da poter trarre delle conclusioni in merito alla capacità della miscela di mantenere le caratteristiche di portanza e resistenza. Si sono svolte quindi le prove prescritte dalla Normativa Europea (UNI EN 12697): in particolare sono state eseguite prove di compressione ciclica (UNI EN 12697 – 25) e prove per lo studio dell'ormaiamento mediante wheel tracker (UNI EN 12697 – 22). Infine si è svolta un'analisi che ci ha permesso di osservare il modulo di rigidezza dinamico del materiale, tramite l'utilizzo di un dispositivo ad ultrasuoni (UNI EN 12504 - 4).

Per sviluppare un'analisi approfondita delle prestazioni del materiale, oltre al confronto tra "MATERIALE A" e "MATERIALE B", si sono svolte prove sulle miscele, aggiungendo ulteriori additivi e/o altri materiali: sono state utilizzate fibre naturali, cemento, sabbia e nanomateriali. Per ottenere un'analisi più completa, gli additivi sono stati introdotti con contenuti differenti in percentuale sul peso del materiale. Di seguito è presentata una breve descrizione degli additivi selezionati per le prove, il programma dei test in cui sono riportate le procedure realizzate per la creazione dei campioni e lo svolgimento delle prove. Infine, si riportano i risultati ottenuti e le conclusioni.

## 6.2. Additivi

### 6.2.1. Cemento Portland calcareo

Il primo additivo utilizzato è un Cemento Portland calcareo che è stato inserito inizialmente come filler all'interno della miscela. Il cemento considerato presentava una resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$  pari a 32,5 MPa (Figura 17).



Figura 17: cemento Portland calcareo

### 6.2.2. Sabbia

La sabbia impiegata è una classica sabbia proveniente dal fiume Po (Figura 18). Viene impiegata come aggregato nelle miscele bituminose ed è classificata secondo la norma europea UNI EN 13043 che ne disciplina la marcatura CE. Il suo impiego è valido anche come aggregato per calcestruzzi e per malte (sotto diversi riferimenti normativi). Le principali caratteristiche del materiale sono riassunte nella tabella successiva (Tabella 4):

Granulometria	Setaccio (mm)	Passante (% peso)
	2	99,6
	1	99
	0,250	28
	0,063	0,7
<b>Massa volumica dei granuli</b>		<b>2,688 Mg/m<sup>3</sup></b>
<b>Assorbimento d'acqua</b>		<b>1,24%</b>
<b>Massa volumica in mucchio</b>		<b>1,402 Mg/m<sup>3</sup></b>

Tabella 4: Caratteristiche fisico-meccaniche della sabbia



Figura 18: sabbia del Po

### 6.2.3. Fibre naturali

Sono state utilizzate fibre naturali per osservare eventuali miglioramenti nelle prestazioni del conglomerato bituminoso a freddo. Vengono presentate in seguito le caratteristiche dei prodotti impiegati nella realizzazione dei provini.

#### Fibra cellulosa (CEL)

E' una microfibra stabilizzante a base di cellulosa (CEL) (Figura 19). Essa viene utilizzata nel confezionamento di tutti i tipi di conglomerati bituminosi caratterizzati da uno scheletro litico discontinuo (es. drenanti). Svolge la funzione di stabilizzante nei confronti del mastice bituminoso (bitume + filler). Il suo impiego comporta una diminuzione di mobilità relativa inerte-legante, con un conseguente aumento della viscosità. Deve essere aggiunta direttamente nel miscelatore, possibilmente prima del bitume, mediante l'uso di un impianto dosatore pneumatico. Generalmente il dosaggio varia da 0,30% a 0,60% sul peso degli aggregati, in funzione della percentuale di bitume normale o modificato. Il materiale è composto da una fibra distribuita in pellets e presenta le seguenti proprietà fisiche (Tabelle 5-6):

PROPRIETA' FISICHE DEI PELLETS	
<b>Diametro medio</b>	4-6 mm
<b>Lunghezza media</b>	3-20 mm
<b>Colore</b>	da grigio a marrone
<b>Densità apparente</b>	0,45-0,55 g/cm <sup>3</sup>
<b>Residuo Fisso a 500°C</b>	30-40%
<b>Assorbimento in gasolio (A.26)</b>	< 1,5 g (fibra) in 5 g (gasolio)
<b>Umidità residua</b>	≤ 10%

PROPRIETA' FISICHE DELLA FIBRA	
<b>Lunghezza media fibra</b>	> 200 μm
<b>Diametro medio delle fibre</b>	> 7μm
<b>Resistenza alla temperatura</b>	> 200° C

Tabelle 5-6: Caratteristiche fisiche della fibra di cellulosa



Figura 19: fibra cellulosa (pellet)

#### 6.2.4. Nanomateriale

I nanomateriali sono sostanze chimiche o materiali, fabbricati ed utilizzati su scala molto piccola. La loro struttura ha grandezze comprese tra 1 e 100 nm circa, per almeno una delle dimensioni (Figura 21). I nanomateriali presentano caratteristiche uniche e più marcate, rispetto allo stesso materiale privo delle caratteristiche di nanoscala. Pertanto, le proprietà fisico-chimiche dei



nanomateriali possono differire da quelle della sostanza sfusa o da particelle di dimensioni maggiori. La nanotecnologia è lo studio dei fenomeni e della manipolazione dei materiali a livello atomico e molecolare ed è in rapida espansione. Sul mercato europeo è già presente un gran numero di prodotti contenenti nanomateriali (ad esempio batterie, rivestimenti, indumenti antibatterici, cosmetici e prodotti alimentari). I nanomateriali offrono opportunità tecniche e commerciali, ma possono comportare rischi per l'ambiente e preoccupazioni per la salute e la sicurezza dell'uomo e degli animali. Sebbene infatti esistano chiare prospettive pratiche e commerciali sull'uso dei nanomateriali, il rapido aumento del loro impiego solleva questioni circa i loro potenziali effetti sulla salute e sull'ambiente. E' necessario quindi valutare e gestire in modo adeguato i potenziali rischi correlati con il loro uso. I materiali riferibili come nanomateriali ricadono generalmente in due categorie: i fullereni e le nanoparticelle inorganiche. I fullereni sono un tipo di allotropi del carbonio consistenti in fogli di grafene avvolti in tubi o sfere. Questi includono i nanotubi di carbonio o i nanotubi di silicio, entrambi di notevole interesse, a causa della loro resistenza meccanica e delle loro proprietà elettriche. Le particelle o i nanocristalli di metalli, semiconduttori od ossidi sono di particolare interesse per le loro proprietà meccaniche, elettriche, ottiche e chimiche. Le nanoparticelle sono state utilizzate come punti quantici e catalizzatori chimici. Sono di grande interesse scientifico, dal momento che rappresentano effettivamente il ponte tra i materiali di massa e le strutture atomiche o molecolari.

Il nanomateriale impiegato in questo studio è un ossido di metallo, in particolare un ossido di alluminio che viene classificato come nanoclay. E' un materiale molto fine e presenta una superficie specifica molto elevata. Grazie alle sue proprietà elettriche modificabili e alle sue specifiche proprietà, tale materiale è utilizzato in varie applicazioni. Alcune di queste applicazioni possono essere: luci fluorescenti come funzione di barriera dal mercurio, applicazioni in polvere per ridurre il carico elettrico durante processi di miscelazione di alcuni materiali come le polveri plastiche, applicazione in polvere per aumentare la carica elettrica e regolare i flussi di proprietà. Le proprietà fondamentali di questo materiale sono l'elevata superficie specifica, l'elevata purezza chimica e la presenza di una carica positiva in superficie. Le caratteristiche fisico-chimiche di questo materiale sono espresse nella seguente tabella (Tabella 9):

Proprietà	Unità	Valore
Superficie specifica	m <sup>2</sup> /g	85-115
pH		4,5-5,5
Perdita nell'essiccamento	%	≤ 5,0
Densità	g/l	circa 50
% Ossido alluminio	%	≥ 99,8
Setaccio residuo (45µm)	%	≤ 0,050

Tabella 7: Caratteristiche fisiche dei nano materiali utilizzati nella sperimentazione

Il materiale, commercializzato in sacchi da 10 kg, ha comportamento allotropico, cioè modifica la sua struttura a seconda dell'ambiente in cui si trova. A contatto con l'aria presenta la struttura rappresentata nell'immagine riportata in Figura 21.



Figura 21: nanomateriale

## 7. Programma dei test e procedure

### Introduzione

Il programma di prove può essere suddiviso in tre differenti parti. Nella prima, le diverse miscele sono state studiate attraverso la prova di compressione ciclica, in modo tale da poter determinare le loro prestazioni sotto carico, in particolare per determinare l'andamento delle deformazioni permanenti. Nella seconda parte, tramite la realizzazione di lastre in conglomerato bituminoso a freddo, si è osservato il comportamento delle miscele soggette ad una applicazione di carico che simula il transito di veicoli in modo tale da poter individuare le prestazioni dei materiali soggetti a deformazioni permanenti (wheel tracker test). Infine, nella terza parte del programma di prove, è stato calcolato il modulo di rigidezza dinamico di provini simili a quelli impiegati anche per la valutazione delle deformazioni permanenti, in modo tale da poter verificare la corretta corrispondenza con i risultati ottenuti attraverso la prova di compressione ciclica.

Data la mancanza di normative vigenti, nella fase preliminare di questo studio si sono realizzati diversi campioni, con caratteristiche fisiche e prestazionali diverse, per determinare quale fosse la miscela migliore per poter eseguire le prove. I risultati di questa fase hanno mostrato come sia necessario che i campioni vengano compattati a temperatura ambiente e successivamente mantenuti in celle frigorifere a temperatura di circa 0°C: questo è dovuto al fatto che il provino standard, privo di additivi, a temperatura ambiente non mantiene la sua forma, ma perde la sua coesione e si deforma, "afflosciandosi" come se fosse materiale sciolto (Figura 34). Si è inoltre osservato che per avere dei risultati soddisfacenti, per le prove di compressione ciclica, è stato necessario compiere lo studio dopo un periodo di tempo di una settimana dalla realizzazione del provino, periodo nel quale i campioni sono stati conservati alla temperatura di 0°C.

Essendo a conoscenza dei problemi di coesione interna del materiale, si è deciso di eseguire le prove di compressione ciclica utilizzando provini con tempi di condizionamento differenti: campioni della medesima miscela sono stati sottoposti alla medesima prova dopo un periodo di condizionamento di 7 e 30 giorni, in modo tale da osservare eventuali variazioni delle prestazioni del materiale.

Per quanto concerne le lastre e la prova di ormaiamento mediante wheel tracker, i campioni sono stati soggetti a un periodo di condizionamento di 3 giorni a temperatura ambiente. Questo protocollo si è rivelato adeguato allo scopo della tesi poiché le dimensioni non consentivano che venissero poste in adeguate celle climatiche e, essendo le lastre soggette a una compattazione più performante, non si sono verificati problemi di perdita di coesione del materiale.

## **7.1. Realizzazione dei provini**

A seconda del tipo di provino, il conglomerato a freddo, in sacchi da 25 kg, è stato preso e inserito nelle fustelle per la compattazione con dimensioni e caratteristiche congruenti per le prove da svolgere.

Si è dovuto tenere conto che per il conglomerato a freddo non sono presenti particolari normative che descrivano in maniera dettagliata le procedure corrette per la realizzazione di provini. Si è utilizzata quindi una procedura classica per i conglomerati a caldo, nonostante le caratteristiche diverse tra i due materiali. Si è fatto riferimento alle normative europee, partendo dalle condizioni imposte dalla UNI-EN 12697.

Per le tre prove che è stato deciso di eseguire, si sono realizzati due diverse tipologie di campioni: per la prova di compressione ciclica e per la prova di misurazione della velocità di propagazione degli ultrasuoni sono stati creati provini secondo il protocollo Marshall, mentre per le prove di ormaiamento mediante wheel tracker sono state realizzate delle lastre rettangolari seguendo la normativa europea.

### **7.1.1. Compattazione Marshall**

Per i provini che sono stati realizzati tramite la compattazione Marshall si è eseguito il protocollo contenuto nella Normativa Europea UNI EN 12697 parte 30.

La procedura consiste nel prendere una certa quantità del materiale sciolto, in questo caso 1 kg di materiale, e di inserirlo all'interno di una fustella con dimensioni prestabilite (campione Marshall): il provino avrà un diametro di 101,6 mm e un'altezza di circa 60 mm. La compattazione Marshall consiste nel sottoporre la fustella con il materiale sciolto a 75 colpi per ciascuna delle due basi del

provino. Una volta terminata la compattazione, il provino è stato catalogato tramite codice alfanumerico a seconda della sua composizione e si sono prese le caratteristiche fisiche del campione (peso, altezza e diametro). In questo modo è stato possibile conoscere anche il volume e la densità del campione. Di seguito sono riportate le immagini del compattatore Marshall (Figura 22) e di un provino (Figura 23).



*Figura 22: compattatore Marshall*



*Figura 23: esempio di provino con compattazione Marshall*

Nel caso di campioni diversi da quelli classificati come standard (STD), composti dal solo conglomerato bituminoso a freddo, prima di inserire il materiale nella fustella si è proceduto alla

miscelazione dei diversi composti: si è impiegata una “bacinella” all’interno della quale si è potuto gettare contemporaneamente la miscela sciolta e gli additivi. In seguito si è miscelato il composto per un certo tempo fino a quando il materiale non avesse assunto una composizione omogenea (Figura 24).



Figura 24: miscelatore

I diversi provini sono stati conservati in celle climatiche alla temperatura costante di 0°C per un periodo pari al tempo scelto per il condizionamento (una settimana oppure un mese). Successivamente, poco prima dell’esecuzione della prova, i provini sono stati estrusi, prelevando il campione dalla fustella senza interagire con essi. Il campione per il tempo necessario alla preparazione della prova è rimasto all’interno della cella termostatica. Un esempio di provino pronto per la prova si può osservare nella figura seguente (Figura 25).



Figura 25: provino Marshall additivato

### 7.1.2. Compattazione con compattatore a rullo

Per la realizzazione delle lastre si è fatto uso di un macchinario che esegue la compattazione del materiale simulando la reale compattazione del conglomerato ad opera di un rullo compressore. La normativa di riferimento in questo caso è la UNI EN 12697-33. Il materiale sciolto, additivato o meno, viene posto all'interno di una fustella di dimensioni 400x300 mm e steso in maniera omogenea pronto per essere compattato (Figura 26).



Figura 26: lastra per compattazione con pressa

Una volta inserita la fustella nel macchinario si impone la tipologia di compattazione necessaria e le dimensioni della lastra. In questo caso, il tipo di prova è a "passo di carico", in cui il compattatore compie 39 cicli (più ulteriori 5 di precarico) sul materiale. Vengono imposte anche le

dimensioni desiderate della lastra e quindi la densità: le lastre hanno una lunghezza di 400 mm, larghezza di 300 mm e spessore di 30 mm. I valori di densità variano in funzione della quantità di materiale inserito e dell'aggiunta di eventuali additivi e sono compresi nell'intervallo tra i 1900 e i 2000 kg/m<sup>3</sup> (Figura 27).



Figura 27: compattatore a rullo

Una volta terminata la compattazione, la lastra viene conservata all'interno della fustella fino all'esecuzione della prova. Il tempo di condizionamento che è stato scelto essere pari a tre giorni: durante questo periodo di tempo il materiale è stato conservato a temperatura ambiente.

## 7.2. Protocollo dei test

### 7.2.1. Prova di compressione ciclica

Per osservare il comportamento del materiale nel lungo periodo e determinare quindi l'andamento del conglomerato bituminoso soggetto a deformazioni permanenti, si è deciso di



svolgere alcune prove di compressione ciclica. Si fa riferimento alla normativa europea UNI EN 12697-25, la quale descrive due diversi metodi per la determinazione della resistenza a deformazione permanente. La distinzione tra le due prove riguarda la tipologia di carico a cui è soggetto il conglomerato bituminoso.

Il metodo A prescrive di determinare le caratteristiche della deformazione permanente utilizzando un carico ciclico di compressione uniassiale con alcune condizioni di confinamento.

Il metodo B prevede invece di determinare le caratteristiche del conglomerato utilizzando una compressione ciclica di tipo triassiale. Questo metodo viene proposto per la valutazione e lo sviluppo di nuovi tipi di miscele.

Per quanto riguarda le prove, il metodo utilizzato in questo caso è il metodo A. Questo metodo di prova determina la resistenza a deformazione permanente di provini cilindrici di una miscela bituminosa soggetti a carichi ciclici.

#### 7.2.1.1. Procedimento

Il provino cilindrico, prodotto tramite compattazione Marshall, con un diametro di 101,6 mm e mantenuto a basse temperature, viene collocato tra due piastre poste su piani paralleli. La piastra superiore ha un diametro di 100 mm e a causa dell'inclinazione, l'area di pressione sul provino ha un diametro reale di 96mm (Figura 28).



Figura 28: prova di Creep

L'andamento della pressione ciclica assiale è rappresentata nella figura seguente in cui si può osservare come non siano applicate pressioni di confinamento addizionali laterali (Figura 29, 1 = deformazione [microstrain], 2 = tensione [kPa], 3 = precarico, t = tempo, A = deformazione al precarico [microstrain],  $\epsilon_{irr}$  = deformazione irreversibile [microstrain]).

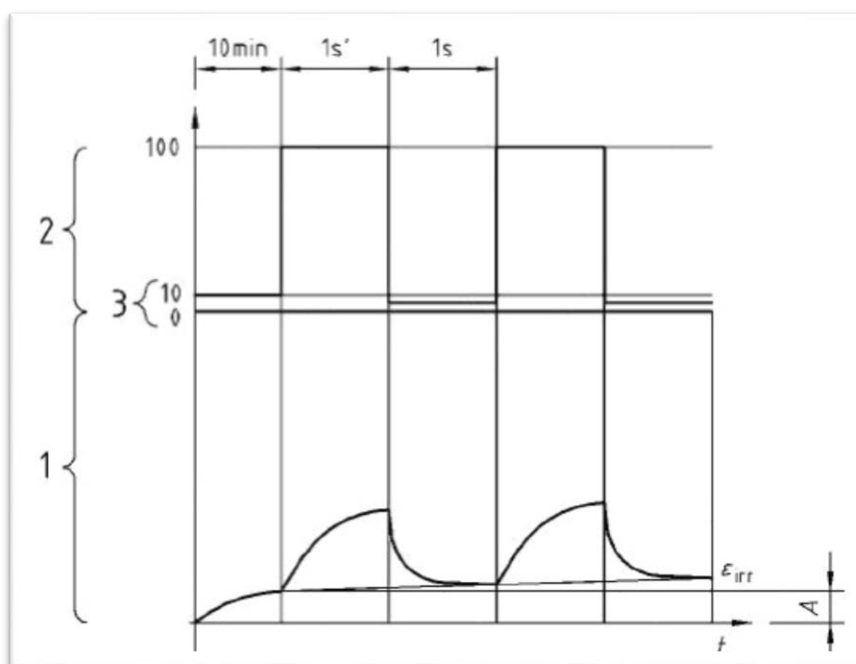


Figura 29: cicli di carico

Subito dopo la fase di precarico e al termine della prova vengono misurate le altezze del provino. Il carico ciclico a cui è soggetto il provino ha una frequenza di 0,5 Hz e una pressione pari a  $100 \pm 2$  kPa (Figura 30, 1=carico, 2=durata dell'impulso,  $x_1 + x_2 + x_3 + x_4 < 20\%$  del totale dell'impulso).

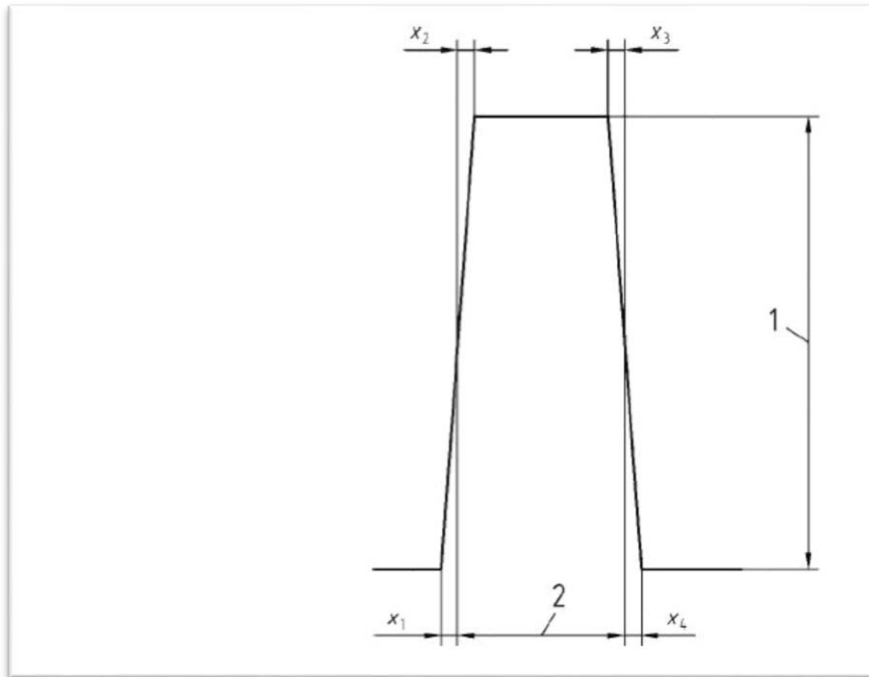


Figura 30: composizione ciclo di carico

Questa tipologia di prova non permette di individuare un andamento qualitativo dell'ormaiamento. Attraverso questa prova è possibile determinare tre diverse grandezze caratteristiche del conglomerato bituminoso: la deformazione permanente, l'intervallo di creep e il modulo di creep.

### Curva di Creep

La curva di creep generalmente si può suddividere in tre fasi (Figura 31, 1 = Fase 1, 2 = Fase 2, 3 = Fase 3, 4 = punto di cambio,  $\epsilon_N$  =deformazione cumulativa uniassiale, n = numero di ripetizioni di carico):

- FASE I: la parte iniziale della curva di deformazione, dove la pendenza della curva decresce con l'incremento del numero di cicli;

- FASE II: la zona intermedia della curva di deformazione, dopo la pendenza della curva si mantiene quasi costante e dove si presenta il “turning point” della curva di deformazione;
- FASE III: la parte finale della curva di deformazione, dove la pendenza aumenta al crescere del numero di cicli.

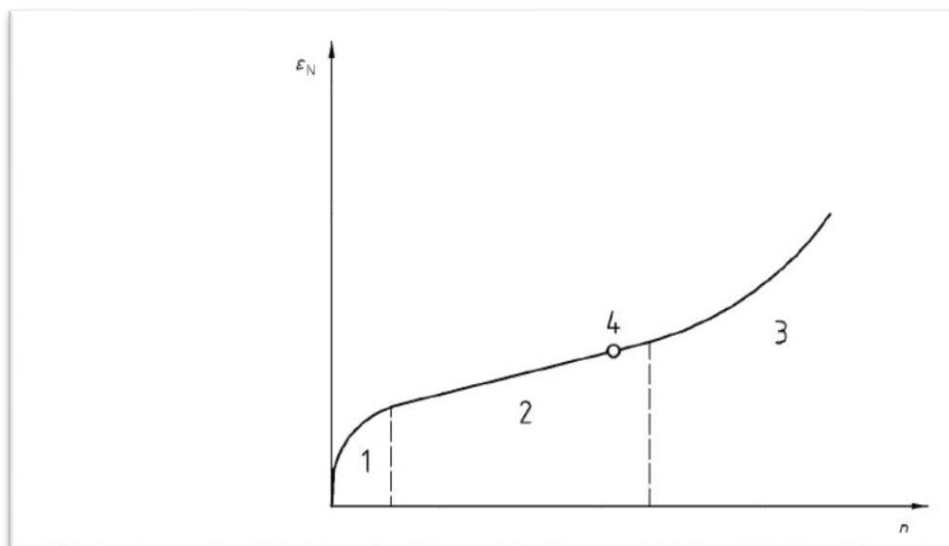


Figura 31: andamento deformazione permanente

#### 7.2.1.2. Determinazione ed espressione dei risultati

##### Deformazione permanente

La deformazione assiale cumulativa  $\varepsilon_n$  dopo  $n$  applicazioni deve essere calcolata in percentuale (%) tramite le equazioni che seguono. Per una prova standard di creep il numero di cicli è pari a  $n = 3600$ . Anche nel nostro caso avremo lo stesso numero di cicli e l'espressione della deformazione sarà la seguente:

$$\varepsilon_n = 100 \left( \frac{h_0 - h_n}{h_0} \right)$$

dove:

- $\varepsilon_n$  è la deformazione cumulativa uniassiale di specificazione dopo  $n$  applicazioni, in percentuale (%);

- $h_0$  è l'altezza media del provino misurata dopo la fase di precarico, in millimetri;
- $h_n$  è l'altezza media del provino misurata dopo l'applicazione di  $n$ , in millimetri.

### Intervallo di Creep

Se è richiesto si possono calcolare i valori di intervallo di Creep,  $f_c$ , in microstrain/numero di cicli, e il modulo di Creep,  $E_n$ , in MPa, tramite le seguenti equazioni per uno specifico intervallo di applicazioni ( $n_1, n_2$ ):

$$f_c = \frac{\varepsilon_{n1} - \varepsilon_{n2}}{n_1 - n_2}$$

dove:

- $f_c$  è l'intervallo di Creep, con unità di misura microstrain/intervallo pulsazioni;
- $\varepsilon_{n1}$  e  $\varepsilon_{n2}$  sono le deformazioni cumulative uniassiali dopo  $n_1$  e  $n_2$  applicazioni di carico in microstrain;
- $n_1$  e  $n_2$  sono il numero di applicazioni ripetute.

Nel nostro caso, i valori estremi delle pulsazioni che sono stati scelti nell'intervallo di creep sono comprese tra le 1200 e 3600 pulsazioni.

### Modulo di Creep

$$E_n = \frac{\sigma}{\varepsilon_n} * 1000$$

dove:

- $E_n$  è il modulo di creep dopo  $n$  applicazioni, in MPa (MegaPascal);
- $\sigma$  è la tensione di applicazione, misurata in kPa (kiloPascal);
- $\varepsilon_n$  è la deformazione cumulativa uniassiale in particolare dopo  $n$  applicazioni.

### 7.2.1.3. Programma delle prove

Per valutare le prestazioni dei materiali si è eseguito il programma delle prove che è presente nella tabella seguente in cui vengono considerati i seguenti parametri (Tabella 10):

- Due tipologie di conglomerato bituminoso a freddo (STD-A e STD-B);
- Quattro tipologie di additivi (cemento-CEM, nano materiale-NAN, fibra cellulosica-CEL e fibra vetrosa-VET);
- Tre diverse percentuali di additivi (2, 5 e 10% rispetto al peso del conglomerato bituminoso);
- Due tempi di condizionamento (da 7 a 30 giorni), in modo da studiare il comportamento della resistenza del materiale in funzione del tempo, esclusivamente per i campioni standard e in cemento.

Le stesse prove sono state fatte anche per i materiali standard che ci sono stati consegnati (STD) e sono stati considerati come materiali di riferimento. Le prove sono state effettuate per ciascuna delle due tipologia di miscela: Materiale A e Materiale B.

Tipologia di miscela	Tipologia di additivo	Contenuto additivo*	Tempo Condizionamento
<b>Standard (STD)</b>	Nessuno	0%	7, 30 giorni
<b>STD + cemento (CEM)</b>	Cemento	2%, 5%, 10%	7, 30 giorni
<b>STD + nanomateriale (NAN)</b>	Nanomateriale	2%, 5%, 10%	7 giorni
<b>STD + fibra cellulosa (CEL)</b>	Cellulosa	2%, 5%, 10%	7 giorni
* sul peso della miscela			

Tabella 10: Tipologie di miscele prodotte

Prima dell'esecuzione di ogni prova, si sono misurate per ciascun provino le seguenti grandezze:

- Peso (in g);
- Spessore - altezza (in mm);

- Diametro (in mm);
- Volume (in m<sup>3</sup>);
- Densità (in Kg/m<sup>3</sup>).

## 7.2.2. Prova di Wheel tracker

### Metodo della traccia delle ruote

Il WTM (Wheel Tracker Machine) Test, o metodo della traccia delle ruote, viene impiegato per determinare la tendenza dei conglomerati bituminosi a deformarsi sotto carico. I provini possono essere condizionati in acqua o in aria e possono essere realizzati in laboratorio oppure tagliati dalla pavimentazione. La suscettibilità del conglomerato bituminoso a freddo alla deformazione è associata alla formazione di ormaie nella superficie stradale, dovuta al continuo transito dei veicoli che comportano un carico sul manto stradale. Nello studio riportato, il procedimento utilizzato è quello che viene indicato dalla normativa europea UNI EN 12697 – 22 come procedura B (in aria).

I provini sono costituiti da lastre con dimensioni pari a: 400 mm di lunghezza, 300 mm di larghezza e 30 mm di spessore. La scelta dello spessore è stata vincolata per poter osservare il comportamento del materiale quando usato come strato di usura. Le lastre sono state compattate tramite il compattatore a rullo, come descritto nel paragrafo 2.1.

#### 7.2.2.1. Procedimento

Ciascuna lastra è stata posizionata all'interno del macchinario ed è stata soggetta al carico di un pneumatico di larghezza pari a 50 mm, realizzato in gomma solida, caratterizzato da una durezza prefissata. Una volta fatta iniziare la prova, la ruota compie uno spostamento avanti e indietro lungo la lastra per simulare il transito dei veicoli (Figura 32). Alla ruota è applicato un carico di 700 N bilanciato, che le consente di muoversi lungo il proprio asse. La procedura di riferimento è la procedura B, che consente di impostare il numero di cicli da svolgere e la temperatura a cui eseguire la prova, e di imporre la deformazione massima. In questo lavoro di tesi i parametri base per ciascuna prova sono stati i seguenti (Tabella 11):

<b>Deformazione imposta</b>	15 mm
<b>Temperatura prova</b>	15° C
<b>Numero di cicli</b>	10000
<b>Frequenza cicli</b>	26 cicli/minuto

Tabella 11: parametri della prova di ormaimento mediante wheel tracker

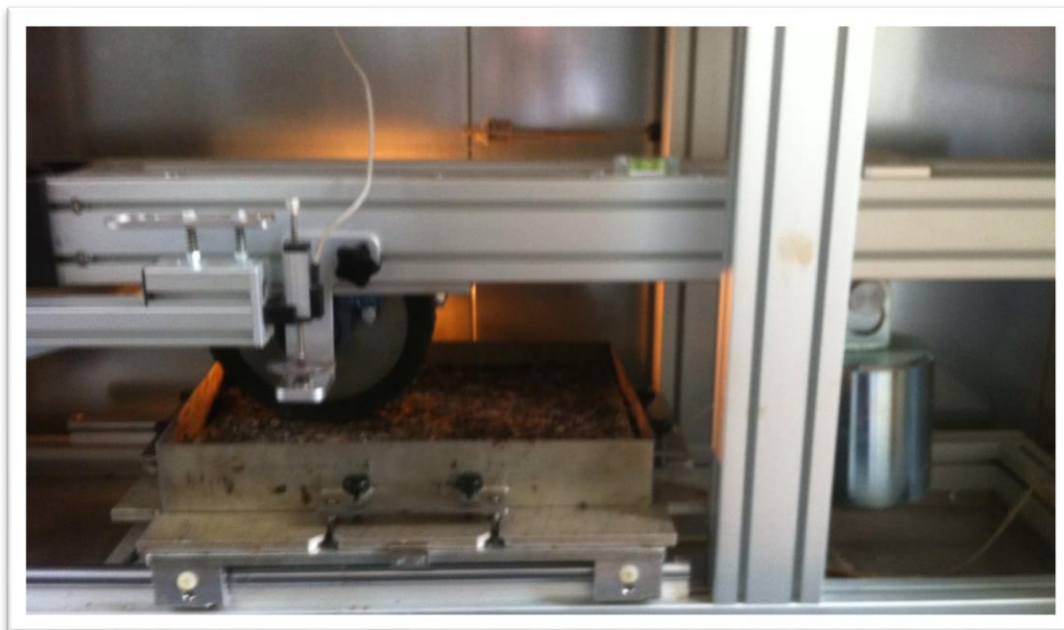


Figura 32: macchinario per prova di ormaimento (wheel tracker)

La suscettibilità del conglomerato a freddo (standard e/o additivato) è stata stimata attraverso la geometria e dimensione del solco che si è formato dai passaggi ripetuti della ruota di carico a temperatura costante. L'inizio della prova è soggetta a una fase di riscaldamento e di precarico composta da 5 cicli di carico sul campione.

#### 7.2.2.2. Determinazione ed espressione dei risultati

La prova effettuata tramite Procedura B ci consente di ricavare un parametro che permette la determinazione della deformazione del materiale e l'andamento delle ormaie.



### Pendenza di wheel tracker

La prova consente di ricostruire in un grafico (in cui l'asse della ascisse presenta il numero di cicli della ruota e l'asse delle ordinate la profondità dell'ormaiamento) l'andamento delle deformazioni nel tempo. La pendenza del wheel tracker, in mm/10000 cicli, è la pendenza della retta che interpola parte di questo andamento ed è calcolata come:

$$WTS_{AIR} = \frac{(d_{10000} - d_{5000})}{5}$$

dove:

- $WTS_{AIR}$  è la pendenza del wheel tracker, in mm/10000 cicli;
- $d_{10000}, d_{5000}$  è lo spessore del solco dopo 5000 e 10000 cicli, in millimetri (mm).

Se il test termina prima dei 10000 cicli richiesti, la pendenza della retta deve essere calcolata nel tratto lineare della curva che individua lo spessore del solco, con l'obbligo di ricoprire un intervallo di almeno 2000 cicli.

#### 7.2.2.3. Programma di test

Come per la prova di compressione ciclica, vengono ora descritte le miscele testate con wheel tracker: in questo caso, rispetto ai provini precedenti, il tempo di condizionamento è stato posto pari a 3 giorni. Per valutare le prestazioni dei materiali soggetti a questa prova per la valutazione della deformazione permanente, si è eseguito il programma di test presentato nella tabella successiva (Tabella 12) in cui vengono considerati i seguenti parametri:

- Due tipologie di conglomerato bituminoso a freddo (STD-A e STD-B);
- Cinque tipologie di additivi (cemento-CEM, nano materiale-NAN, fibra cellulosica-CEL e vetrosa-VET, sabbia-SAB);
- Un'unica percentuale di additivo (10% rispetto al peso del conglomerato bituminoso);
- Per accelerare il tempo di condizionamento del materiale, si è deciso, per tutte le lastre con additivi differenti, di aggiungere alla normale miscela standard il 10% sul peso del conglomerato di cemento e il 3% di acqua (sempre sul peso del conglomerato bituminoso).

Le stesse prove sono state fatte anche per i materiali standard (STD) e sono stati considerati come materiali di riferimento. Le prove sono state effettuate per ciascuna delle due tipologia di miscela: Materiale A e Materiale B.

Tipologia di miscela	Tipologia di additivo	Contenuto additivo*	Tempo Consolidazione
<b>Standard (STD)</b>	Nessuno	0%	3 giorni
<b>STD + cemento (CEM)</b>	Cemento	10%	3 giorni
<b>STD + nanomateriale (NAN)</b>	Nanomateriale	10%	3 giorni
<b>STD + fibra cellulosa (CEL)</b>	Cellulosa	10%	3 giorni
<b>STD + sabbia (SAB)</b>	Sabbia	10%	3 giorni

\* sul peso della miscela

Tabella 12

Prima dell'esecuzione di ogni prova, per ciascun provino sono state misurate le seguenti grandezze:

- Peso (in g);
- Spessore - altezza (in mm);
- Lunghezza (in mm);
- Larghezza (in mm);
- Volume (in m<sup>3</sup>);
- Densità (in Kg/m<sup>3</sup>).

### 7.2.3. Modulo di rigidezza dinamico

Per la determinazione del modulo di rigidezza dinamico si è fatto riferimento alla normativa europea UNI EN 12504-04 (valida per materiali come il calcestruzzo), che ci consente di determinare la velocità di propagazione degli impulsi delle onde longitudinali ultrasoniche nel materiale. La misurazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici può essere usata

per la determinazione: dell'uniformità del materiale, della presenza di fessure o vuoti, dei cambiamenti delle proprietà nel tempo, per la resistenza degli elementi e per la determinazione delle proprietà fisiche e dinamiche. In questo caso ha permesso di determinare il valore del modulo di rigidezza dinamico delle diverse miscele additivate in modo tale da poter ottenere un ulteriore parametro per il loro confronto. La prova consente di osservare come gli additivi impiegati nel conglomerato bituminoso facciano diminuire la velocità di propagazione delle onde, incrementando il valore del modulo di rigidezza dinamico. Le usuali procedure specifiche per i conglomerati bituminosi non sono in questo caso applicabili, a causa della limitata consistenza del materiale.

#### 7.2.3.1. Procedimento

L'apparecchiatura consiste in un generatore di impulsi elettrici, una coppia di trasduttori, un amplificatore e un dispositivo elettronico per la misurazione dell'intervallo di tempo che intercorre tra la partenza di un impulso generato dal trasduttore emittente e il suo arrivo al trasduttore ricevente. La presenza di una barra di calibrazione fornisce le linee di riferimento per la misurazione della velocità.

Il principio alla base di questa prova è la misurazione del tempo di transito di impulsi o onde che vengono prodotte e ricevute da una coppia di trasduttori elettroacustici (tenuti in contatto tramite il materiale sottoposto a prova). Dopo aver attraversato un percorso di lunghezza nota, all'interno del provino in conglomerato bituminoso, gli impulsi o onde sono convertite in segnale elettrico e dei circuiti di temporizzazione elettrica consentono di misurare il tempo di transito degli impulsi.

L'apparecchio elettronico di misura dei tempi è composto da un display digitale a lettura diretta.

La frequenza naturale dei trasduttori dovrebbe essere generalmente compresa nell'intervallo da 20 kHz a 150 kHz (per materiali come il calcestruzzo): in questo caso si avrà un valore di frequenza che varierà nell'intervallo tra 5 kHz e 10 kHz. L'uso degli ultrasuoni è una procedura di indagine non distruttiva, quindi i campioni analizzati sono i medesimi di quelli impiegati per le prove di compressione ciclica. E' noto che l'energia propagata da una sonda emittente è massima in direzione ortogonale alla superficie a contatto con la sonda stessa. In alcuni casi tuttavia è necessario indagare percorsi di propagazione differenti. Complessivamente allora, è possibile misurare la velocità degli impulsi disponendo i trasduttori in tre modi differenti: su due facce opposte (trasmissione diretta), su due facce adiacenti (trasmissione semidiretta) o sulla medesima

superficie (trasmissione indiretta). In questo caso è stata utilizzata la procedura con trasmissione diretta.

Occorre stabilire un adeguato accoppiamento acustico tra il conglomerato e la faccia di ciascun trasduttore. Per queste tipologie di superfici, la finitura è sufficientemente liscia da garantire un buon contatto utilizzando una pasta apposita come mezzo di accoppiamento e premendo il trasduttore contro la superficie del campione (Figura 33).



Figura 33: strumento con onde ultrasoniche

I provini impiegati per l'esecuzione di questa prova sono stati realizzati mediante compattazione Marshall.

#### 7.2.3.2. Determinazione ed espressione dei risultati

##### Misura dei percorsi e dei tempi di transito

Per la trasmissione diretta, la lunghezza di percorso è la distanza più breve tra i due trasduttori. L'accuratezza della misurazione della lunghezza di percorso deve essere registrata con accuratezza di  $\pm 1\%$ . Per questa tipologia di trasmissione la velocità degli impulsi ultrasonici deve essere calcolata come:

$$V = \frac{L}{T}$$

Con:

- $V$  = velocità degli impulsi (in Km/s);
- $L$  = percorso di transito (in mm);

- $T$  = tempo di transito (in  $\mu\text{s}$ ).

Il valore di velocità risultante va approssimato al 0,01 Km/s più prossimo oppure ad un numero con tre cifre significative.

### Relazione tra velocità degli impulsi e resistenza della miscela bituminosa

Le caratteristiche fisiche dei materiali che più influenzano la velocità degli impulsi ultrasonici sono il modulo elastico e la densità. Nella miscela tali grandezze sono correlate al tipo di aggregati, alla miscela bituminosa e agli eventuali additivi impiegati. Pertanto le correlazioni velocità degli impulsi – resistenza della miscela sono inversamente proporzionali. Inoltre quando un impulso ultrasonico incontra un'interfaccia tra due materiali (ad esempio conglomerato bituminoso e aria) subisce diffrazioni e riflessioni che ne attenuano la velocità. Sfruttando questa proprietà si possono individuare vuoti, difetti, materiali con indice dei vuoti diversi.

### Stima del modulo elastico dinamico

Dalla misura della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici (onda diretta) si può ricavare una stima del modulo elastico dinamico  $E_D$  mediante la formula:

$$E_D = V^2 Q \frac{(1+n)(1-2n)}{(1-n)}$$

Dove:

- $V$  = velocità degli impulsi ultrasonici (in km/s);
- $Q$  = densità del materiale (in  $\text{Kg/m}^3$ );
- $n$  = rapporto di Poisson (per il conglomerato bituminoso  $n = 0,30$ );
- $E_D$  = modulo elastico dinamico (in  $\text{MN/m}^2$ ).

### 7.2.3.3. Programma di test

Per valutare le prestazioni dei materiali mediante prova ad ultrasuoni, si è eseguito il programma di test presentato nella Tabella 13, in cui vengono considerati i seguenti parametri:

- Due tipologie di conglomerato bituminoso a freddo (STD-A e STD-B);
- Quattro tipologie di additivi (cemento-CEM, nano materiale-NAN, fibra cellulosica-CEL e fibra vetrosa-VET);
- Tre diverse percentuali di additivi (2, 5 e 10% rispetto al peso del conglomerato bituminoso).

Le stesse prove sono state fatte anche per i materiali standard (STD), che sono stati considerati come materiali di riferimento. Le prove sono state effettuate per ciascuna delle due tipologia di miscela: Materiale A e Materiale B.

Tipologia di miscela	Tipologia di additivo	Contenuto additivo*	Tempo Consolidazione
<b>Standard (STD)</b>	Nessuno	0%	7giorni
<b>STD + cemento (CEM)</b>	Cemento	2%, 5%, 10%	7 giorni
<b>STD + nanomateriale (NAN)</b>	Nanomateriale	2%, 5%, 10%	7 giorni
<b>STD + fibra cellulosa (CEL)</b>	Cellulosa	2%, 5%, 10%	7 giorni
* sul peso della miscela			

Tabella 13

Per la determinazione dei risultati è stato necessario misurare le seguenti grandezze per ciascun provino:

- Spessore (valore medio tra quattro valori presi agli estremi del campione);
- Diametro (valore medio tra quattro valori presi sulle due basi del campione);
- Peso (in Kg);
- Volume (in m<sup>3</sup>);
- Densità (in Kg/m<sup>3</sup>).

## 8. Analisi dei risultati

### 8.1. Problematiche generali

Nella realizzazione dei provini si sono potute riscontrare alcune problematiche che riguardano il periodo di indurimento del campione e la temperatura di riferimento per l'applicazione delle prove. In primo luogo si è osservato come il materiale, presentando una lavorazione a freddo e possedendo una elevata lavorabilità, anche dopo la compattazione, a temperatura ambiente non sempre ha mantenuto la propria forma. In alcuni casi, infatti, dopo l'estrusione, i campioni hanno cominciato lentamente a sgranarsi e a perdere la loro iniziale consistenza e forma. Per questo motivo, non è stato possibile eseguire alcuna operazione e/o prova significativa sui provini a temperatura ambiente. Si è deciso quindi di conservare i campioni per un certo periodo in una cella termostatica in modo tale che conservassero la loro geometria e consistenza durante le prove e per aumentare la velocità di consolidazione. I valori di temperatura di conservazione sono stati diversi, ma tutti interni all'intervallo fra 0 °C e 5 °C.



*Figura 34: perdita consistenza del materiale dopo estrusione*



Figura 35: perdita consistenza del materiale durante la prova

## 8.2. Risultati prova di compressione ciclica

Dalla prova di compressione ciclica (creep) si ottengono principalmente due file di output:

- Un file di tipo TXT in cui si evidenziano le caratteristiche della prova e del provino;

```

Repeated Load Axial test
19.03.2015
Operator      = Operator name
Speciref     = Specimen name/ref
0            = Test Temperature (deg.C)
101         = Diameter (mm)
66          = Thickness (mm)
100         = Test stress (kPa)
3600        = Test period (pulses)
10          = Conditioning stress (kPa)
600         = Conditioning period (secs)
3875        = Microstrain during conditioning period

Pulse No    Ax ustrain    StresskPa    TC1_degC    TC2_degC
5           3732         100,9        7,8         6,8
10          4338         100,3        7,8         6,9
20          4559         100,0        7,8         7,0
...
3500        7501         100,0        4,2         3,2
3600        7492         99,9         4,1         3,6
    
```

Figura 36: file TXT con risultati della prova

- Un file JPEG in cui si osserva l'andamento della prova tramite un grafico che confronta il numero di cicli eseguiti con il valore di deformazione permanente della miscela.



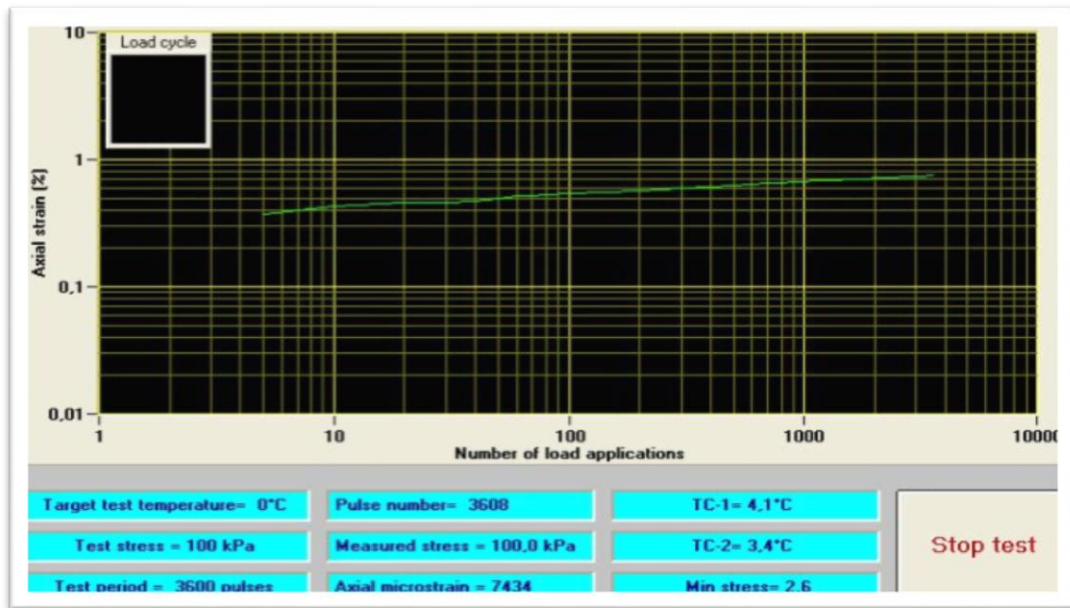


Figura 37: file JPEG con andamento della prova

Questi dati ottenuti sono stati riportati in un file Excel, dove è stato possibile operare le trasformazioni delle unità di misura (si è passati da strain a microstrain ( $10^{-6}$ ), come impone la normativa). Inoltre è stato possibile eseguire il confronto tra le diverse miscele. Come illustrato precedentemente, seguendo la normativa, per la prova di deformazione permanente sono state ricavate per ciascun campione tre grandezze caratteristiche:

- Deformazione permanente finale;
- Intervallo di Creep (intervallo che va da 1200 a 3600 cicli);
- Modulo di Creep.

Le tipologie di materiale impiegate in questa fase sono quelle riportate nella Tabella 14 (come riportato nella Tabella 10, relativa alle tipologie di campioni utilizzati nelle prove di compressione ciclica) e sono valide per entrambe le miscele considerate (Materiale A e Materiale B):

Tipologia di miscela	Tipologia di additivo	Contenuto additivo*	Tempo Consolidazione
<b>Standard (STD)</b>	Nessuno	0%	7, 30 giorni
<b>STD + cemento (CEM)</b>	Cemento	2%, 5%, 10%	7, 30 giorni
<b>STD + nanomateriale (NAN)</b>	Nanomateriale	2%, 5%, 10%	7 giorni
<b>STD + fibra cellulosa (CEL)</b>	Cellulosa	2%, 5%, 10%	7 giorni
* sul peso della miscela			

Tabella 14

Inizialmente si è analizzato il comportamento dei conglomerati bituminosi standard (STD) in modo tale da poter avere un confronto tra gli andamenti delle due diverse miscele (A e B) per i due diversi periodi di condizionamento (7 giorni e 30 giorni). Successivamente si sono osservati i comportamenti dei conglomerati bituminosi con cemento (CEM) nelle diverse percentuali di contenuto e per i due tempi di condizionamento. Si sono considerati poi i comportamenti delle miscele con nanomateriale e cellulosa. Infine, si sono effettuati dei confronti tra le diverse tipologie di miscele.

### 8.2.1. Conglomerato bituminoso Standard (STD)

Si riportano in seguito i grafici ottenuti nel caso del materiale standard (STD) per le diverse tipologie di miscele.

Materiale A – 7 giorni

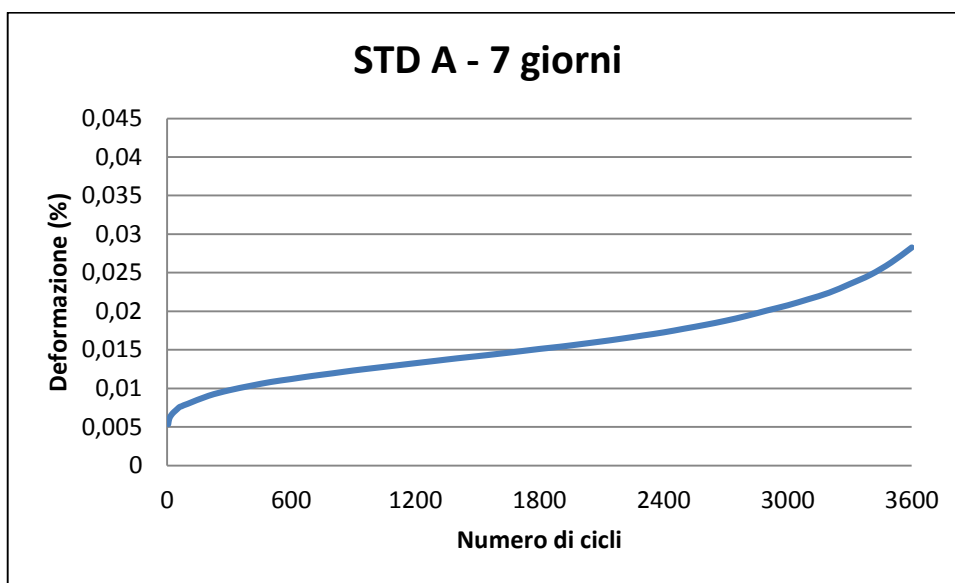


Grafico 1: andamento deformazione permanente (%) con tempo condizionamento di 7 giorni del STD A

INTERVALLO DI CREEP ( $\mu\epsilon$ )	
<b>fc</b>	6,247
<b><math>\epsilon n1</math></b>	13284
<b><math>\epsilon n2</math></b>	28279
<b>n1</b>	1200
<b>n2</b>	3600

Tabella 15: valore intervallo di creep del STD A

MODULO DI CREEP (MPa)	
<b>En</b>	3,536
<b><math>\sigma</math></b>	100
<b><math>\epsilon n</math></b>	28279

Tabella 16: valore modulo di creep del STD A

Materiale A – 30 giorni

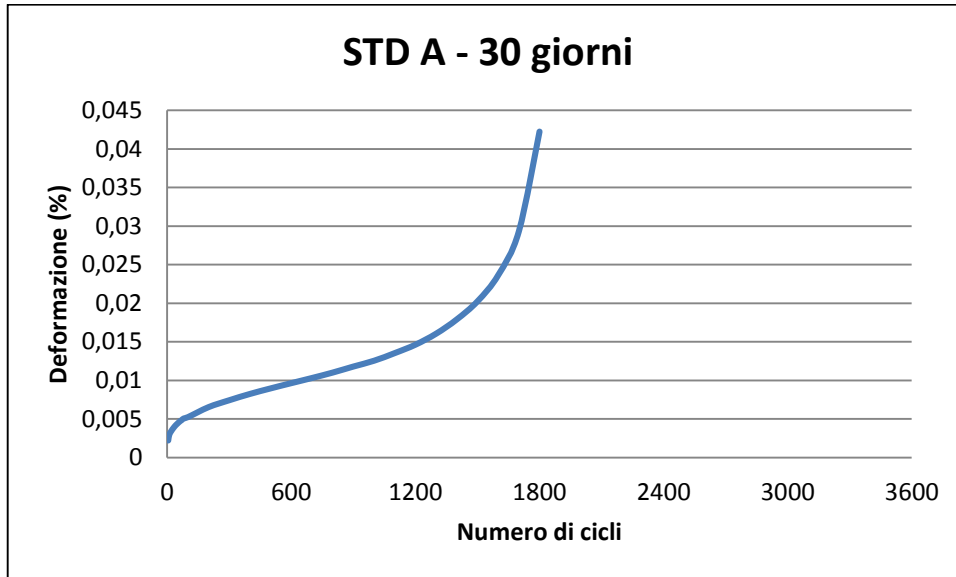


Grafico 2: andamento deformazione permanente (%) con tempo condizionamento di 30 giorni del STD A

INTERVALLO DI CREEP ( $\mu\epsilon$ )	
<b>fc</b>	11,520
<b><math>\epsilon n1</math></b>	14630
<b><math>\epsilon n2</math></b>	42279
<b>n1</b>	1200
<b>n2</b>	3600

Tabella 17: valore intervallo di creep del STD A

MODULO DI CREEP (MPa)	
<b>En</b>	2,365
<b><math>\sigma</math></b>	100
<b><math>\epsilon n</math></b>	42279

Tabella 18: valore modulo di creep del STD A

Materiale B – 7 giorni

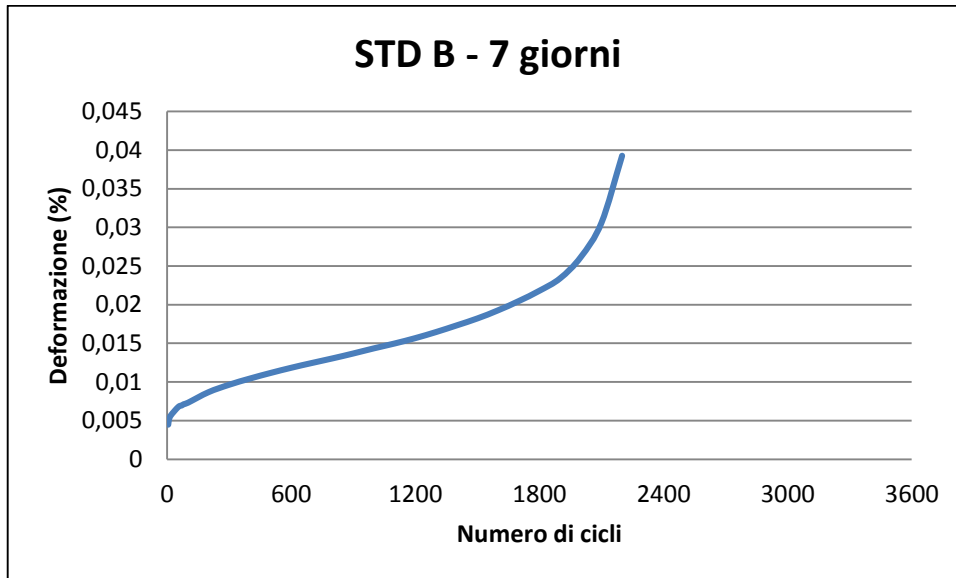


Grafico 3: andamento deformazione permanente (%) con tempo condizionamento di 7 giorni di STD B

INTERVALLO DI CREEP ( $\mu\epsilon$ )	
<b>fc</b>	9,839
<b><math>\epsilon n1</math></b>	15666
<b><math>\epsilon n2</math></b>	39280
<b>n1</b>	1200
<b>n2</b>	3600

Tabella 19: valore intervallo di creep del STD B

MODULO DI CREEP (MPa)	
<b>En</b>	2,545
<b><math>\sigma</math></b>	100
<b><math>\epsilon n</math></b>	39280

Tabella 20: valore modulo di creep del STD B

Materiale B – 30 giorni

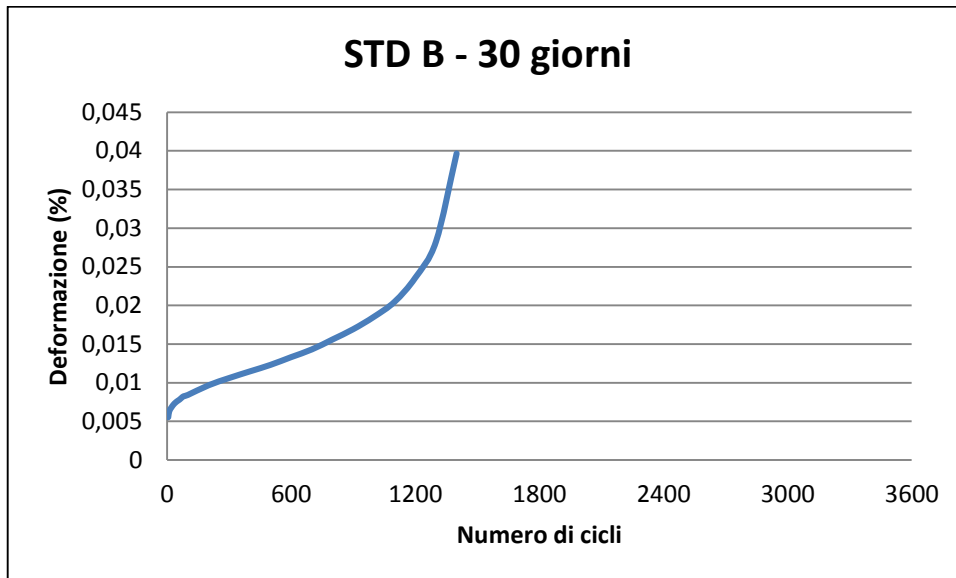


Grafico 4: andamento deformazione permanente (%) con tempo condizionamento di 30 giorni di STD B

INTERVALLO DI CREEP ( $\mu\epsilon$ )	
<b>fc</b>	6,701
<b><math>\epsilon n1</math></b>	23568
<b><math>\epsilon n2</math></b>	39652
<b>n1</b>	1200
<b>n2</b>	3600

Tabella 21: valore intervallo di creep del STD B

MODULO DI CREEP (MPa)	
<b>En</b>	2,521
<b><math>\sigma</math></b>	100
<b><math>\epsilon n</math></b>	39652

Tabella 22: valore intervallo di creep del STD B

### 8.2.1.1. Confronto tra materiale A e B in condizioni standard (STD)

#### Confronto STD A con tempi di condizionamento differenti

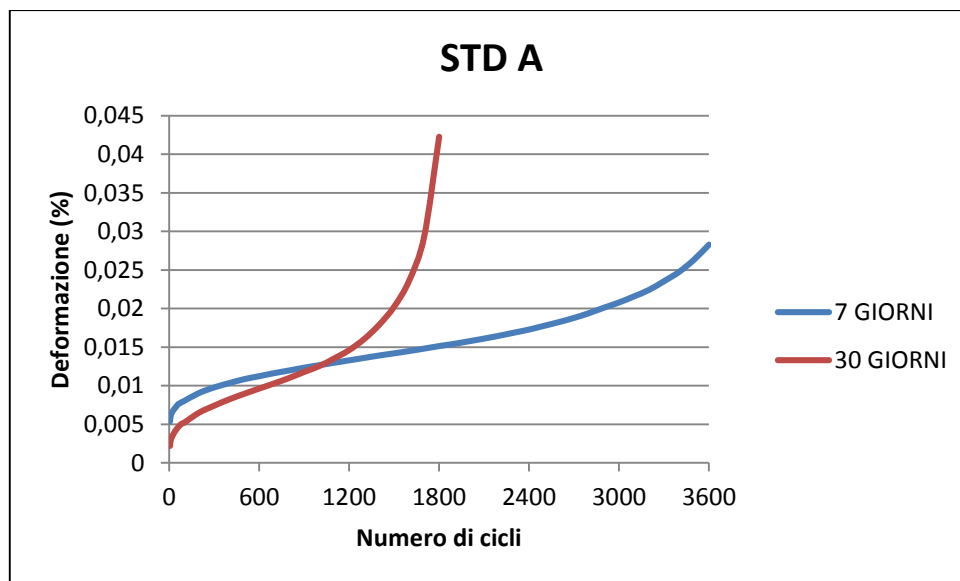


Grafico 5: confronto andamento deformazione permanente (%) con tempo di condizionamento diverso

Dall'andamento delle due curve si può osservare come il tempo di condizionamento del materiale incide in maniera significativa sulla deformazione permanente. Un maggiore tempo di condizionamento (linea rossa a 30 giorni) comporta una deformazione maggiore per la miscela; a tal punto che si raggiunge la deformazione massima in un tempo molto minore rispetto al campione con tempo di condizionamento pari a 7 giorni: questo suggerisce che, durante il periodo di indurimento, il conglomerato bituminoso perde le proprie capacità di resistenza ai carichi ciclici e che tale tipologia di materiale presenta migliori prestazioni se viene impiegato nel breve periodo. Questo permette di notare come miscele così caratterizzate debbano essere utilizzate negli interventi di emergenza e/o come soluzione temporanea in attesa di interventi manutentivi di maggiore importanza.

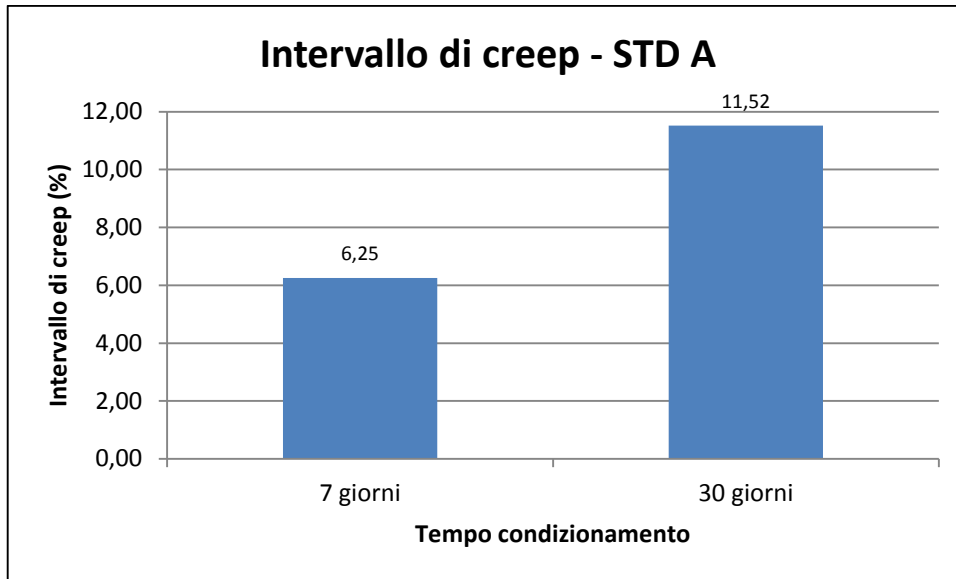


Grafico 6: confronto intervallo di creep (%) con tempo di condizionamento diverso

Il valore dell'intervallo di creep risulta essere proporzionale al valore della deformazione permanente: valori di deformazione permanente elevati comportano che il valore dell'intervallo di creep sia elevato. Si osserva in questo grafico come il valore dell'intervallo di creep sia maggiore per miscele con tempo di condizionamento maggiore: ciò si può notare anche nel Grafico 5, in quanto l'intervallo di creep non è altro che il coefficiente angolare dell'andamento della deformazione permanente nell'intervallo 1200 – 3600 cicli. Maggiore è l'inclinazione della curva (grafico 5 – deformazione permanente vs numero di cicli) nell'intervallo 1200 – 3600 cicli, maggiore sarà il valore dell'intervallo di creep.



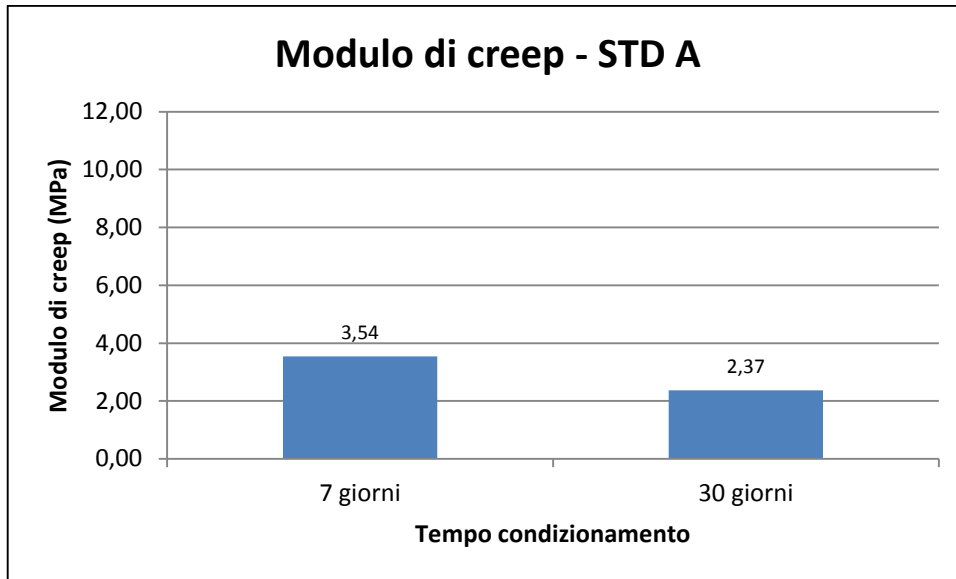


Grafico 7: confronto modulo di creep (MPa) con tempo di condizionamento diverso

Il valore del modulo di creep (MPa) risulta essere inversamente proporzionale all'andamento della deformazione permanente e al valore dell'intervallo di creep: valori maggiori si otterranno per conglomerati bituminosi con minor deformazione permanente. In questo caso osserviamo come il modulo di creep sia maggiore per il materiale che ha subito un tempo di condizionamento minore (7 giorni).

### Confronto STD B con tempi di condizionamento differenti

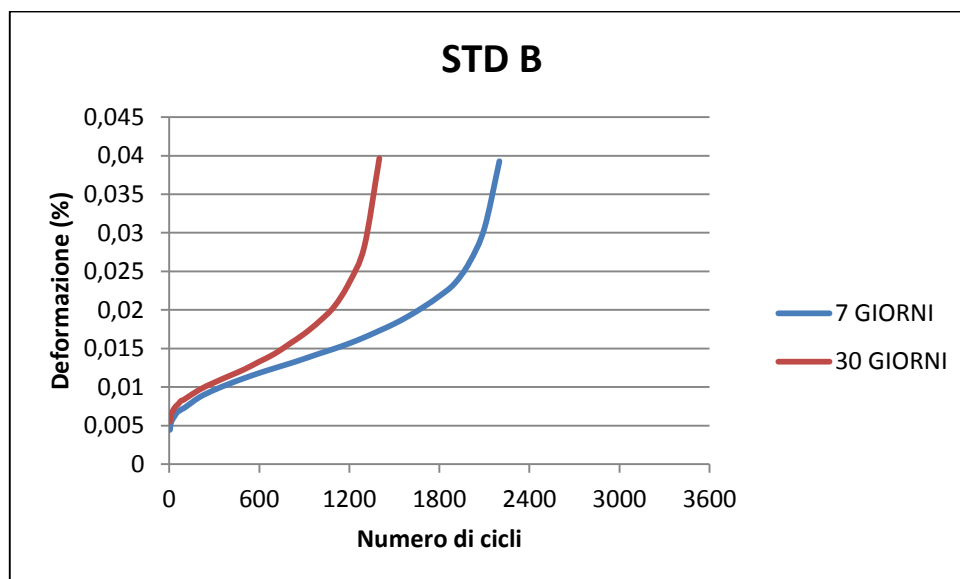


Grafico 8: confronto andamento deformazione permanente (%) con tempo di condizionamento diverso

Anche in questo grafico si osserva come le deformazioni permanenti sono maggiori per un tempo di condizionamento maggiore (linea rossa). Le conclusioni che si possono trarre sono le medesime del caso precedente, in cui si notano le scarse capacità di resistenza alla deformazione del materiale condizionato a 30 giorni.

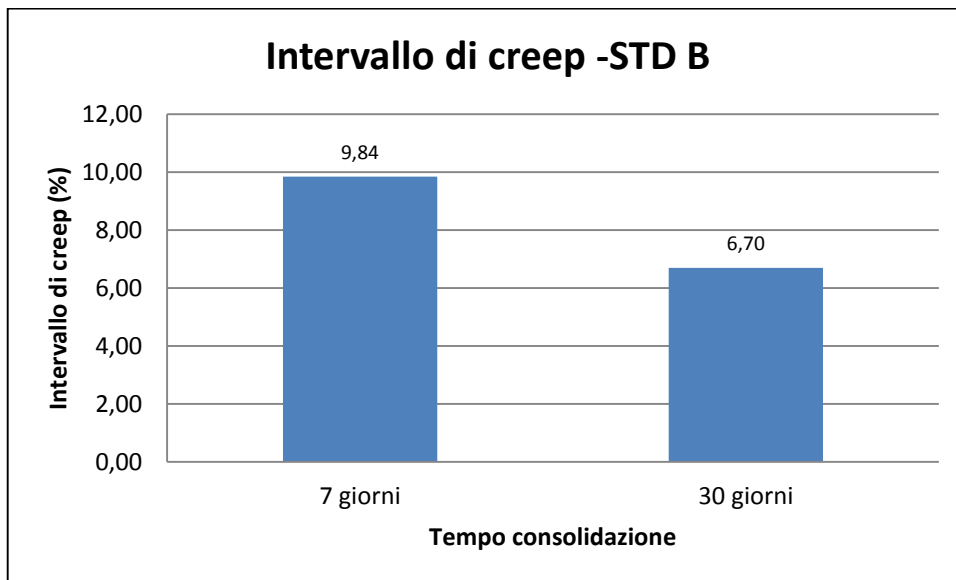


Grafico 9: confronto intervallo di creep (%) con tempo di condizionamento diverso

In questo caso si osserva un comportamento anomalo dell'intervallo di creep: il conglomerato bituminoso con una minore deformazione permanente presenta un valore di creep maggiore rispetto alla miscela con un tempo di condizionamento maggiore. Questo risulta essere l'unico caso in cui si presenterà questa condizione: le cause di questa anomalia possono essere un errore della strumentazione durante la prova o l'interferenza con altre apparecchiature elettriche.

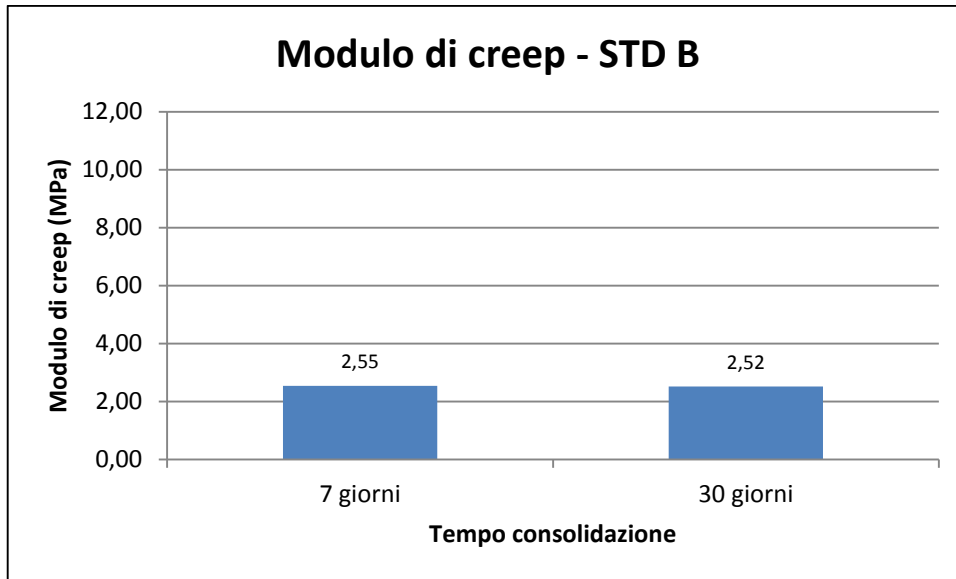


Grafico 10: confronto modulo di creep (MPa) con tempo di condizionamento diverso

Il comportamento anomalo di questo materiale si può osservare anche in questo caso, in cui i due moduli di creep risultano essere sostanzialmente uguali.

### Confronto STD A e STD B

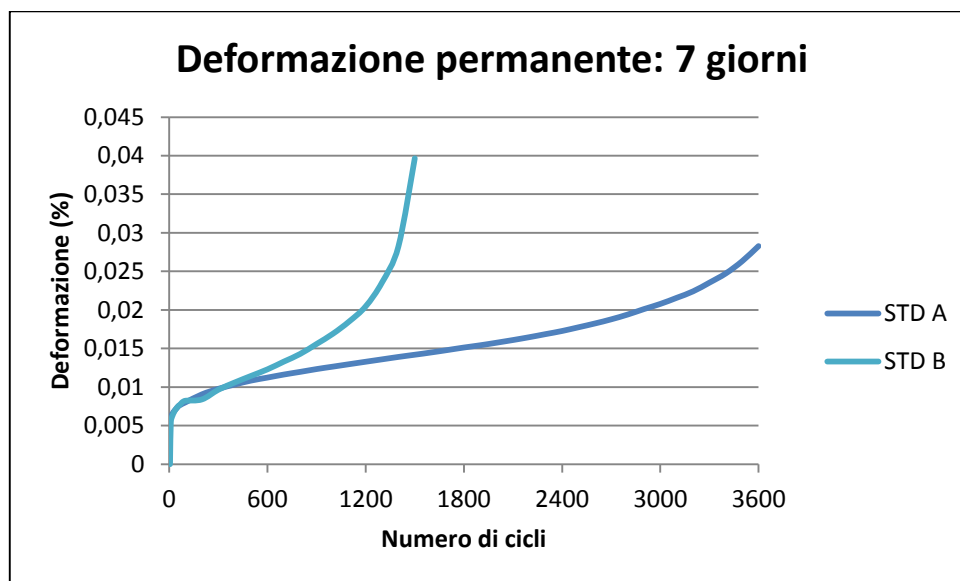


Grafico 11: confronto tra STD con uguale tempo di condizionamento

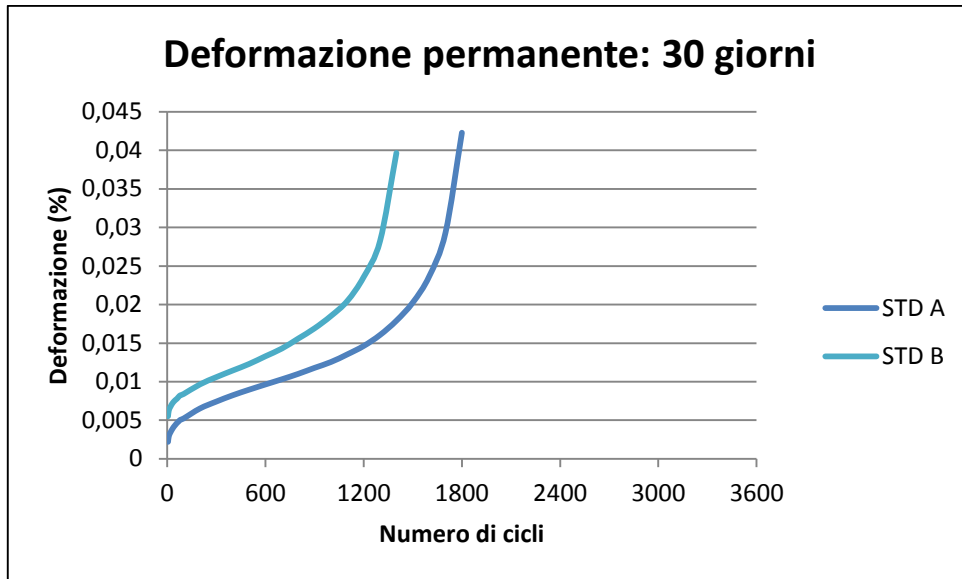


Grafico 12: confronto tra STD con uguale tempo di condizionamento

Dai grafici 11 e 12 si nota come il materiale B, che presenta un quantitativo di fluidificante maggiore nella miscela, subisca una deformazione permanente maggiore per entrambi i tempi di condizionamento: questo suggerisce che il materiale STD B ha delle prestazioni peggiori rispetto al materiale STD A. La differenza tra i due materiali è maggiormente accentuata per il tempo di condizionamento pari a 7 giorni.

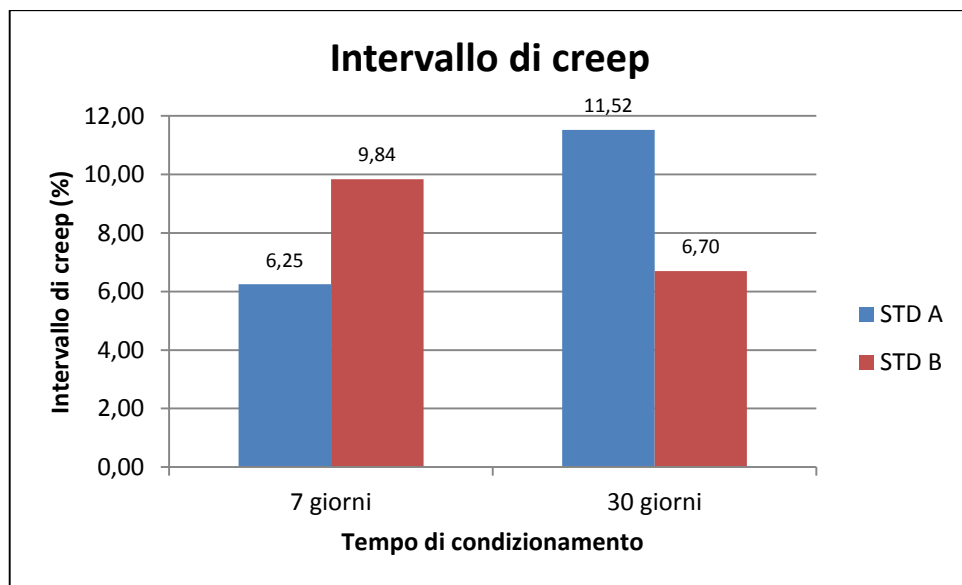


Grafico 13: confronto tra STD con uguale tempo di condizionamento

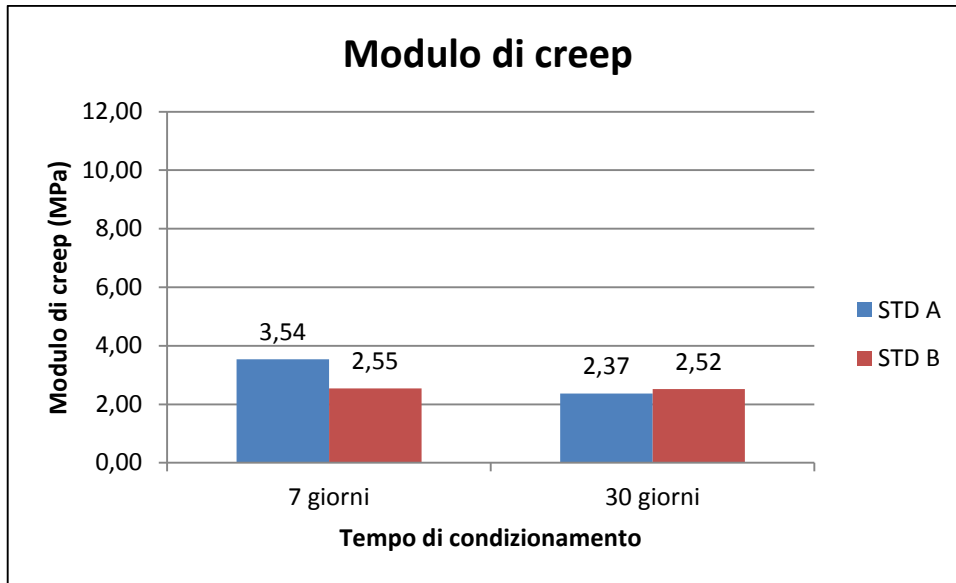


Grafico 14: confronto tra STD con uguale tempo di condizionamento

Anche i valori dell'intervallo di creep e dei moduli rispecchiano gli andamenti visti in precedenza, pur avendo dei dati anomali con il materiale STD B a 30 giorni di condizionamento (come già visto e commentato precedentemente).

### 8.2.2. Conglomerato bituminoso con cemento (CEM)

Si riportano in seguito i grafici ottenuti nel caso del materiale con cemento (CEM) nelle diverse miscele analizzate che presentano percentuale di additivo differente.

#### Materiale A – 7 giorni

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)	
STD	2,83
2%	1,83
5%	1,09
10%	0,75

Tabella 23: valore deformazione permanente CEM A con condizionamento di 7 giorni

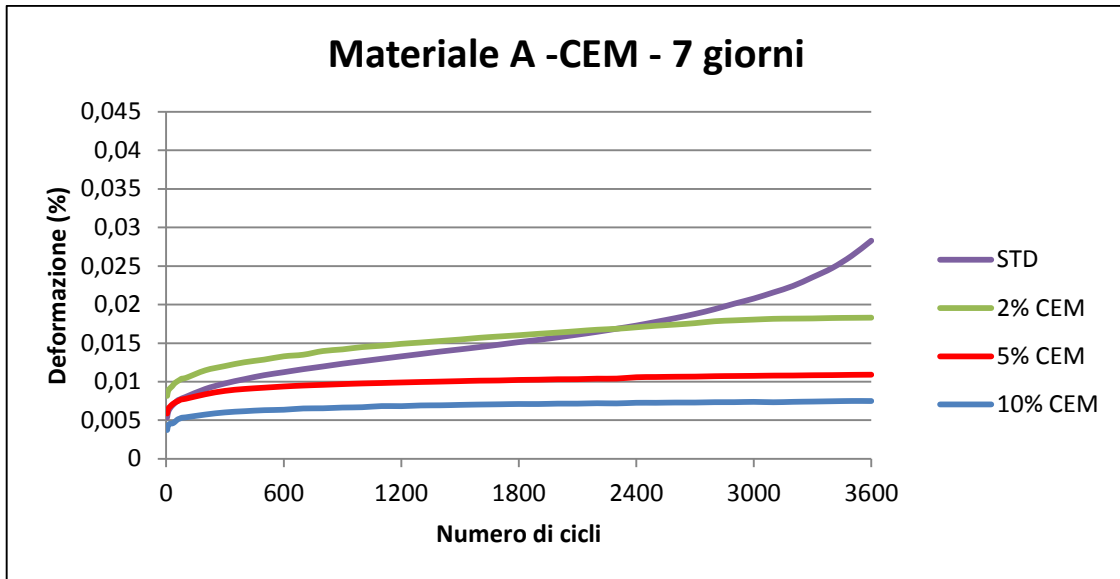


Grafico 15: deformazione permanente (%) con tempo di condizionamento di 7 giorni del CEM

Il Grafico 15 individua l'andamento delle curve di deformazione permanente per le diverse miscele analizzate al variare della percentuale di cemento, presente all'interno del conglomerato bituminoso. Dal grafico si osserva come, all'aumentare della percentuale di cemento, il valore finale della deformazione permanente diminuisca in maniera significativa: vi è una netta differenza tra i valori dell'STD e del 2% rispetto ai valori del 5% e 10%, che risultano essere più simili tra di loro. L'andamento della curva inoltre subisce un cambiamento dal punto di vista della forma: si passa dall'andamento sinusoidale, tipico delle prove di creep per i conglomerati bituminosi a caldo e dei nostri STD, a un andamento quasi rettilineo che comporta una diminuzione significativa del valore dell'intervallo di creep. Questo aspetto è positivo in quanto indica che, raggiunta una certa deformazione permanente nel breve periodo, essa rimane quasi costante fino al termine della prova. L'analisi finale di questo grafico suggerisce che il cemento, in questo caso impiegato come filler, favorisca la compattazione della miscela bituminosa e permetta al materiale un aumento della resistenza alla deformazione permanente. Per massimizzare le prestazioni della miscela, la percentuale migliore da impiegare nei conglomerati bituminosi a freddo, qui analizzati, è pari al 5%, poiché un incremento superiore di cemento (10%) comporta sia un aumento della resistenza a deformazione ma anche un aumento dell'eventuale costo di produzione del materiale.

<b>INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 (<math>\mu\epsilon</math>)</b>	
<b>STD</b>	6,25
<b>2%</b>	1,41
<b>5%</b>	0,42
<b>10%</b>	0,28

Tabella 24: valori intervallo di creep CEM A con tempo di condizionamento di 7 giorni

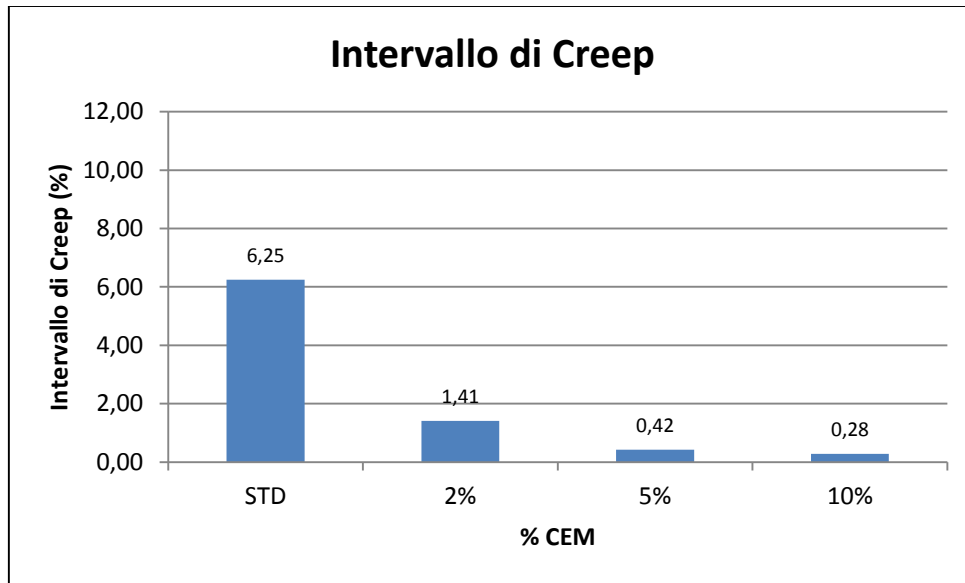


Grafico 16: andamento dell'intervallo di creep al variare della percentuale di cemento

La tabella 24 e il grafico 25 confermano le considerazioni precedentemente fatte: all'aumentare della percentuale di filler (cemento) si è avuta una diminuzione del valore dell'intervallo di creep. La miscela non subisce un incremento di deformazione nell'intervallo di creep, ma mantiene un valore quasi costante. Anche in questo caso, variando il contenuto di cemento tra il 5% e il 10%, il comportamento non si modifica in maniera significativa. E' preferibile quindi l'impiego di filler con un contenuto pari al 5%.

<b>MODULO DI CREEP (MPa)</b>	
<b>STD</b>	3,54
<b>2%</b>	5,46
<b>5%</b>	9,17
<b>10%</b>	13,35

Tabella 25: valori del modulo di creep CEM A con tempo di condizionamento di 7 giorni

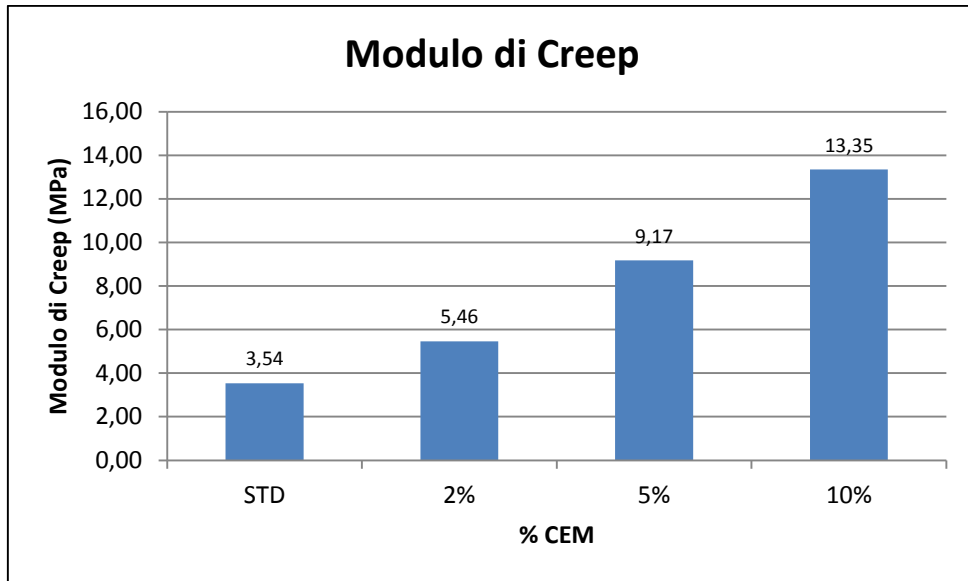


Grafico 17: andamento del modulo di creep al variare della percentuale di cemento

Dalla tabella 25 e dal grafico 17 si osserva come, al crescere della percentuale di cemento nella miscela il valore del modulo di creep aumenti: questo andamento era atteso poiché il modulo di creep è inversamente proporzionale al valore della deformazione. Osservando i valori del modulo di creep, si può notare come, a differenza dell'andamento della deformazione e dell'intervallo di creep, vi è una differenza significativa tra i valori determinati al 5% e al 10%.

### Materiale A – 30 giorni

<b>DEFORMAZIONE PERMANENTE <math>\epsilon_n</math> (%)</b>	
<b>STD</b>	<b>4,23</b>
<b>2%</b>	<b>1,31</b>
<b>5%</b>	<b>1,22</b>
<b>10%</b>	<b>0,93</b>

Tabella 26: valori deformazione permanente CEM A con tempo di condizionamento di 30 giorni



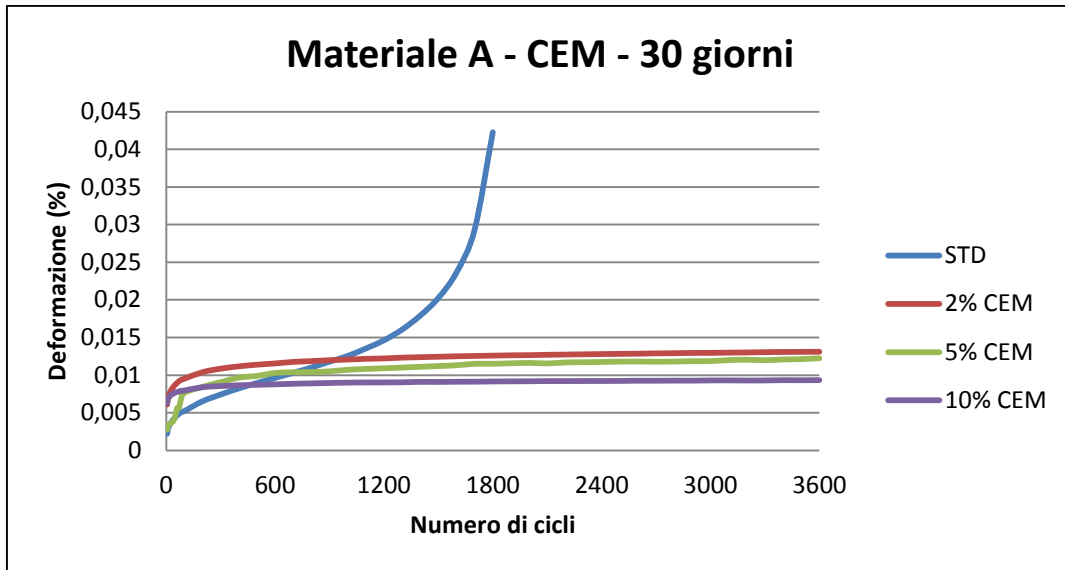


Grafico 18: deformazione permanente (%) con tempo di condizionamento di 30 giorni del CEM A

Il grafico 18 mostra come un minimo valore di filler (2%) permetta una diminuzione significativa della deformazione permanente, mentre il materiale standard (STD) accumuli maggiore deformazione permanente all'aumentare dei cicli. E' evidente in questo caso che i valori di deformazione permanente non subiscano una variazione significativa variando il contenuto di cemento tra il 2% al 10%, quindi la percentuale ottima di cemento può essere assunta pari a quella iniziale (2%).

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )	
STD	11,52
2%	0,37
5%	0,56
10%	0,13

Tabella 27: valori di intervallo di creep CEM A con tempo di condizionamento di 30 giorni

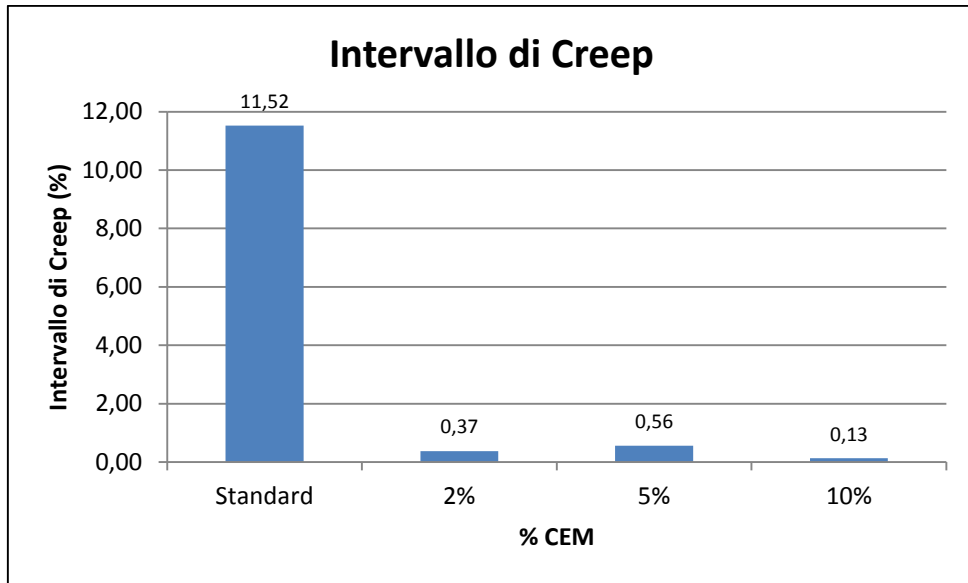


Grafico 19: andamento dell'intervallo di creep al variare della percentuale di cemento

E' significativo notare come il valore dell'intervallo di creep diminuisca fortemente grazie all'inserimento del cemento nella miscela: l'inclinazione della retta è pressoché nulla rispetto al caso standard (STD) e non presenta differenze significative al variare della percentuale di cemento.

MODULO DI CREEP (MPa)	
STD	2,37
2%	7,63
5%	8,17
10%	10,71

Tabella 28: valori del modulo di creep CEM A con tempo di condizionamento di 30 giorni

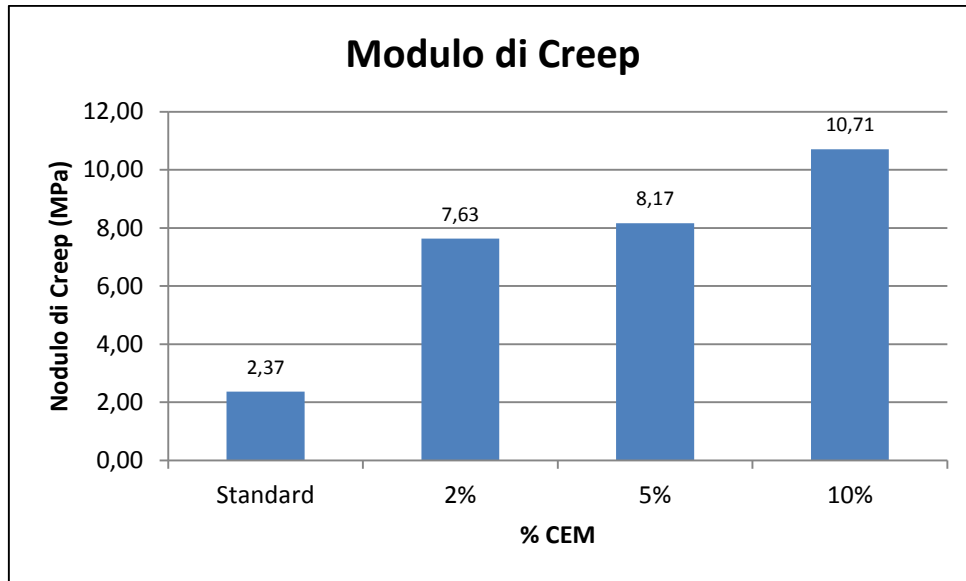


Grafico 20: andamento del modulo di creep al variare della percentuale di cemento

Anche in questo caso, l'impiego del cemento comporta un aumento del valore del modulo di creep. Si nota come i valori siano simili per le percentuali del 2% e del 5%, mentre per il 10% di cemento si ha un ulteriore aumento del valore del modulo.

### Materiale B – 7 giorni

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)	
STD	3,93
2%	1,66
5%	1,27
10%	1,07

Tabella 29: valori di deformazione permanente CEM B con tempo di condizionamento di 7 giorni

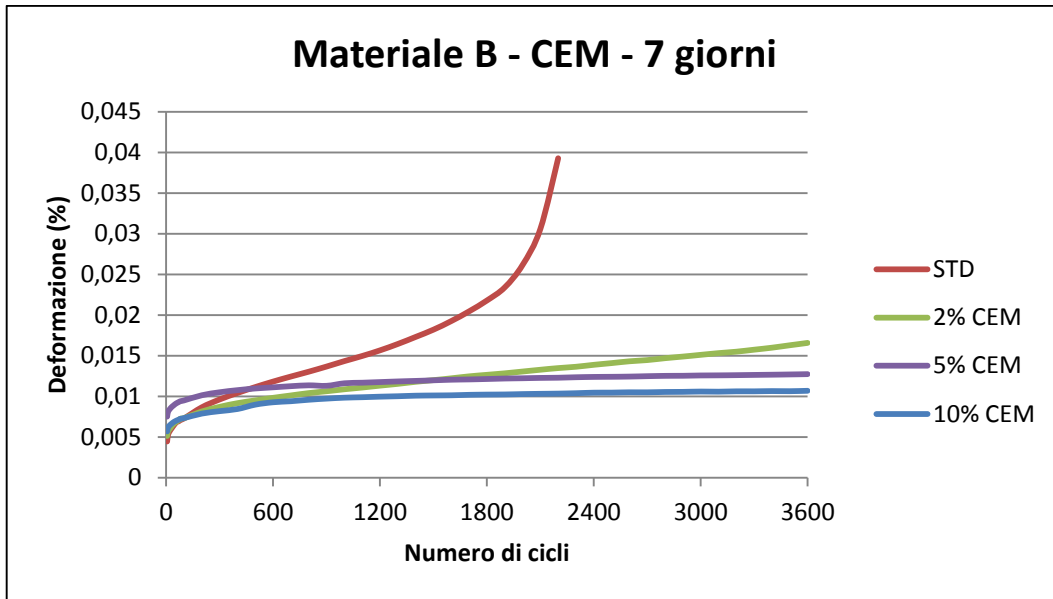


Grafico 21: deformazione permanente (%) con tempo di condizionamento di 7 giorni del CEM B

Dal grafico 21 è facilmente osservabile come, anche per il materiale B, l'introduzione del cemento, in diverse percentuali, all'interno della miscela faccia diminuire in maniera significativa la deformazione permanente. La variazione di percentuale di cemento modifica le prestazioni del materiale anche se non in maniera netta e rilevante.

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )	
STD	9,84
2%	2,19
5%	0,41
10%	0,30

Tabella 30:valori di intervallo di creep CEM B con tempo di condizionamento di 7 giorni

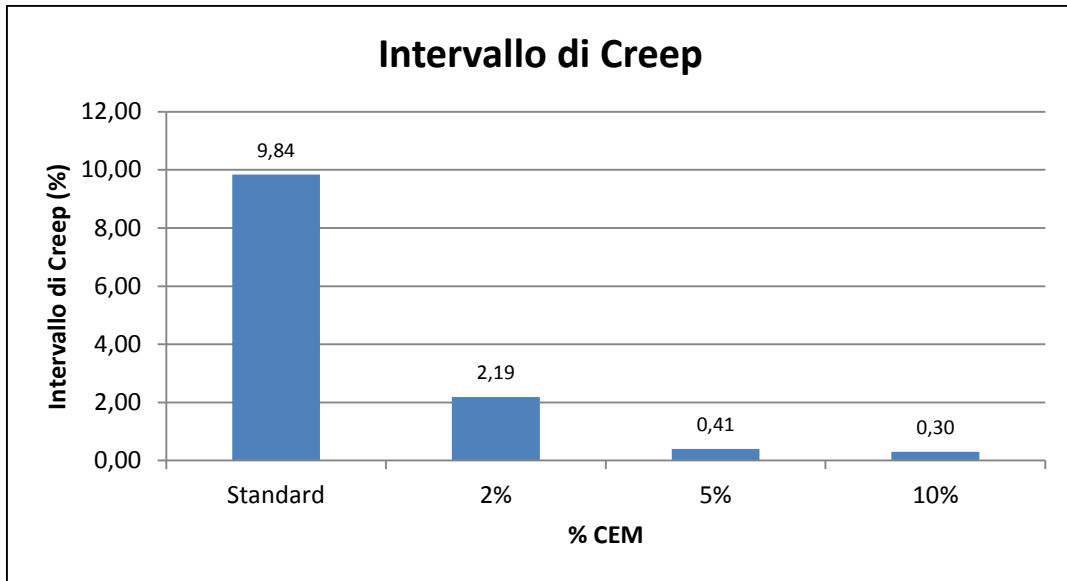


Grafico 22: andamento dell'intervallo di creep al variare della percentuale di cemento

Anche in questo caso, l'intervallo di creep subisce una significativa diminuzione del proprio valore. L'andamento delle curve, raggiunto un certo valore limite, si mantiene più o meno costante per il resto della prova, portando la curva ad avere un andamento quasi orizzontale. Dai valori espressi dall'intervallo di creep, si nota come l'aggiunta del 5% e del 10% di cemento nella miscela produca una diminuzione significativa del valore: i quantitativi di cemento che migliorano le prestazioni del conglomerato bituminoso sono il 5% e il 10%.

MODULO DI CREEP (MPa)	
STD	2,55
2%	6,03
5%	7,85
10%	9,35

Tabella 31: valori del modulo di creep CEM B con tempo di condizionamento di 7 giorni

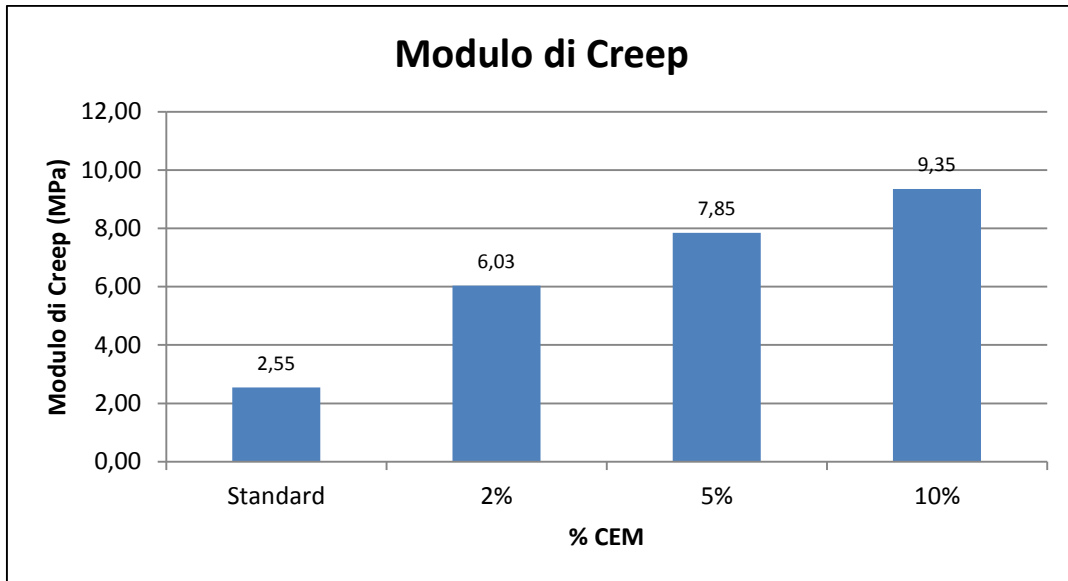


Grafico 23: andamento del modulo di creep al variare della percentuale di cemento

Per quanto riguarda il modulo di creep, si osserva che il valore cresce all'aumentare della percentuale di cemento aggiunta nella miscela. In conclusione la percentuale di filler che individua il miglior comportamento a deformazioni permanenti del conglomerato si è rivelata essere quella del 10%.

### Materiale B – 30 giorni

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)	
STD	3,97
2%	2,46
5%	1,44
10%	1,28

Tabella 32: valori di deformazione permanente CEM B con tempo di condizionamento di 30 giorni

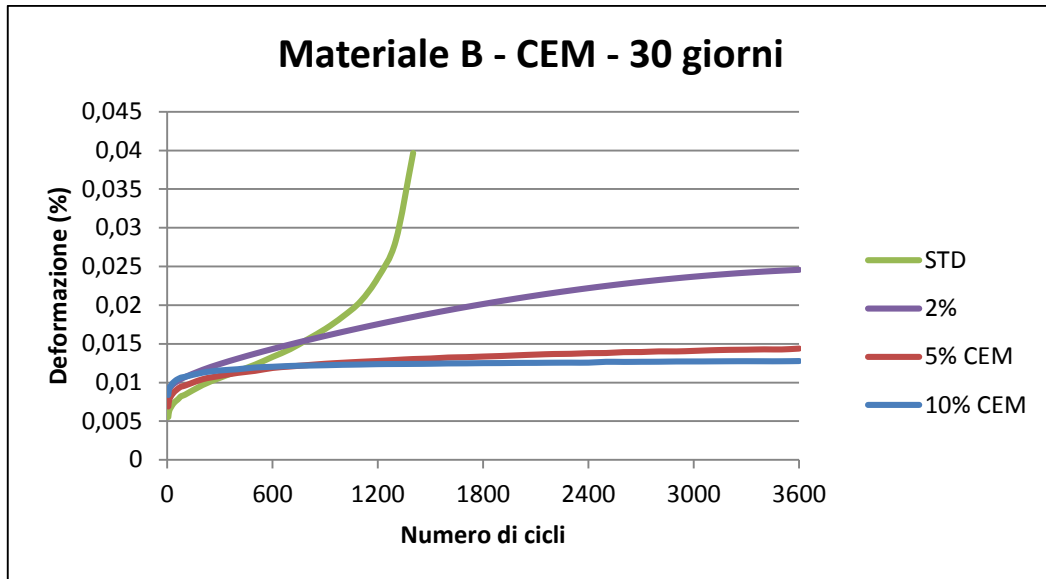


Grafico 24: deformazione permanente (%) con tempo di condizionamento di 30 giorni del CEM B

Il grafico 24 mostra l'andamento del materiale B rispetto alla deformazione permanente al variare della percentuale di cemento: si nota come l'incremento della percentuale migliori le prestazioni della miscela. In particolare, i valori più significativi riguardano il 5% e 10%, per i quali si ha una percentuale di deformazione permanente inferiore rispetto al 2%.

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )	
<b>STD</b>	6,70
<b>2%</b>	2,92
<b>5%</b>	0,67
<b>10%</b>	0,17

Tabella 33: valori di intervallo di creep CEM B con tempo di condizionamento di 30 giorni

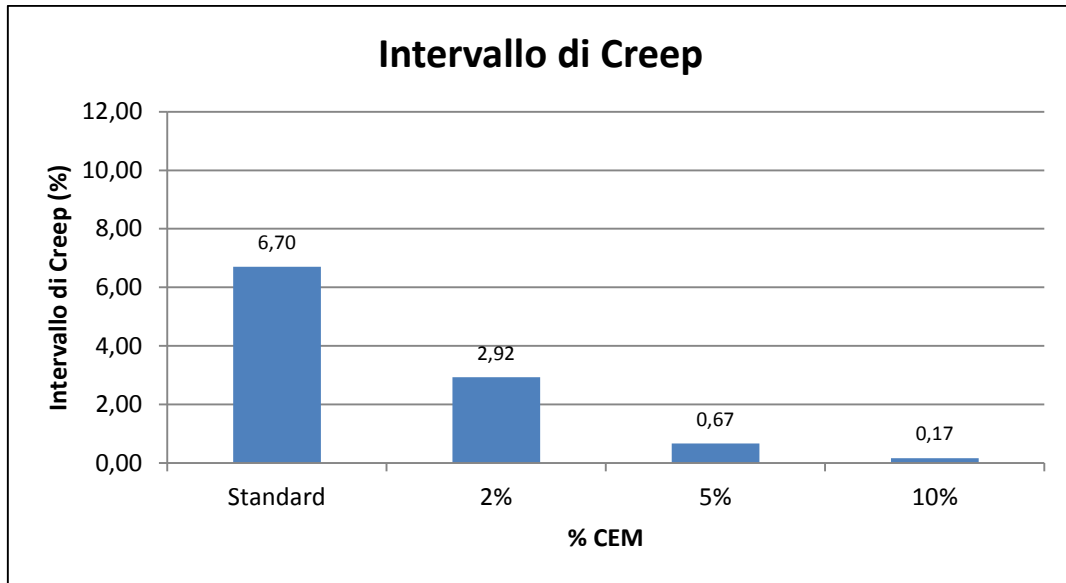


Grafico 25: andamento intervallo di creep al variare della percentuale di cemento

Anche per questa tipologia di miscela, l'impiego del cemento comporta una diminuzione significativa del valore dell'intervallo di creep, dimostrando che la deformazione permanente diminuisce con i quantitativi più alti di cemento.

MODULO DI CREEP (MPa)	
STD	2,52
2%	4,07
5%	6,95
10%	7,84

Tabella 34: valori modulo di creep CEM B con tempo di condizionamento di 30 giorni



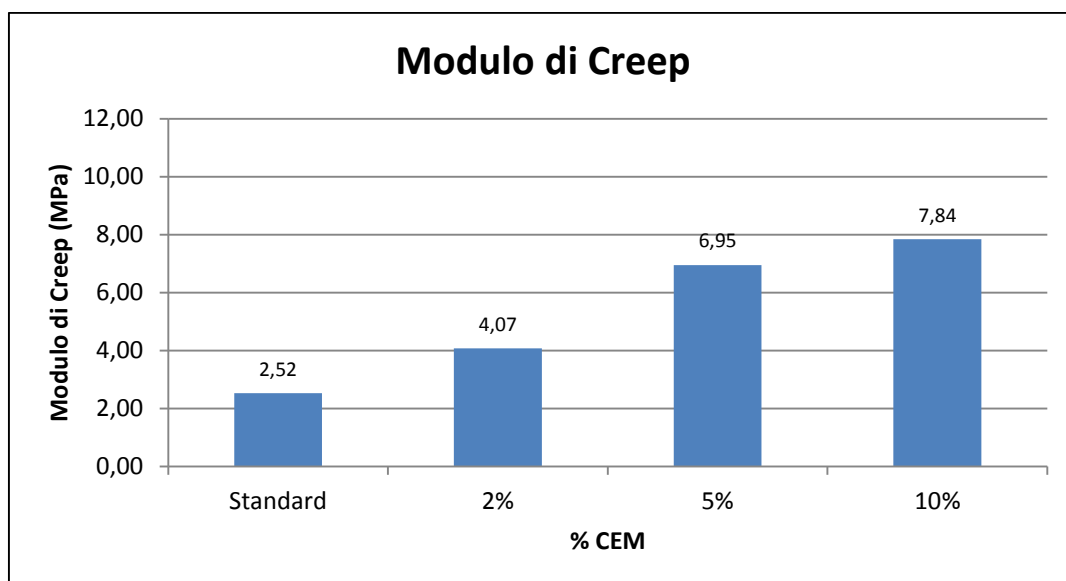


Grafico 26: andamento modulo di creep al variare della percentuale di bitume

Come per gli altri casi, anche il modulo di creep è influenzato dalla quantità di cemento introdotta della miscela bituminosa: i valori migliori si esprimono per una percentuale pari al 10% di filler.

#### 8.2.2.1. Confronto tra CEM

##### Confronto tra CEM A con tempi di condizionamento differenti

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)		
MATERIALE	7 giorni	30 giorni
STD	2,83	4,23
2%	1,83	1,31
5%	1,09	1,22
10%	0,75	0,93

Tabella 35: confronto deformazioni permanenti con tempi di condizionamento differenti del CEM A

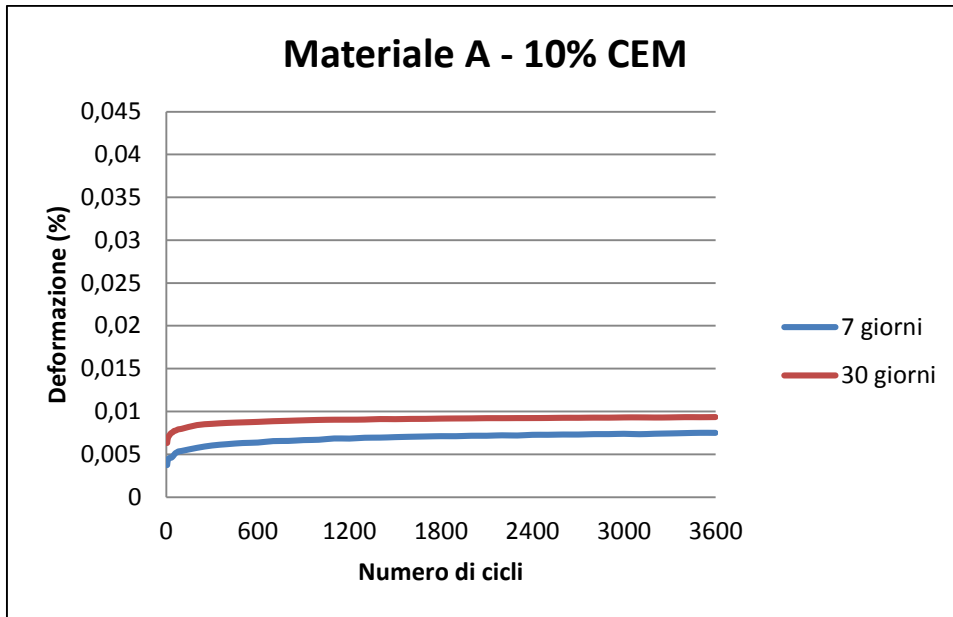


Grafico 27: confronto deformazione permanente con tempi di condizionamento differenti del 10% di CEM

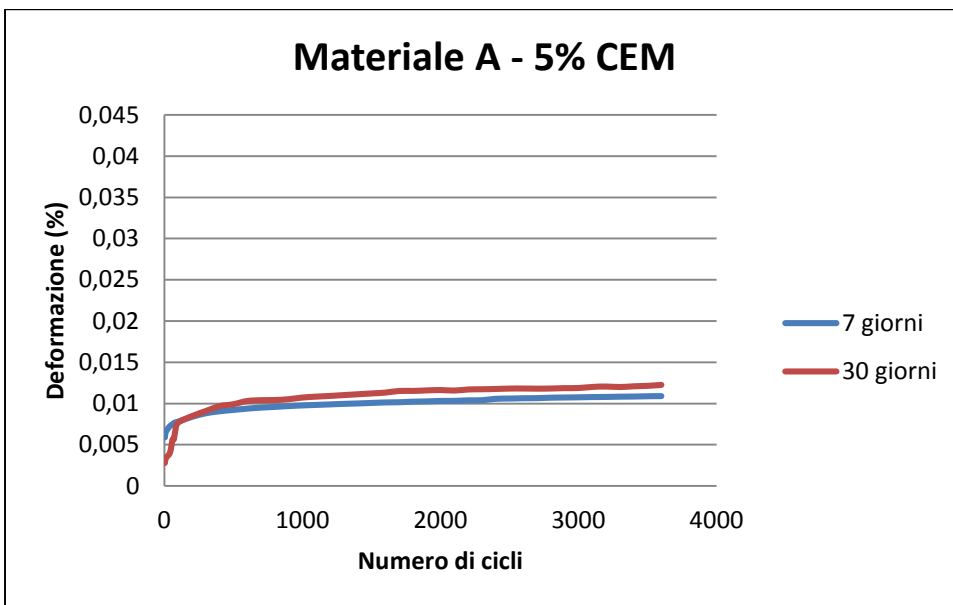


Grafico 28: confronto deformazione permanente con tempi di condizionamento differenti del 5% di CEM

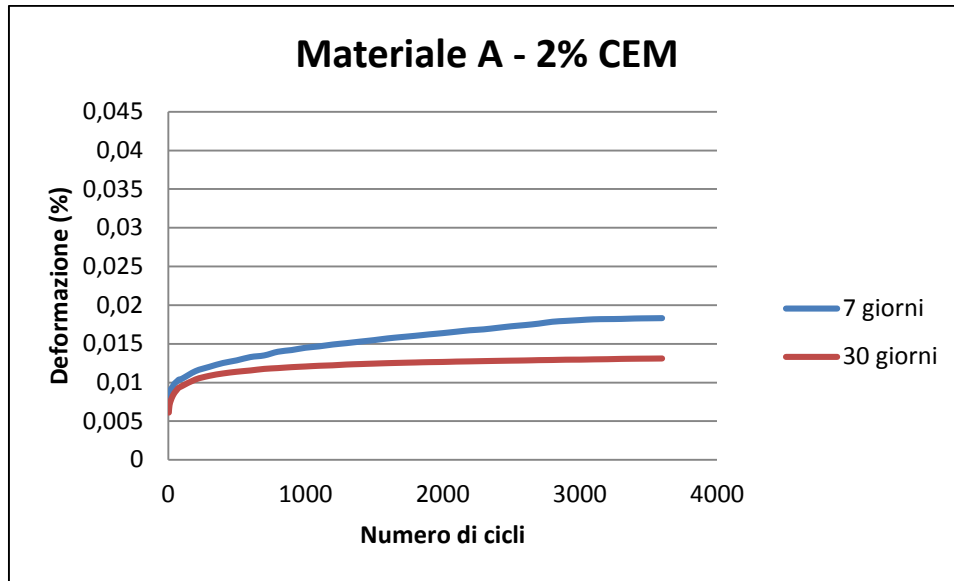


Gráfico 29: confronto deformazione permanente con tempi di condizionamento differenti del 2% di CEM

Confrontando le deformazioni permanenti, a parità di tipologia di conglomerato e di percentuale di cemento introdotta, si può osservare come l'andamento delle curve risulti essere abbastanza simile per tutte le tipologie di materiale. La variazione del tempo di condizionamento non incide in maniera significativa sul comportamento dei diversi conglomerati bituminosi. Si può notare che, fatta eccezione per il caso con il 2% di cemento, l'accumulo di deformazione permanente risulta essere di poco maggiore per i materiali che sono stati condizionati per più tempo (30 giorni): questa considerazione rispecchia il comportamento dei materiali nelle loro condizioni standard (STD). La differenza comunque tra le due è minima e si può affermare che i conglomerati bituminosi hanno il medesimo comportamento al variare del tempo di condizionamento.

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )		
MATERIALE	7 giorni	30 giorni
STD	6,25	11,52
2%	1,41	0,37
5%	0,42	0,56
10%	0,28	0,13

Tabella 36: confronto intervalli di creep CEM A al variare del tempo di condizionamento

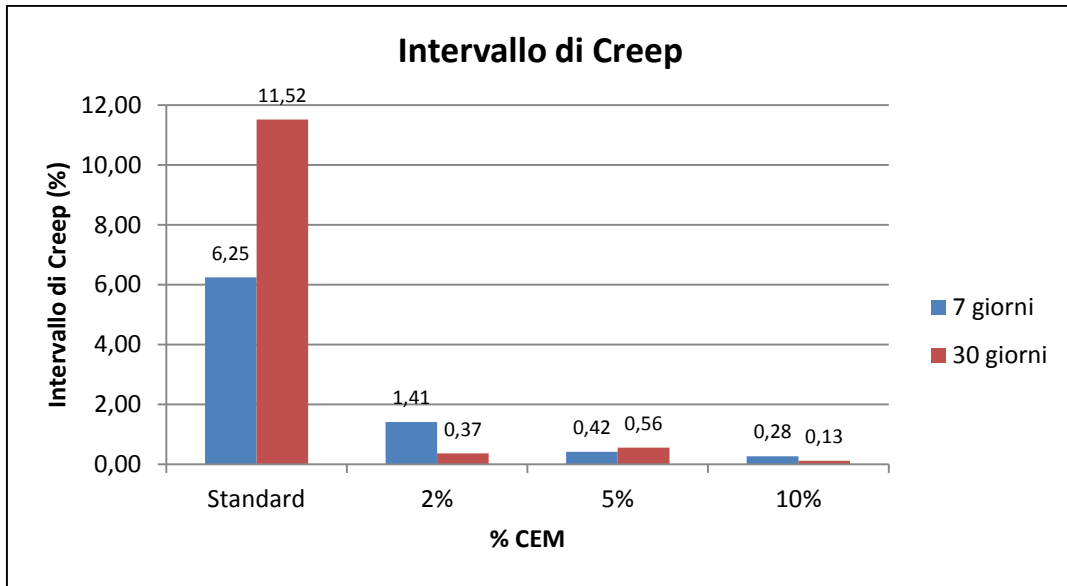


Grafico 30: confronto intervalli di creep al variare del tempo di condizionamento

Dal grafico 30 si osserva che, per i conglomerati bituminosi con cemento, il valore dell'intervallo di creep risulta avere un andamento simile al variare del tempo di condizionamento: i valori, a parità di tipologia di conglomerato, non variano in maniera significativa.

MODULO DI CREEP (MPa)		
MATERIALE	7 giorni	30 giorni
STD	3,54	2,37
2%	5,46	7,63
5%	9,17	8,17
10%	13,35	10,71

Tabella 37: confronto modulo di creep CEM A al variare del tempo di condizionamento

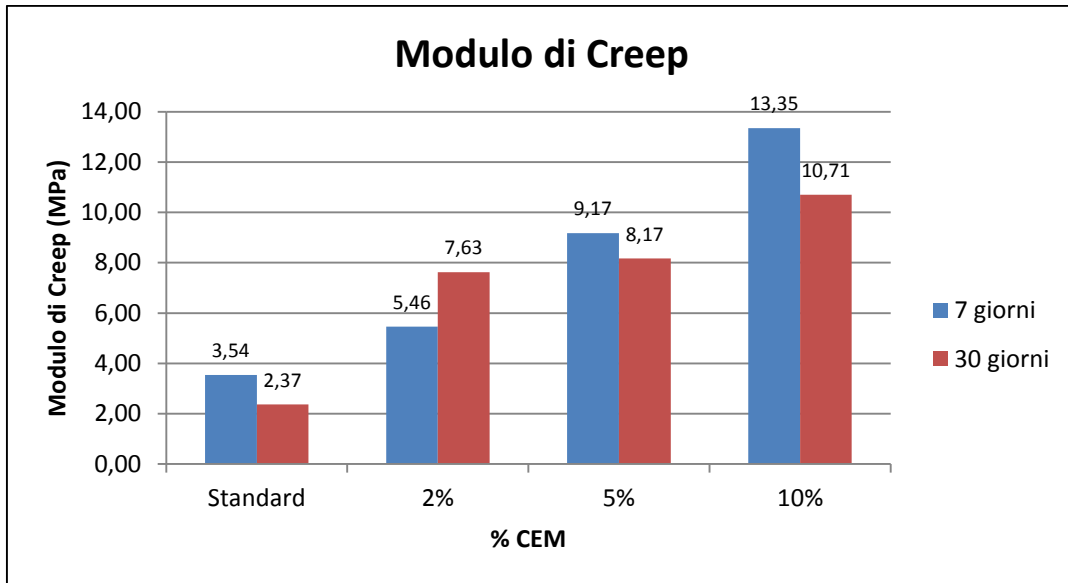


Grafico 31: confronto modulo di creep al variare del tempo di condizionamento

Nel grafico 31, si può osservare come il modulo di creep non subisca variazioni molto significative al variare del tempo di condizionamento: tuttavia si può notare la tendenza ad avere valori maggiori del modulo nel caso di condizionamento a 7 giorni.

#### Confronto tra CEM B con tempi di condizionamento differenti

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)		
MATERIALE	7 giorni	30 giorni
STD	3,93	3,97
2%	1,66	2,46
5%	1,27	1,44
10%	1,07	1,28

Tabella 38: confronto deformazioni permanenti con tempi di condizionamento differenti del CEM B

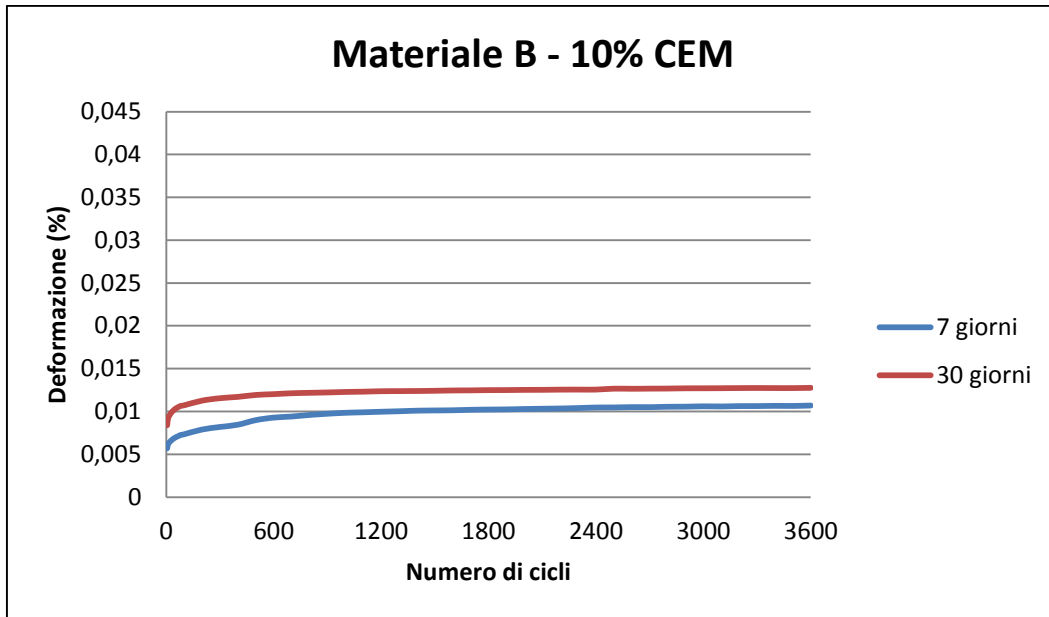


Grafico 32: confronto deformazione permanente con tempi di condizionamento differenti del 10% di CEM B

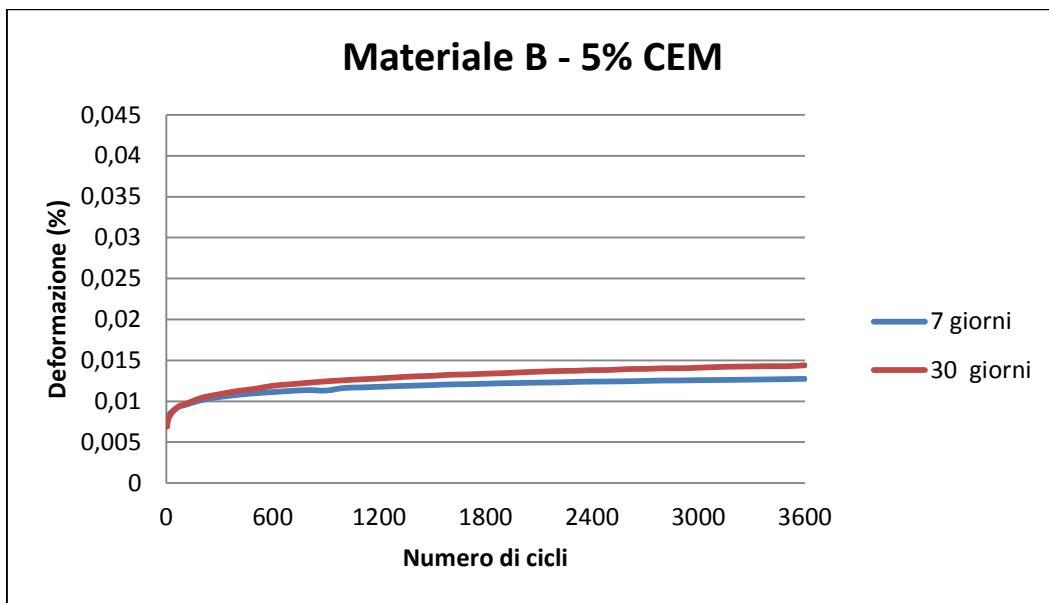


Grafico 33: confronto deformazione permanente con tempi di condizionamento differenti del 5% di CEM B

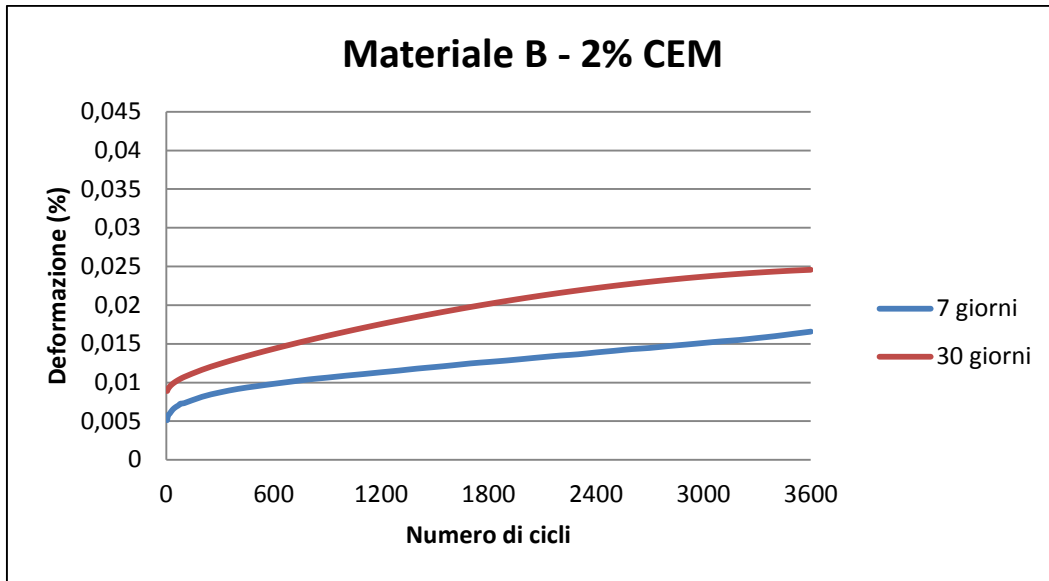


Grafico 34: confronto deformazione permanente con tempi di condizionamento differenti del 2% di CEM B

Dai grafici 32, 33 e 34 si può osservare come, per il materiale B, l'andamento delle deformazioni permanenti al variare del tempo di condizionamento non vari in maniera significativa. Si possono fare però due considerazioni: in tutte le diverse tipologie di conglomerato bituminoso le deformazioni permanenti sono maggiori per tempi di condizionamento pari a 30 giorni (linea rossa) rispetto ai materiali con tempi di condizionamento di 7 giorni (linea blu). Inoltre si nota che, all'aumentare della percentuale di filler impiegato nella miscela, il comportamento dei materiali tenda ad essere il medesimo al variare del tempo di condizionamento: la differenza tra le deformazioni permanenti a 7 e 30 giorni tende a diminuire con l'aumentare della percentuale di cemento.

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )		
MATERIALE	7 giorni	30 giorni
STD	9,84	6,70
2%	2,19	2,92
5%	0,41	0,67
10%	0,30	0,17

Tabella 39: confronto intervallo di creep al variare del tempo di condizionamento

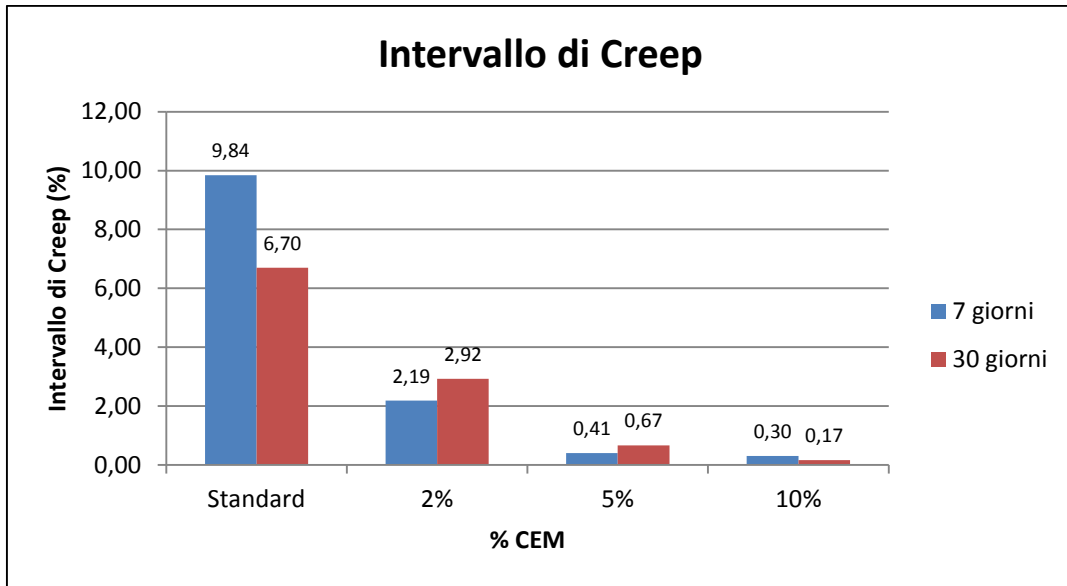


Grafico 35: confronto intervallo di creep al variare del tempo di condizionamento del CEM B

Nella tabella 39 e nel grafico 35 si osservano i valori dell'intervallo di creep: i valori, al variare del tempo di condizionamento, risultano essere molto simili. Non vi sono particolari variazioni tra i 7 e i 30 giorni di condizionamento.

MODULO DI CREEP (MPa)		
MATERIALE	7 giorni	30 giorni
STD	2,55	2,52
2%	6,03	4,07
5%	7,85	6,95
10%	9,35	7,84

Tabella 40: confronto modulo di creep al variare del tempo di condizionamento del CEM B



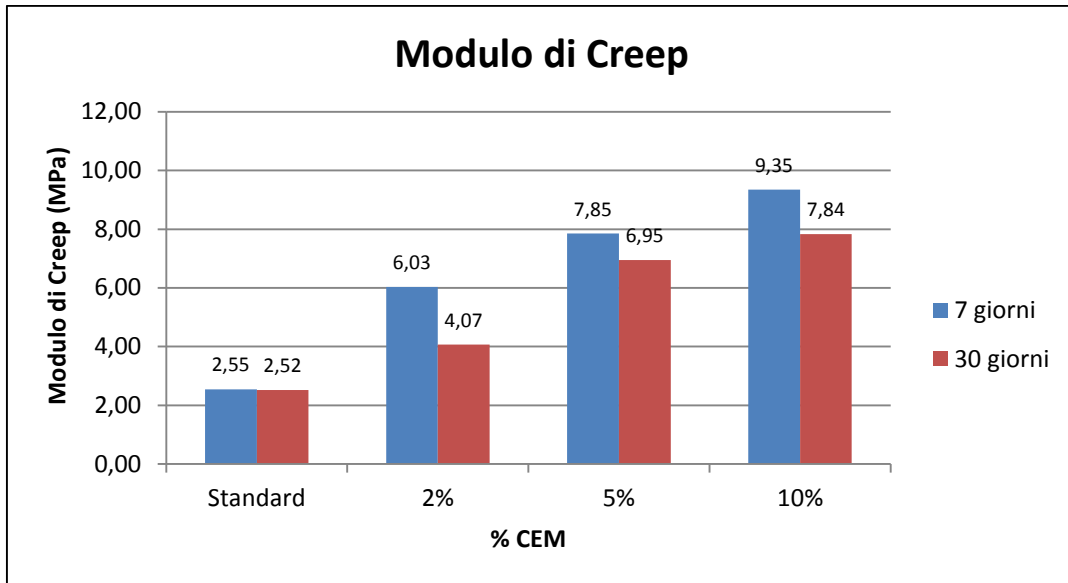


Grafico 36: confronto modulo di creep al variare del tempo di condizionamento del CEM B

Seppure i valori del modulo di creep dei campioni condizionati a 7 giorni risultino migliori rispetto a quelli condizionati a 30 giorni, in generale i valori non variano in maniera significativa al variare del tempo di condizionamento

### Confronto tra CEM A e CEM B

Tempo di condizionamento: 7 giorni

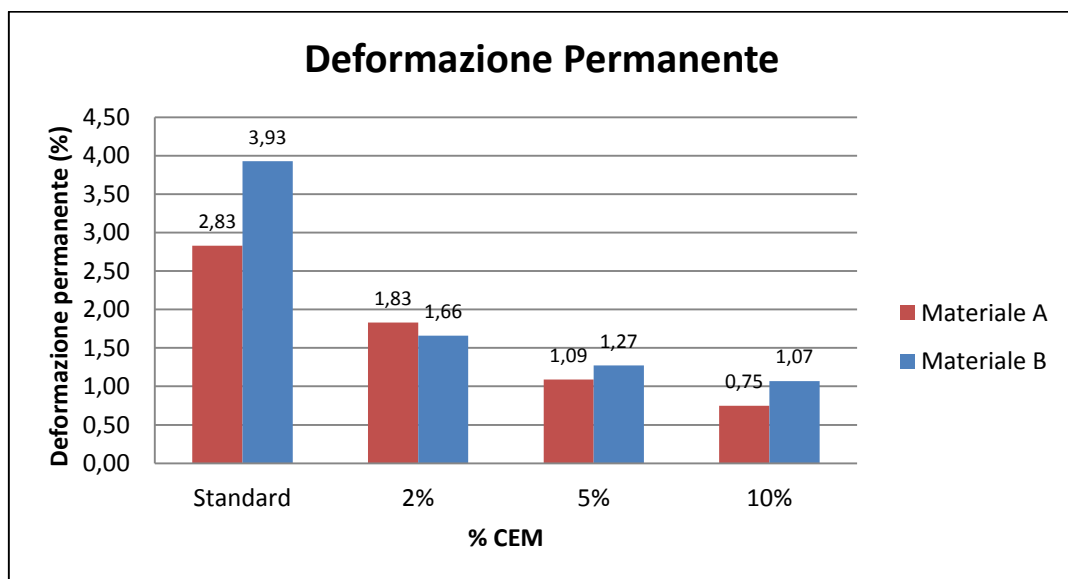


Grafico 37: confronto deformazione permanente tra CEM A e CEM B

Il grafico 37 ci permette di confrontare il valore di deformazione permanente tra le diverse tipologie di conglomerati bituminosi con l'aggiunta di filler, a parità di tempo di condizionamento (7 giorni). Si osserva come i valori di deformazione per le miscele con cemento siano abbastanza simili: questo comporta che i due materiali hanno tendenzialmente il medesimo comportamento. Si può notare, comunque, che il materiale B (con maggior fluidificante all'interno della miscela) risulta essere in generale maggiormente deformabile.

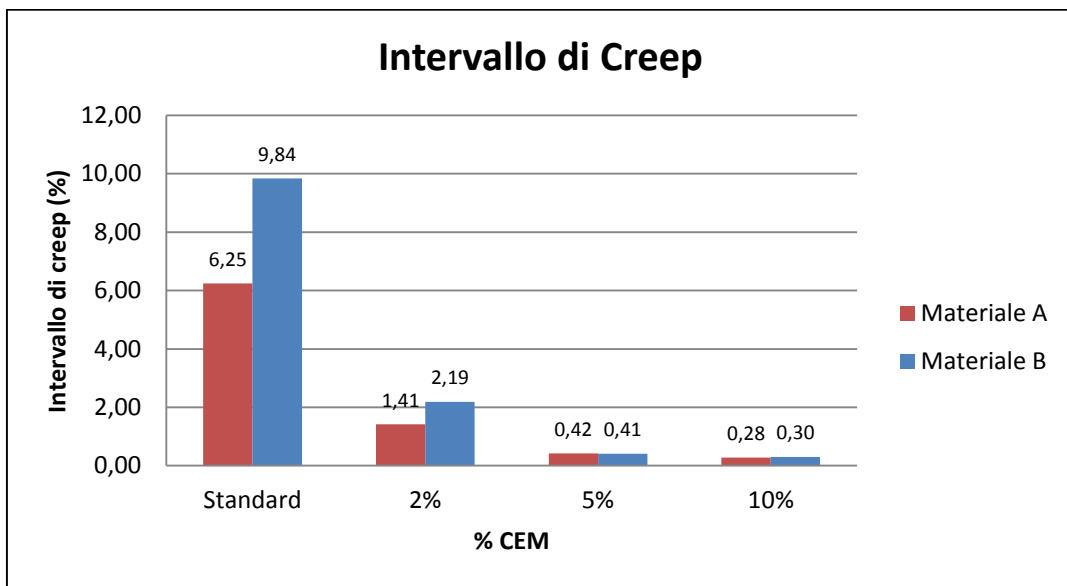


Grafico 38: confronto intervallo di creep tra CEM A e CEM B

Dal grafico 38, relativo all'intervallo di creep, si nota come i materiali A e B presentano un comportamento simile: maggiore è la percentuale di cemento impiegata, minore è la differenza tra i due materiali e maggiore sarà l'andamento costante della curva di deformazione permanente.

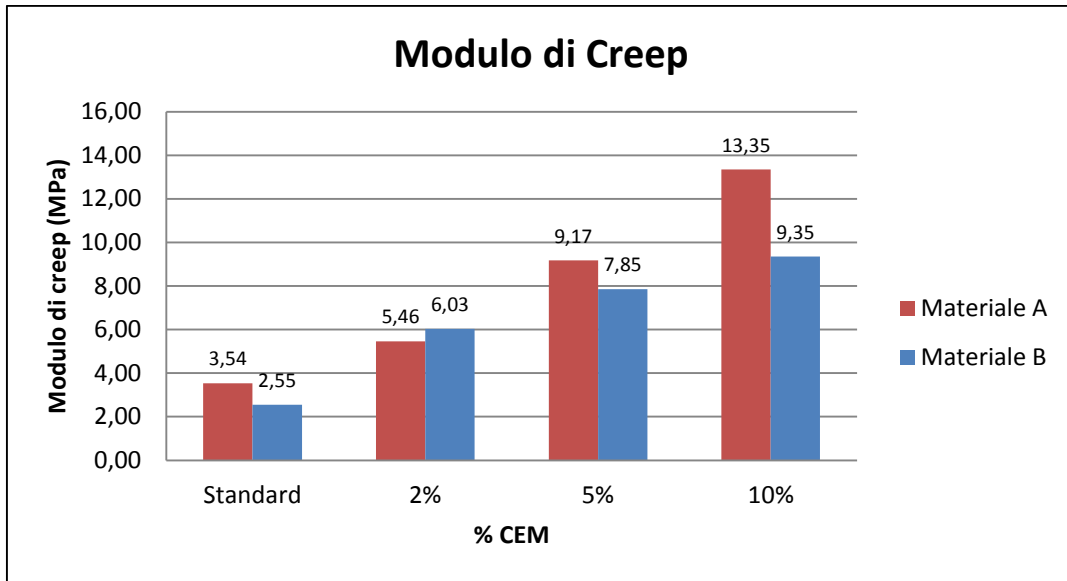


Grafico 39: confronto modulo di creep tra CEM A e CEM B

Il modulo di creep risulta essere abbastanza simile per entrambi i materiali: tendenzialmente il valore del modulo è maggiore per i conglomerati bituminosi composti dal materiale A (Grafico 39).

Tempo di condizionamento: 30 giorni

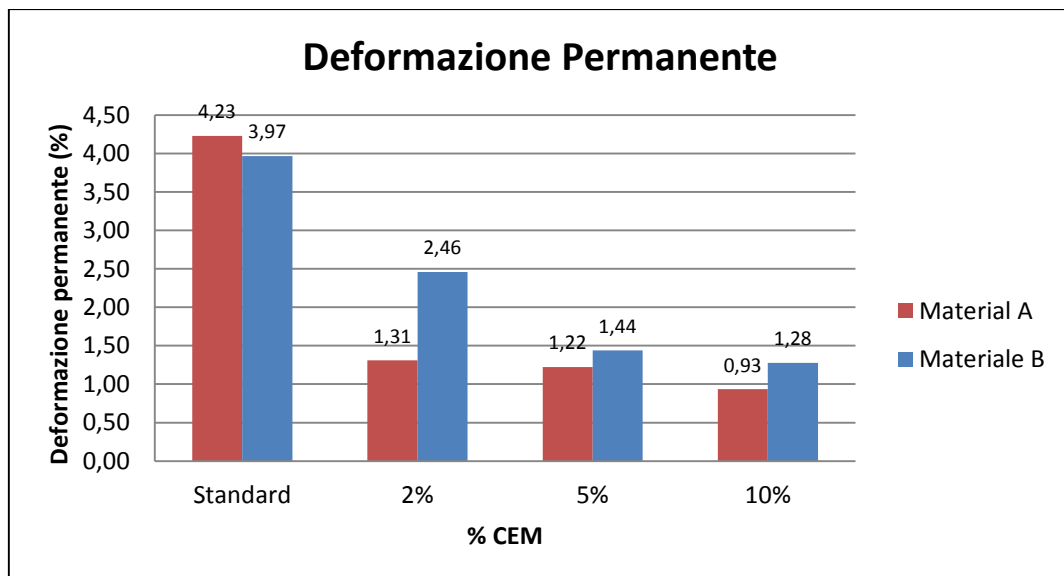


Grafico 40: confronto deformazione permanente tra CEM A e CEM B

Dal grafico 40 si possono osservare i valori di deformazione permanente per i diversi conglomerati bituminosi al variare della percentuale di cemento introdotta nella miscela: il materiale A ha una maggiore resistenza alla deformazione rispetto al materiale B, sebbene, all'aumentare della percentuale di filler, i due materiali tendano ad avere il medesimo comportamento.

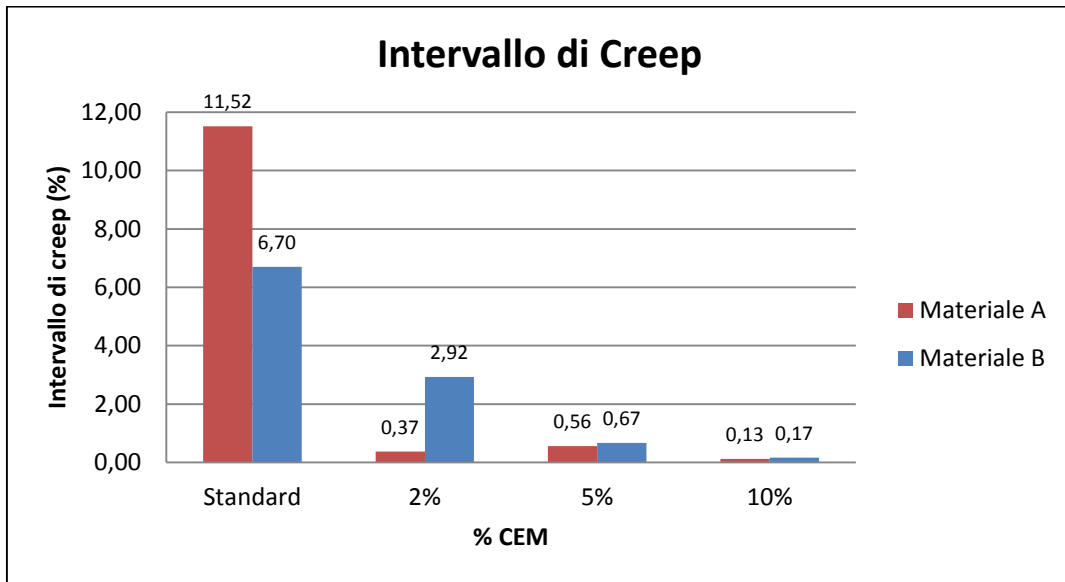


Grafico 41: confronto intervallo di creep tra CEM A e CEM B

La differenza tra i valori dell'intervallo di creep dei due materiali tende a diminuire all'aumentare della percentuale di cemento inserito all'interno della miscela bituminosa: i valori dell'intervallo diminuiscono in maniera molto significativa all'aumentare della percentuale di filler (Grafico 41).

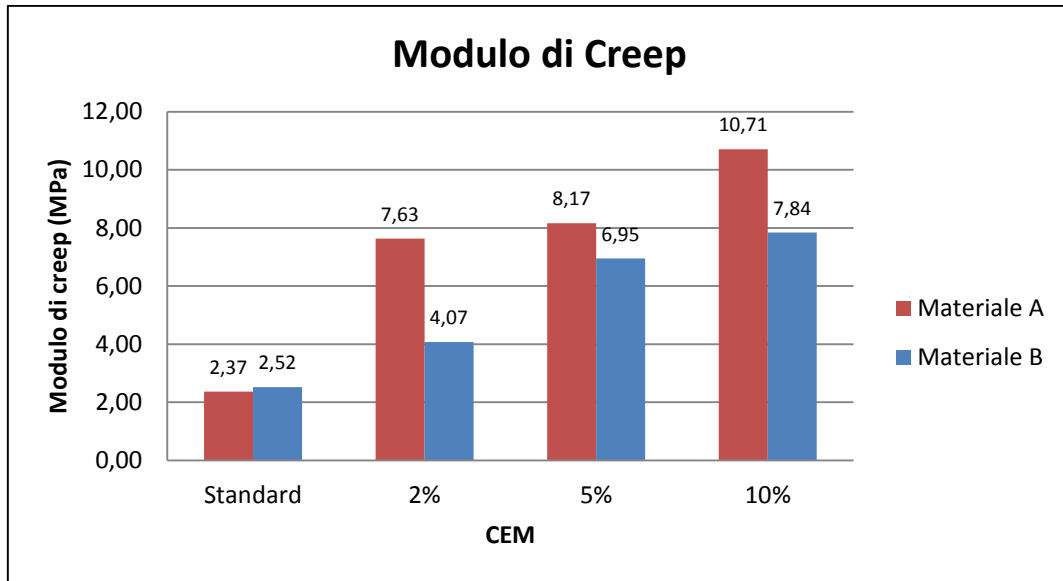


Grafico 42: confronto modulo di creep tra CEM A e CEM B

Dal grafico 42 si osserva come i valori del modulo aumentano all'aumentare della percentuale di filler impiegato nella miscela: tra i due materiali vi è una differenza abbastanza significativa del valore del modulo a favore del materiale A.

### 8.2.3. Conglomerato bituminoso con nanomateriale (NAN)

#### Materiale A

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)	
STD	2,83
2%	1,62
5%	0,84
10%	0,28

Tabella 35: valori di deformazione permanente NAN A

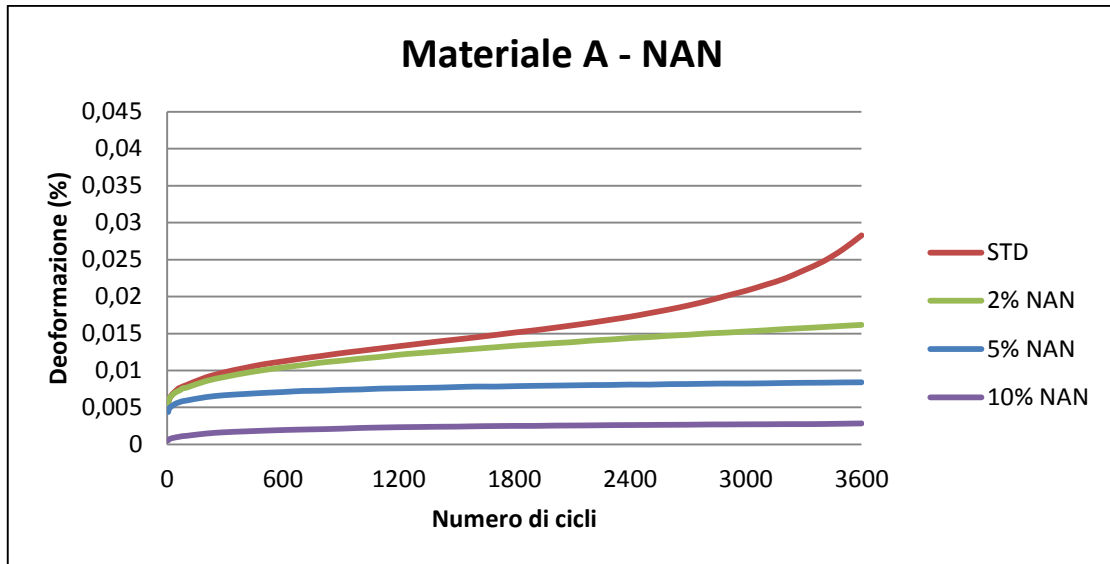


Grafico 43: deformazione permanente al variare della percentuale di nanomateriale

Per quanto riguarda il comportamento del conglomerato bituminoso con aggiunta di nanomateriale, si può osservare dal grafico 43 come, anche con questo additivo, all'aumentare della percentuale di nanomateriale inserito nella miscela, la deformazione permanente del materiale diminuisce in maniera significativa: l'impiego del 10% di nanomateriale comporta una diminuzione drastica della deformazione. In questo caso è significativa anche la differenza di valori riscontrati nell'intervallo tra il 5% e il 10%. La condizione migliore quindi risulta essere quella con la maggiore quantità di nanomateriale.

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )	
STD	6,25
2%	1,68
5%	0,34
10%	0,28

Tabella 36: valori di intervallo di creep NAN A

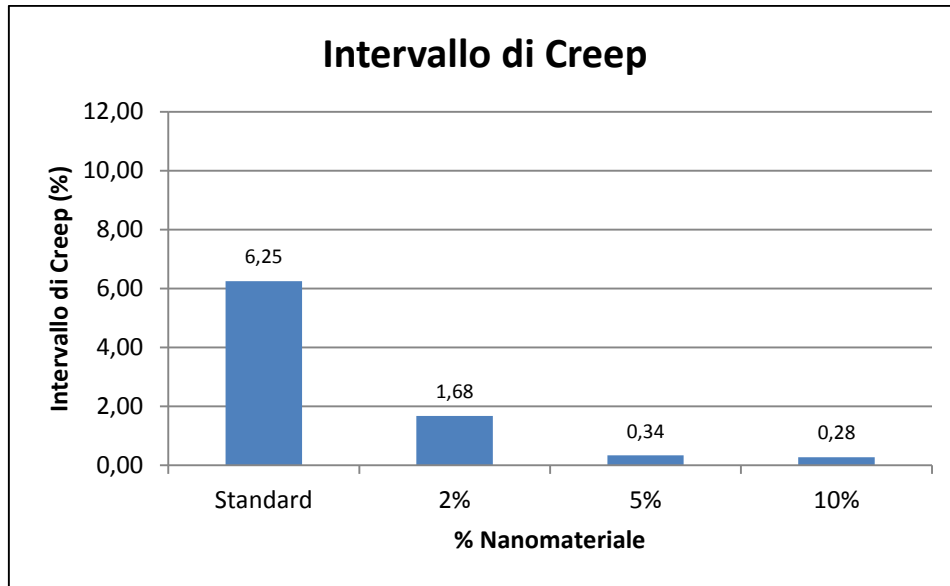


Grafico 44: andamento intervallo di creep al variare della percentuale di nanomateriale

Per quanto riguarda l'intervallo di creep, il valore tende a diminuire all'aumentare della percentuale di additivo impiegato. Si osserva come tra il 5% e il 10% non si ha una variazione significativa del valore, quindi per l'intervallo di creep si può considerare come valore migliore l'impiego del 10% di nanomateriale (grafico 44).

MODULO DI CREEP (MPa)	
STD	3,54
2%	6,18
5%	11,90
10%	13,35

Tabella 37: valori modulo di creep NAN A

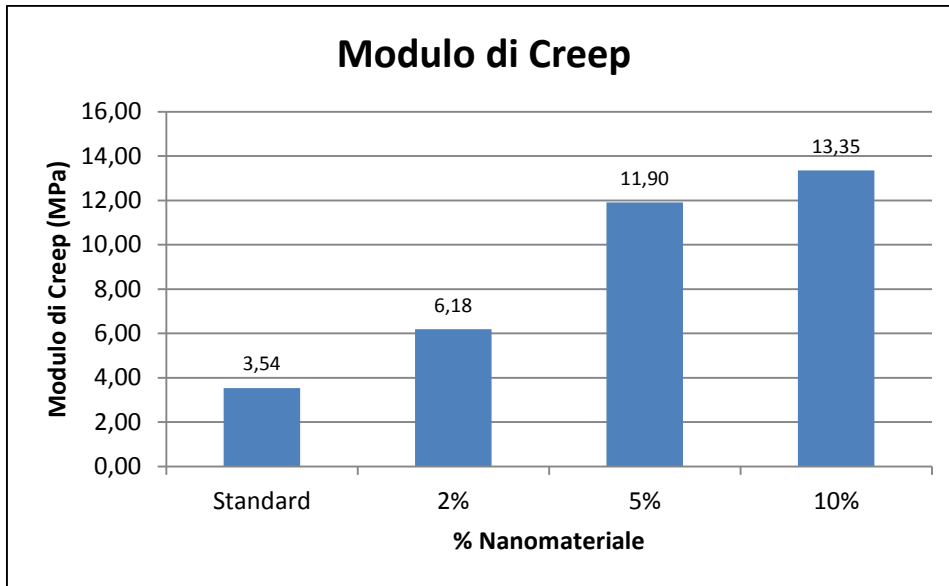


Grafico 45: andamento modulo di creep al variare della percentuale di materiale

Il modulo di creep tende ad aumentare al crescere della percentuale di nanomateriale: i valori aumentano in maniera significativa fino al 5% per poi mantenersi abbastanza simili anche per il 10% di additivo (Grafico 45).

### Materiale B

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)	
STD	3,93
2%	1,37
5%	0,83
10%	0,78

Tabella 38: valori di deformazione permanente NAN B



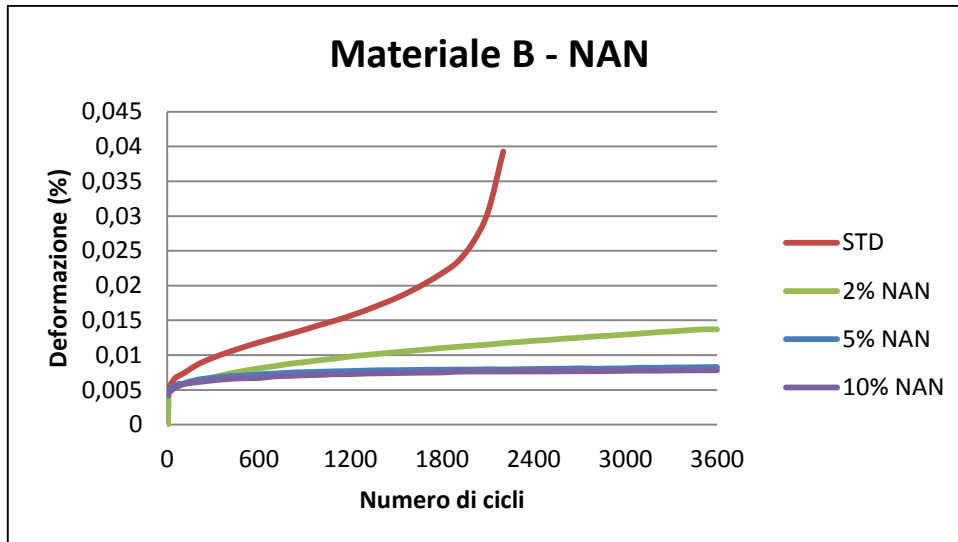


Grafico 46: deformazione permanente al variare della percentuale di nanomateriale

Nel grafico 46, la deformazione permanente diminuisce con l'aumento di additivo impiegato nella miscela: la diminuzione di deformazione è significativa con il solo utilizzo del 2% di nanomateriale. Raggiunto il 5% di additivo, non si ha un'ulteriore diminuzione della deformazione: le curve con il 5% e il 10% assumono un andamento molto simile.

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )	
STD	9,84
2%	1,62
5%	0,24
10%	0,23

Tabella 39: valori di intervallo di creep NAN B

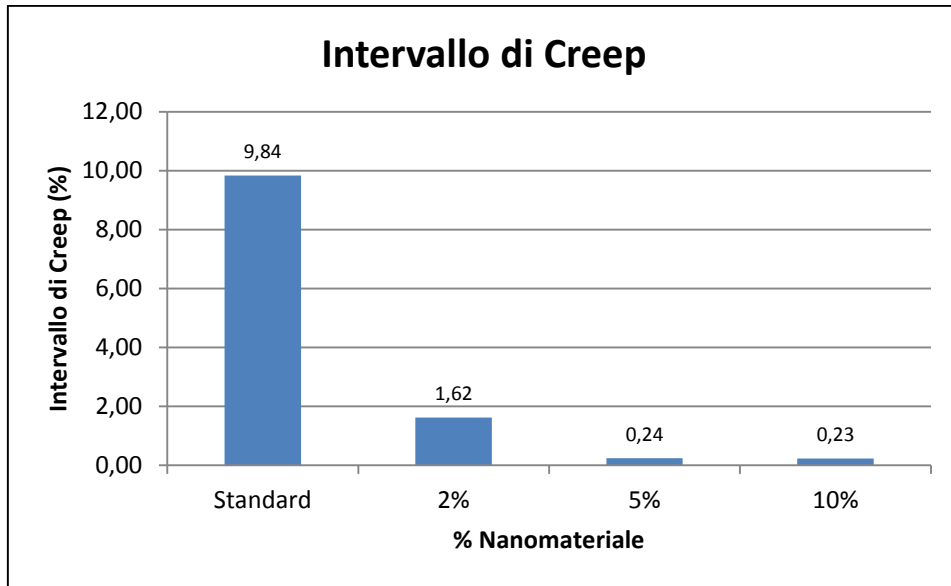


Grafico 47: andamento intervallo di creep al variare della percentuale di nanomateriale

L'intervallo di creep diminuisce significativamente all'aumentare della percentuale di nanomateriale impiegato (Grafico 47).

MODULO DI CREEP (MPa)	
STD	2,55
2%	7,30
5%	12,07
10%	12,78

Tabella 40: valori modulo di creep NAN B

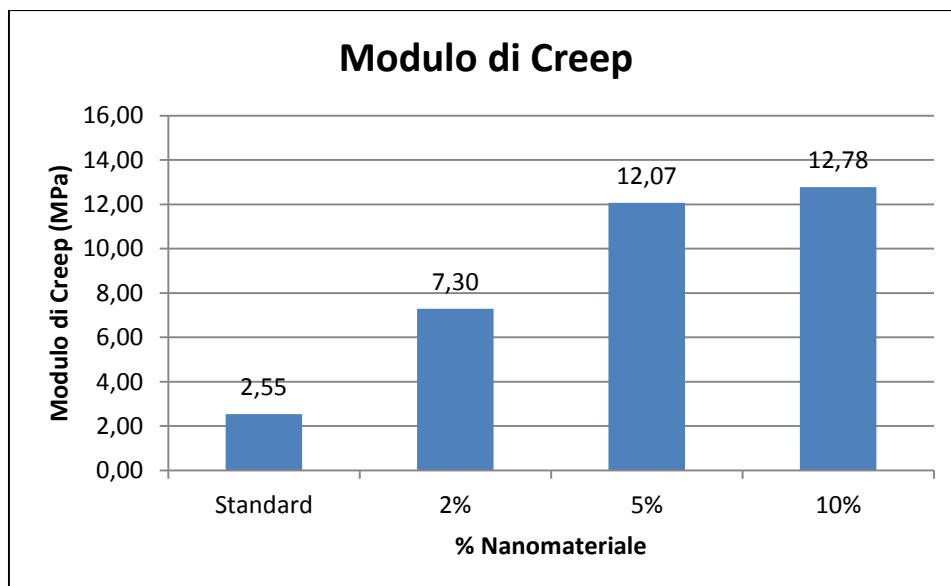


Grafico 48: andamento modulo di creep al variare percentuale di bitume

Come negli altri casi, il modulo di creep aumenta con la percentuale di additivo impiegato: il modulo raggiunge valori attorno ai 12 MPa già con il 5% di nanomateriale e rimane simile anche nel caso del 10%. Si può notare però che la percentuale che riserva il migliore risultato è quella pari al 10% (Grafico 48).

### 8.2.3.1. Confronto NAN

#### Confronto tra NAN A e NAN B

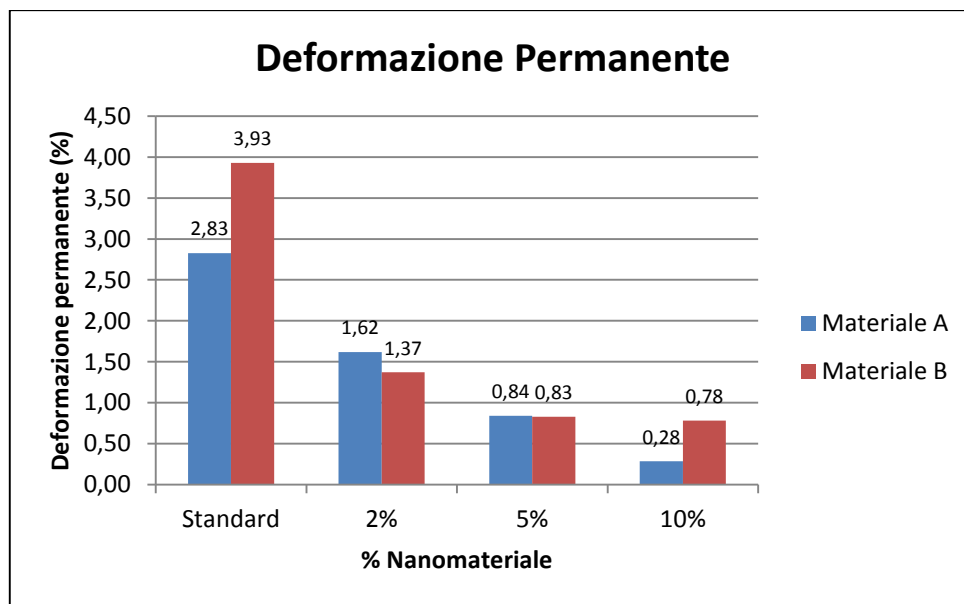


Grafico 49: confronto deformazioni permanenti tra NAN A e NAN B

Il grafico 49 mostra i diversi valori delle deformazioni permanenti a seconda della tipologia della miscela bituminosa considerata: si osserva che per entrambi i materiali (A e B) è evidente una diminuzione della deformazione all'aumentare della percentuale di additivo impiegato. I due materiali additivati non presentano differenze significative nei valori di deformazione permanenti.

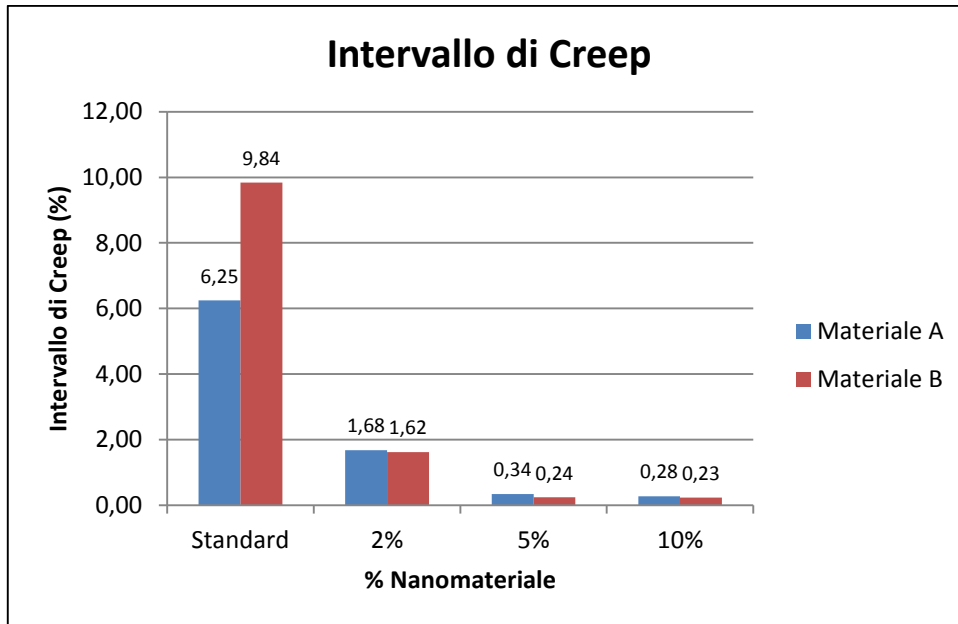


Grafico 50: confronto intervallo di creep tra NAN A e NAN B

L'intervallo di creep per le due tipologie di materiali, con l'aggiunta dei nanomateriali, non presenta differenze significative: dall'impiego del 2% del materiale fino al 10% i valori tendono a diminuire, ma per entrambi i materiali sono molto simili (Grafico 50).

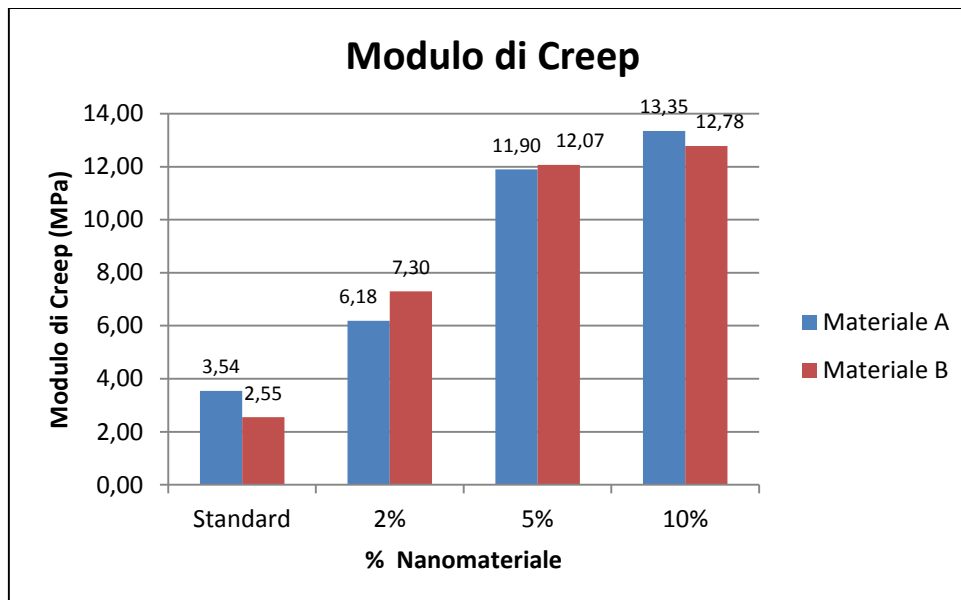


Grafico 51: confronto modulo di creep tra NAN A e NAN B

Anche per quanto riguarda il modulo di creep (Grafico 51), il comportamento dei due materiali, una volta aggiunto il nanomateriale all'interno della miscela, risulta avere un andamento simile dal

punto di vista dei risultati ottenuti. Come per tutte le prove si osserva un aumento del valore del modulo all'aumentare della percentuale di additivo presente nel conglomerato.

#### 8.2.4. Conglomerato bituminoso con cellulosa (CEL)

##### Materiale A

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)	
STD	2,83
2%	2,62
5%	2,21
10%	1,86

Tabella 41: valori di deformazione permanente CEL A

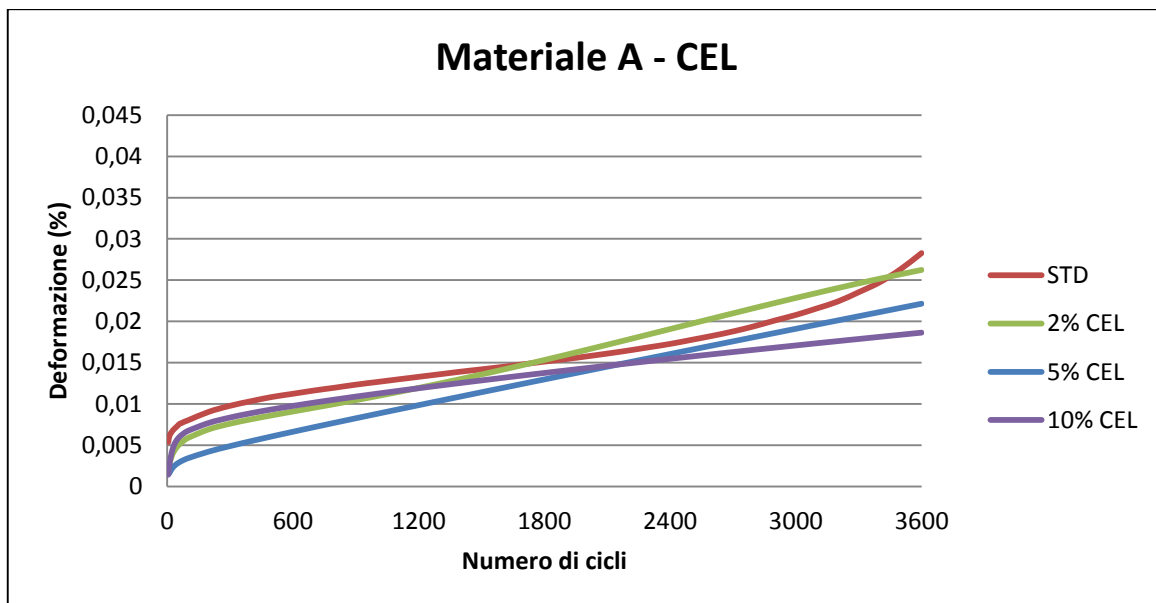


Grafico 52: deformazione permanente al variare della percentuale di cellulosa

Il conglomerato bituminoso con l'inserimento nella miscela di fibre di cellulosa migliora la propria resistenza alla deformazione permanente ma, rispetto ai casi precedenti, i valori di deformazione rimangono abbastanza elevati. L'impiego della cellulosa non sembra quindi condurre a un miglioramento significativo dell'accumulo di deformazione permanente (Grafico 52).

<b>INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 (<math>\mu\epsilon</math>)</b>	
<b>STD</b>	6,25
<b>2%</b>	5,95
<b>5%</b>	5,12
<b>10%</b>	2,81

Tabella 42: valori di intervallo di creep CEL A

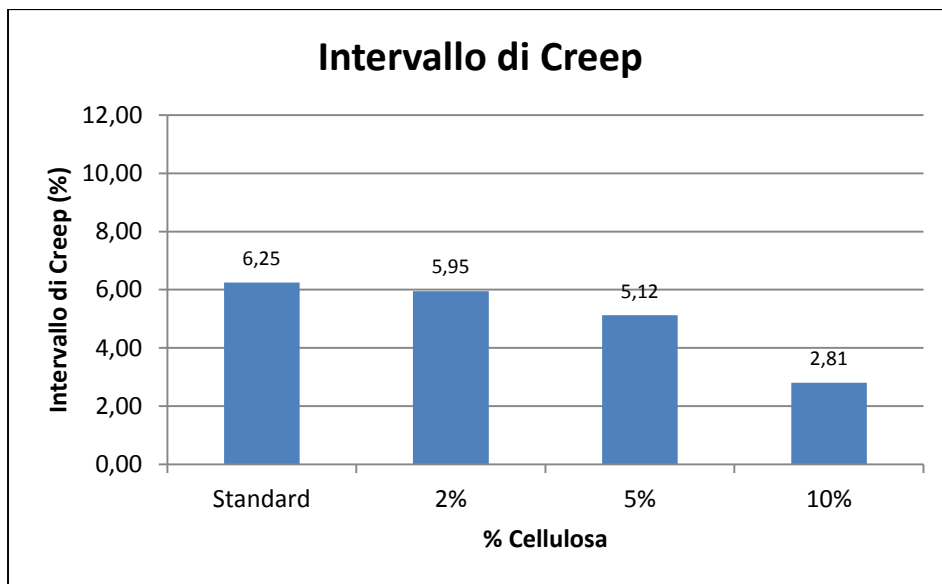


Grafico 53: intervallo di creep al variare della percentuale di cellulosa

I valori dell'intervallo di creep (Grafico 53) non si modificano in maniera significativa, se non con l'impiego del 10% di cellulosa: in ogni caso, rispetto agli altri additivi impiegati, il valore dell'intervallo di creep rimane comunque abbastanza elevato, (infatti la curva del Grafico 52 rimane abbastanza elevata).

<b>MODULO DI CREEP (MPa)</b>	
<b>STD</b>	3,54
<b>2%</b>	3,81
<b>5%</b>	4,52
<b>10%</b>	5,37

Tabella 43: valori del modulo di creep CEL A

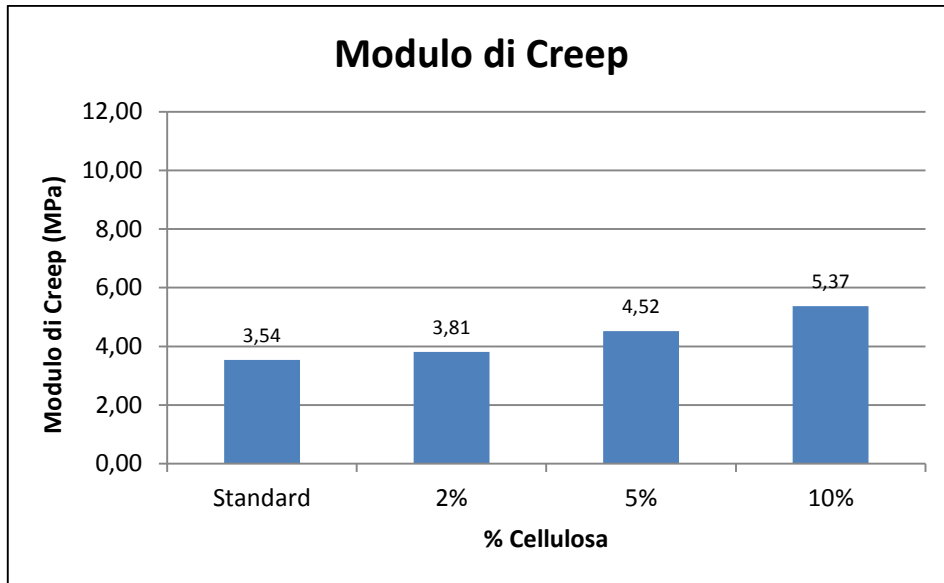


Grafico 54: modulo di creep al variare della percentuale di cellulosa

Il modulo di creep (Grafico 54), al variare della percentuale di additivo impiegato, non si modifica in maniera significativa: assume comunque valore massimo con il 10% di cellulosa.

### Materiale B

DEFORMAZIONE PERMANENTE $\epsilon_n$ (%)	
<b>STD</b>	3,93
<b>2%</b>	3,94
<b>5%</b>	3,66
<b>10%</b>	3,17

Tabella 44: valori di intervallo di creep CEL B

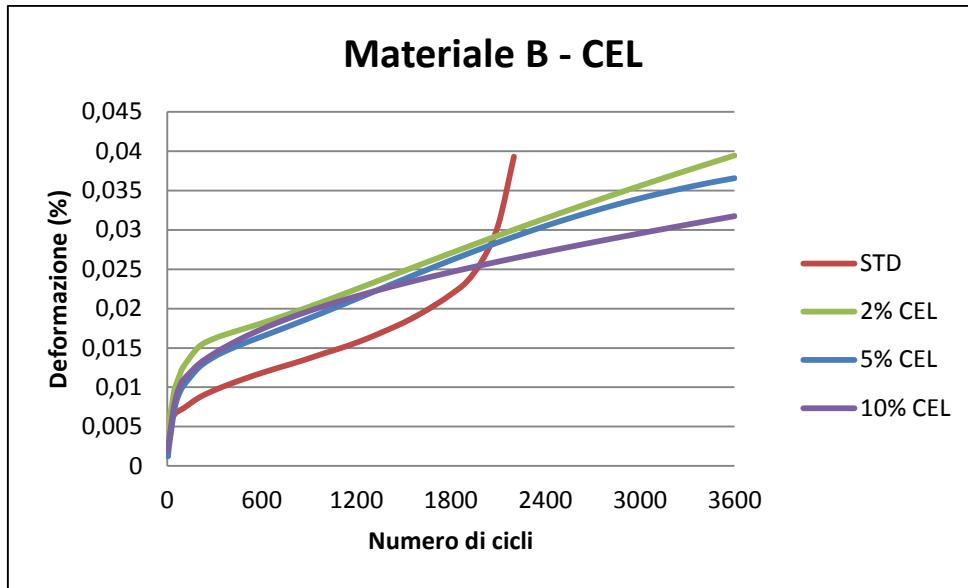


Grafico 55: deformazione permanente al variare della percentuale di cellulosa

Il conglomerato bituminoso con l'aggiunta di fibre di cellulosa incrementa la capacità di resistenza alla deformazione, ma i valori dell'accumulo di deformazione permanente rimangono alti e non vi è un miglioramento significativo rispetto al comportamento della miscela standard. In ogni caso, il comportamento migliore si nota con il 10% di fibra di cellulosa (Grafico 55).

INTERVALLO DI CREEP 1200-3600 ( $\mu\epsilon$ )	
STD	9,84
2%	7,07
5%	6,39
10%	4,24

Tabella 45: valori intervallo di creep CEL B



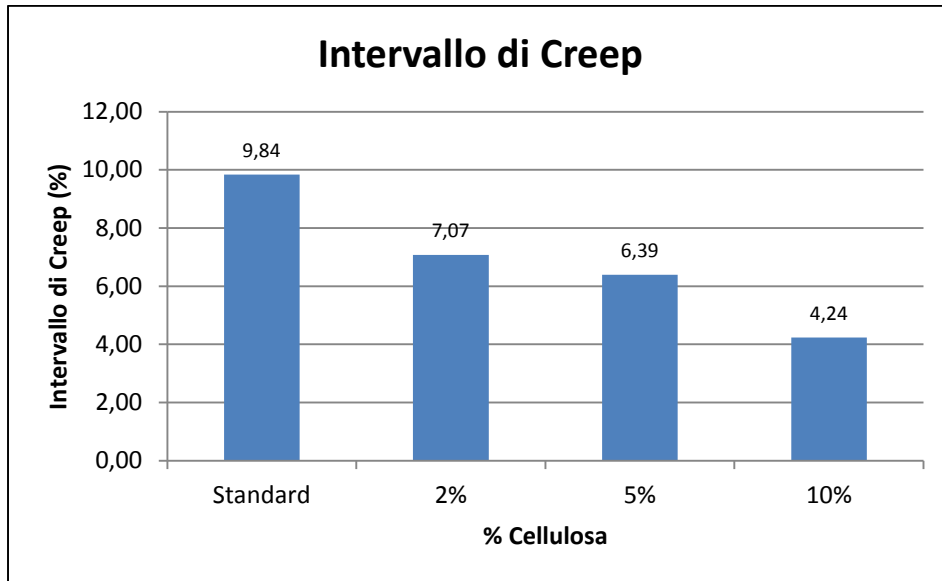


Grafico 56: intervallo di creep al variare della percentuale di cellulosa

L'intervallo di creep (Grafico 56) diminuisce con l'aumento della percentuale di fibre di cellulosa impiegata: il valore di intervallo subisce un calo abbastanza significativo, ma in generale i valori rimangono comunque alti.

MODULO DI CREEP (MPa)	
STD	2,55
2%	2,54
5%	2,74
10%	3,15

Tabella 46: valori modulo di creep

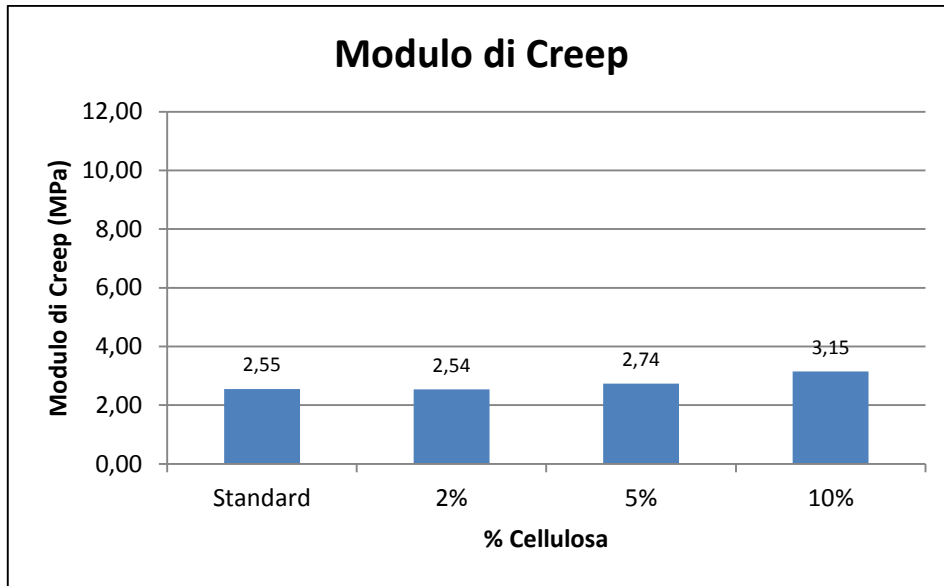


Grafico 57: modulo di creep al variare della percentuale di cellulosa

Dal grafico 57 si nota che il valore del modulo di creep non aumenta con la percentuale di fibre di cellulosa impiegate, ma rimane pressoché costante per tutte le tipologie di conglomerato considerate.

#### 8.2.4.1. Confronto CEL

##### Confronto tra CEL A e CEL B

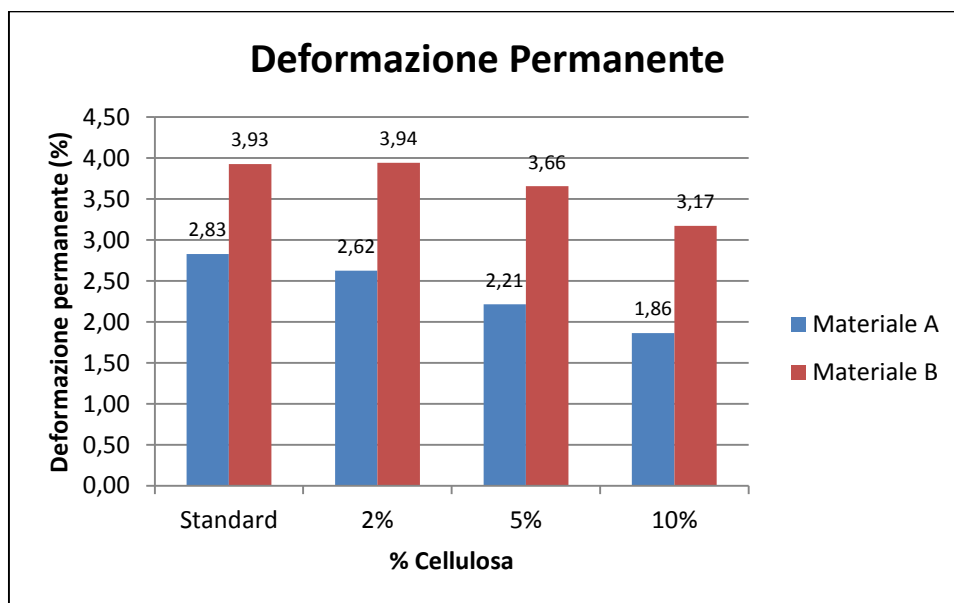


Grafico 58: confronto deformazione permanente tra CEL A e CEL B

L'istogramma nel Grafico 58 mostra come l'introduzione delle fibre di cellulosa come additivo nel conglomerato bituminoso non incida in maniera significativamente sulla diminuzione dell'accumulo di deformazione permanente, sebbene vi sia una diminuzione dei valori all'aumentare della percentuale di fibre di cellulosa impiegate. Confrontando le due tipologie di materiale (A e B) si nota che mantengono due comportamenti distinti: il materiale B risulta subire un accumulo maggiore di deformazione rispetto al materiale A, anche con la presenza delle fibre di cellulosa.

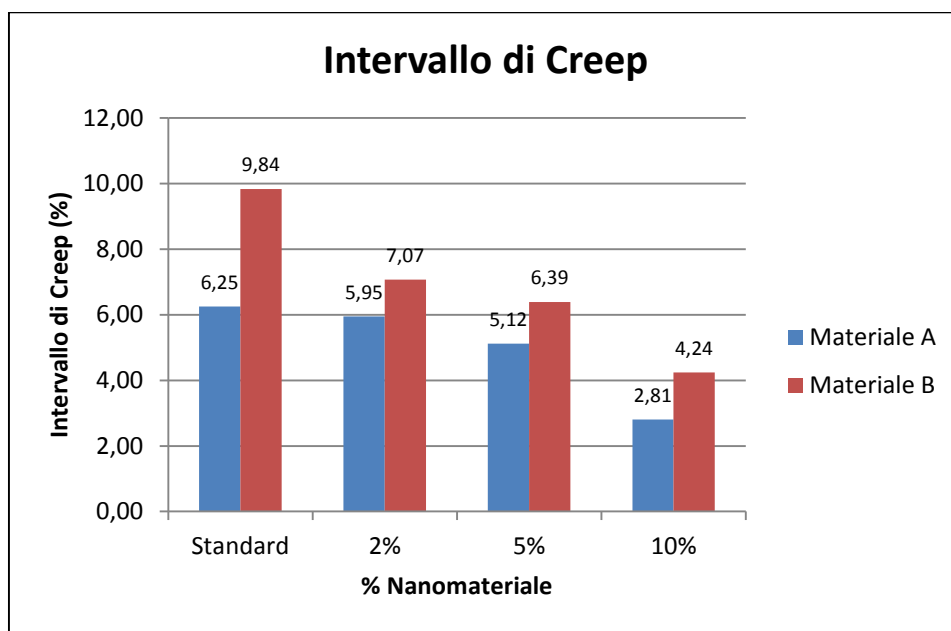


Grafico 59: confronto intervallo di creep tra CEL A e CEL B

Il fatto che il materiale B rimanga più deformabile rispetto al materiale A si verifica anche osservando i valori dell'intervallo di creep presenti nel grafico 59: sono presenti valori di modulo più alti per il materiale contenente più fluidificante. L'incremento della percentuale di fibre di cellulosa comporta in entrambi i casi una diminuzione del valore dell'intervallo che comunque rimane su valori abbastanza alti.

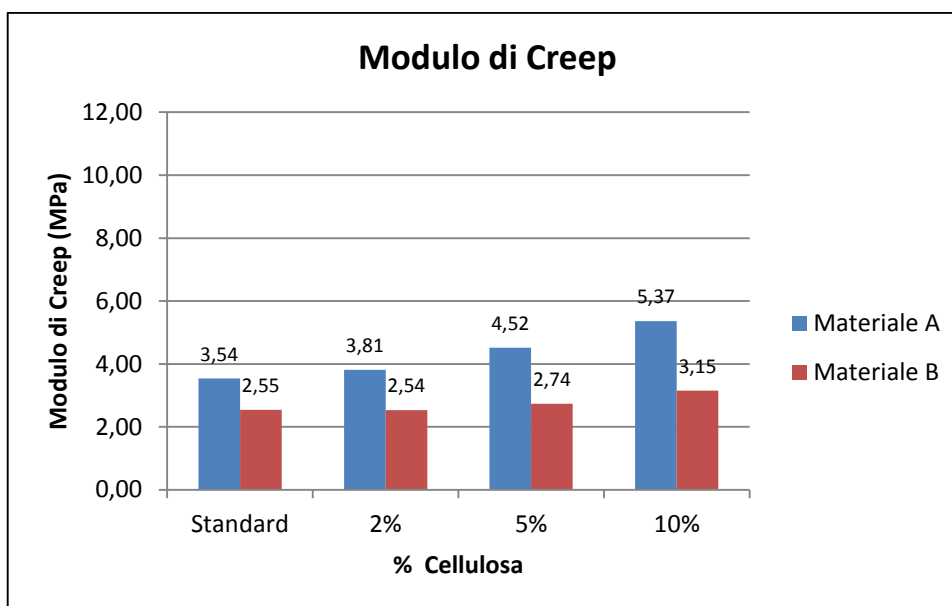


Grafico 60: confronto modulo di creep tra CEL A e CEL B

Il modulo di creep (Grafico 60) risulta essere differente per le due tipologie di materiale: il materiale A presenta valori superiori rispetto al B e la percentuale di fibre di cellulosa introdotta nella miscela non influenza i valori determinati in maniera significativa.

In conclusione, si può notare che le fibre di cellulosa non consentono di migliorare le prestazioni meccaniche del conglomerato bituminoso a freddo, rispetto agli altri additivi (come si vedrà nel paragrafo successivo), confermando l'andamento generale: il materiale A ha una performance migliore del materiale B.

### 8.2.5. Confronto tra conglomerati bituminosi con diverse tipologie di additivi

Per avere omogeneità nei risultati, il confronto tra conglomerati bituminosi con diverse tipologie di additivi viene effettuato per materiali con il medesimo tempo di condizionamento (7 giorni). Il confronto verrà effettuato per entrambe le tipologie di materiale (A e B) e considerando la medesima quantità in percentuale di additivo impiegato. Di seguito vengono riportati i grafici che individuano l'accumulo di deformazione permanente, l'intervallo di creep e il modulo di creep. Per ciascun grafico vi sono delle brevi considerazioni che verranno poi anche riportate nel capitolo finale delle conclusioni.

Materiale A

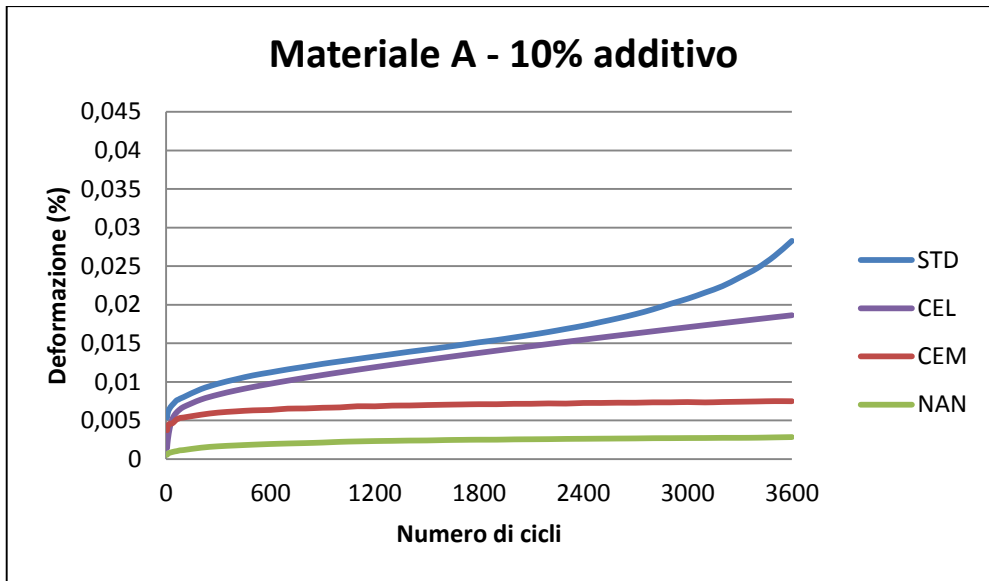


Grafico 61: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

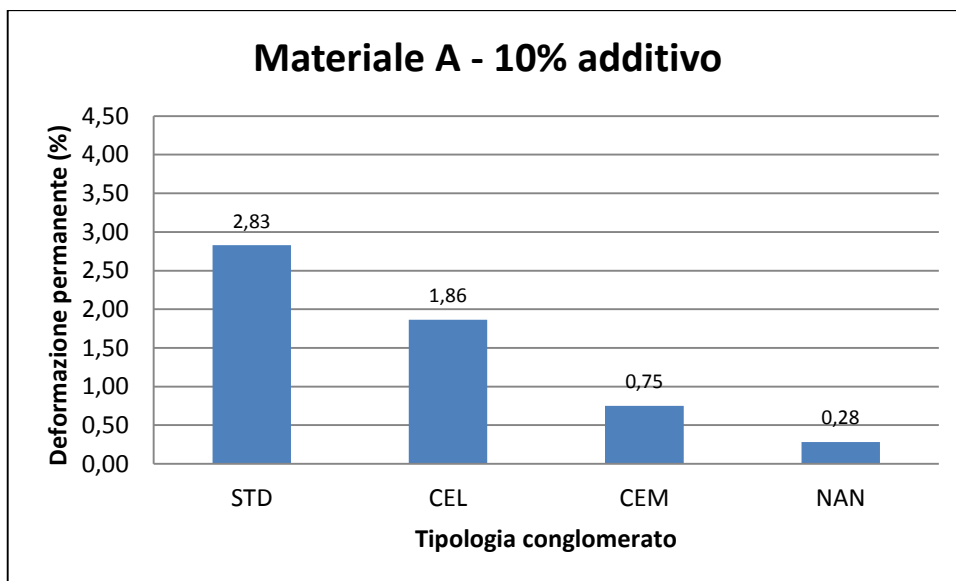


Grafico 62: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Nei Grafici 61 e 62 vengono riportati gli andamenti delle deformazioni permanenti per conglomerati che sono stati modificati con il 10% di additivo (STD escluso). Si osserva come a parità di quantità di additivo, il materiale che meglio incide sulle prestazioni della miscela è il nanomateriale: grazie ad esso il conglomerato bituminoso acquista una elevata resistenza alla deformazione permanente. L'additivo meno performante sono le fibre di cellulosa.

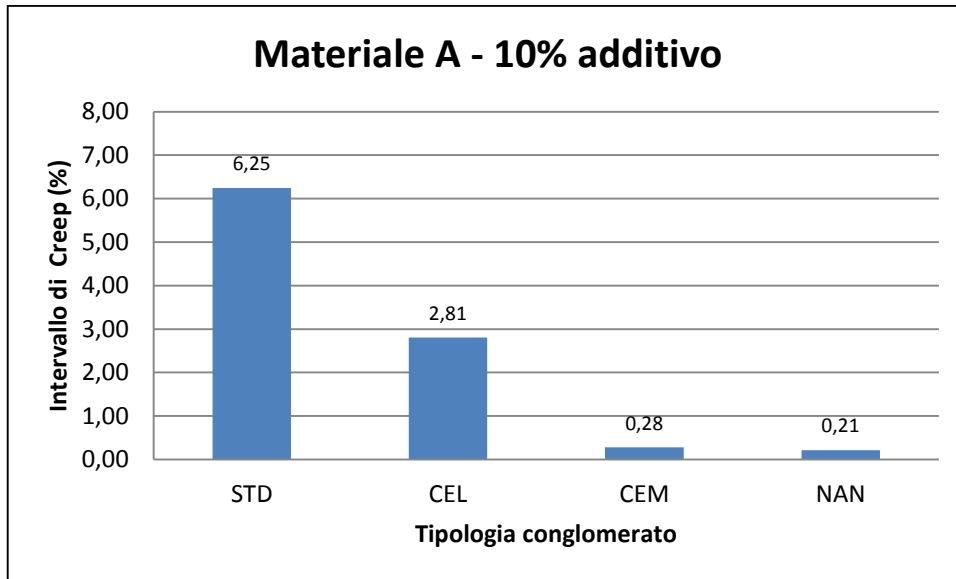


Grafico 63: confronto intervallo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Per quanto riguarda l'andamento dell'intervallo di creep, si nota che i materiali che meglio incidono su questo parametro sono il cemento e il nanomateriale: entrambi fanno diminuire in maniera evidente il valore dell'intervallo e comportano un minore accumulo di deformazione permanente (Grafico 61).

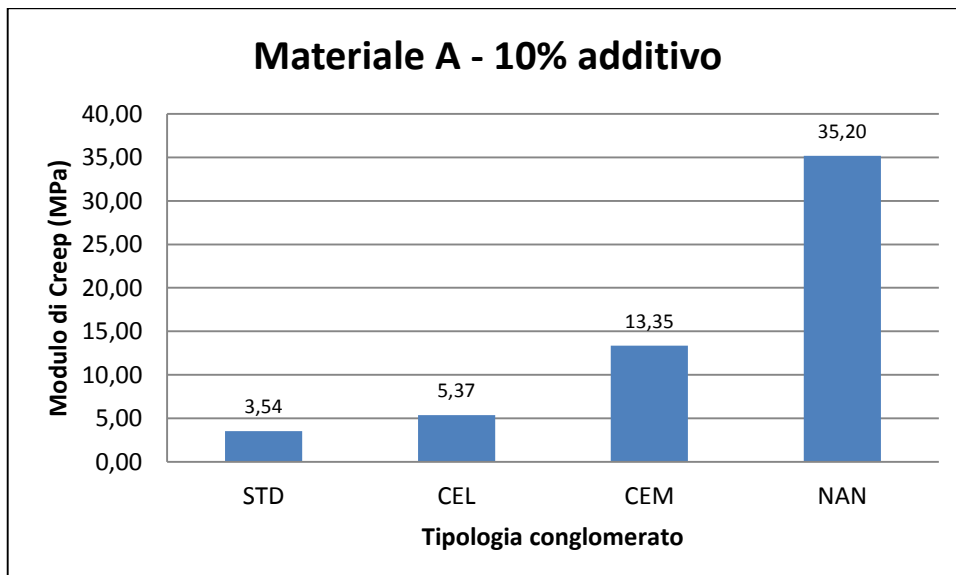


Grafico 64: confronto modulo di rigidità tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Il nanomateriale è l'additivo che fa incrementare maggiormente il valore del modulo di creep per i conglomerati bituminosi: esso assume valori quasi simili ad alcuni conglomerati bituminosi a caldo (Grafico 64).

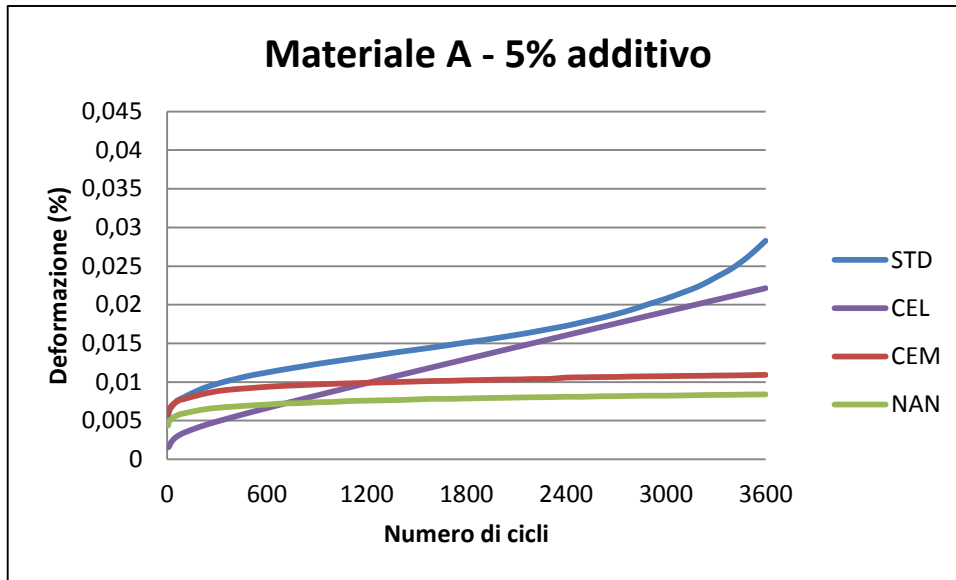


Grafico 65: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

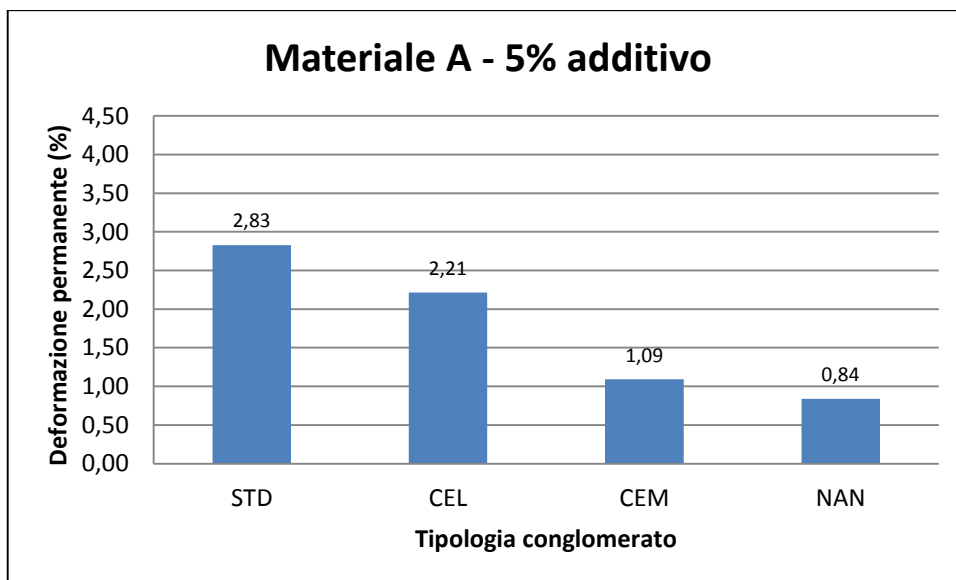


Grafico 66: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Anche nel caso di impiego del 5% di additivo (Grafici 65 e 66), il materiale che meglio esercita la capacità di aumentare la resistenza a deformazione permanente del materiale è il nanomateriale.

Rispetto al 10% di additivo però, la differenza tra le prestazioni del cemento e quelle del nanomateriale sono diminuite. Quindi, dal punto di vista economico, poiché il materiale in nanoscala ha un maggiore prezzo di mercato, il cemento risulta essere l'additivo che ottimizza le prestazioni del conglomerato a freddo per la realizzazione di un intervento di manutenzione.

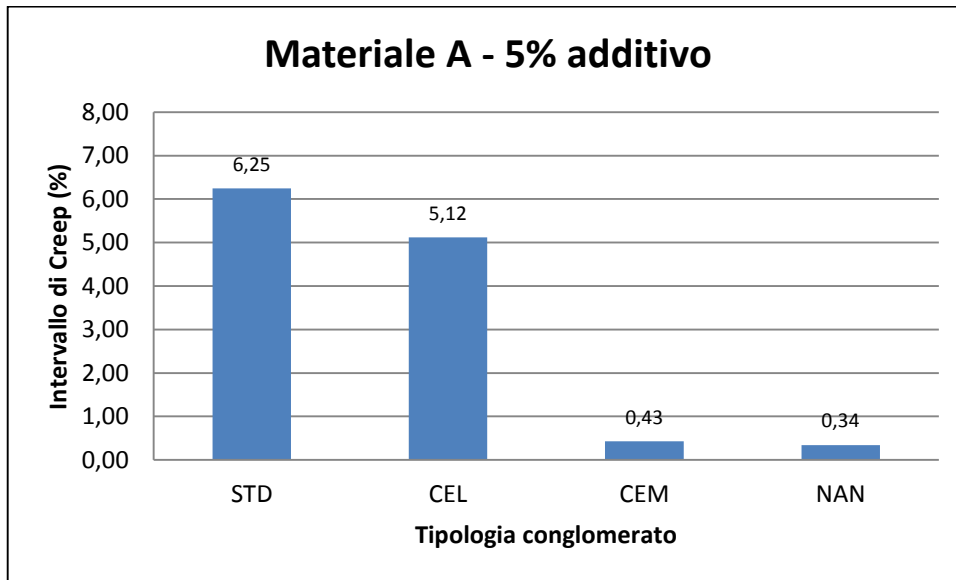


Grafico 67: confronto intervallo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Il Grafico 67 dimostra che i materiali che riducono maggiormente il valore di creep sono il cemento e il nanomateriale: essi presentano un comportamento molto simile.

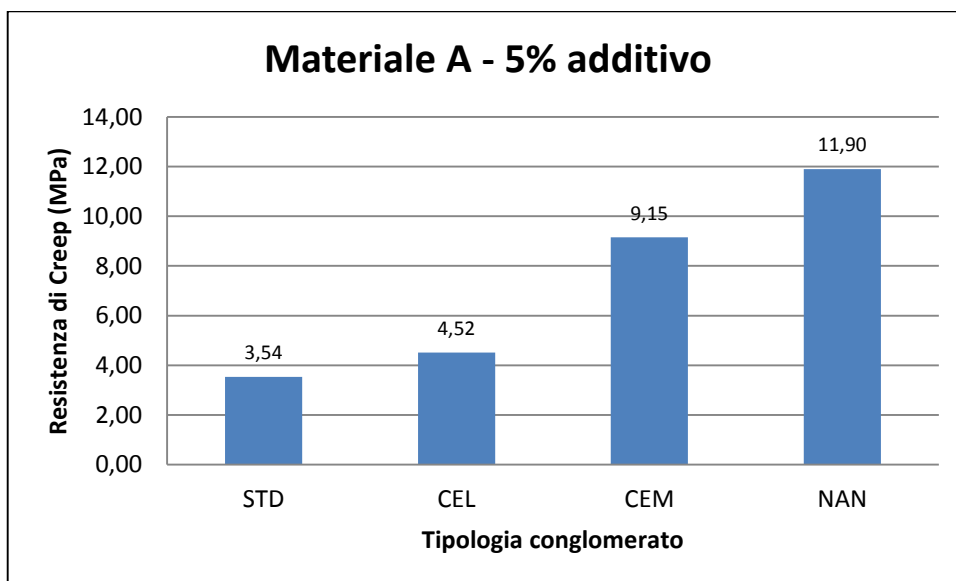


Grafico 68: confronto modulo di rigidezza tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo



Per quanto concerne il modulo di creep, l'additivo che migliora maggiormente le caratteristiche del conglomerato bituminoso è il nanomateriale, seguito dal cemento e dalle fibre di cellulosa (Grafico 68).

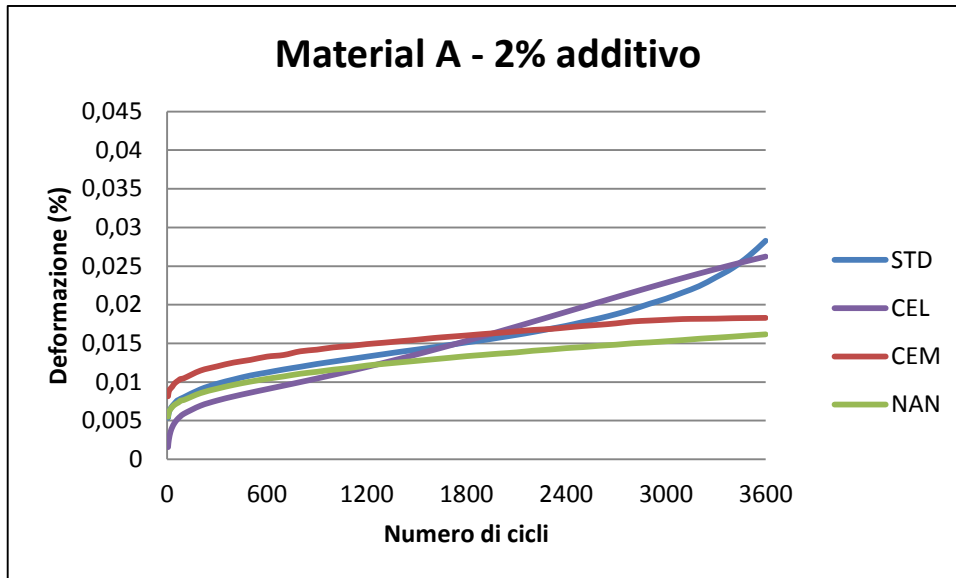


Grafico 69: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

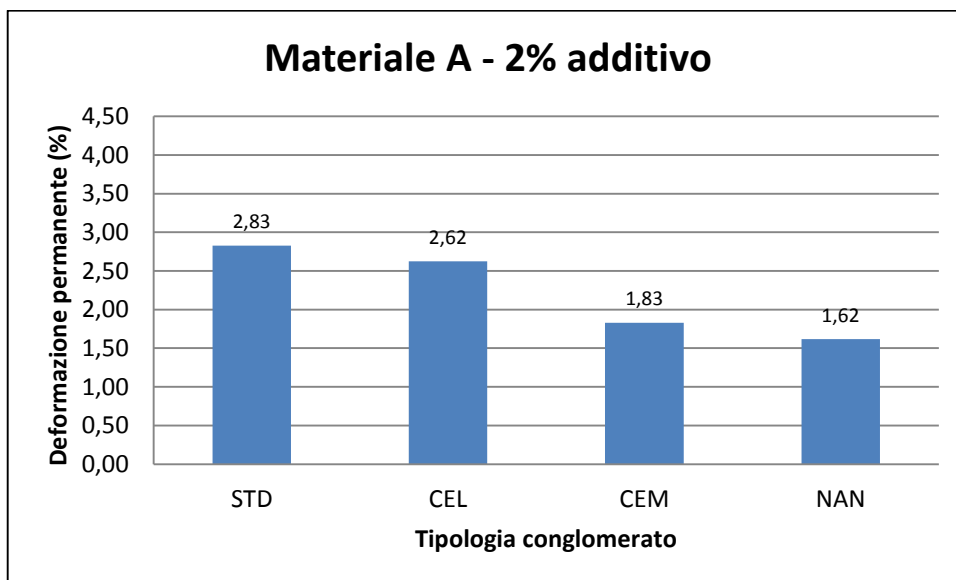


Grafico 70: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Anche nel caso del 2% di additivo (Grafici 69 e 70), il nanomateriale è il materiale che migliora maggiormente le capacità di resistenza a deformazione permanente. Si nota però che questa volta la differenza tra le prestazioni dei diversi additivi non è molto marcata.

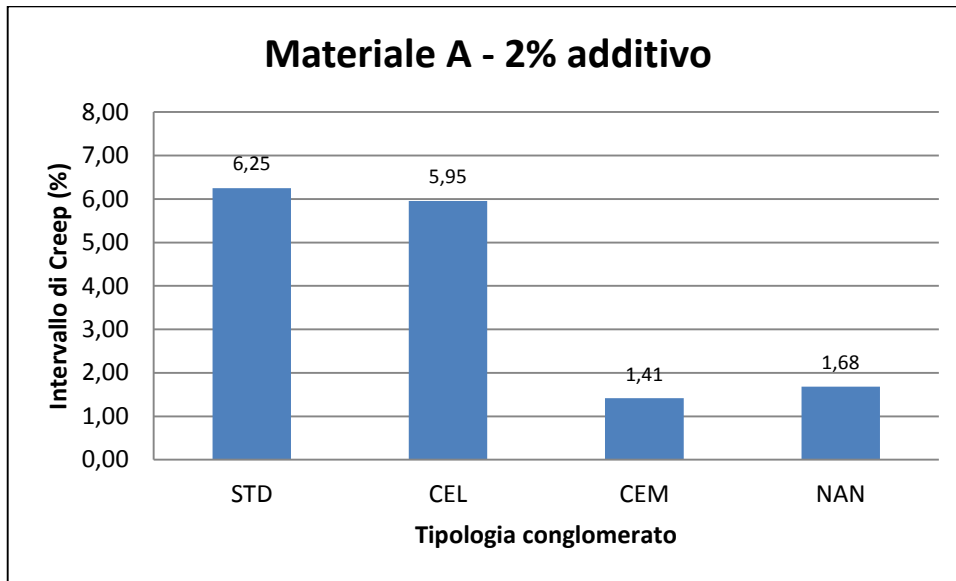


Grafico 71: confronto intervallo di creep tra conglomerati diversi con medesima % di additivo

Dal Grafico 71 si osserva che il cemento e il nanomateriale comportano prestazioni migliori rispetto alle fibre di cellulosa (come negli altri casi).

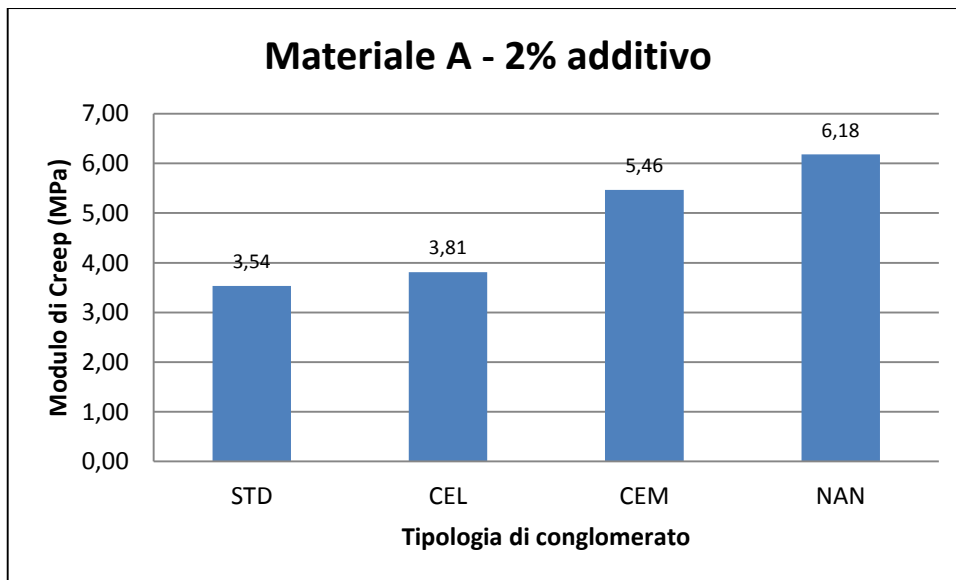


Grafico 72: confronto modulo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Cemento e nanomateriale sono anche i materiali che incrementano maggiormente il valore del modulo di creep (Grafico 72).

## Materiale B

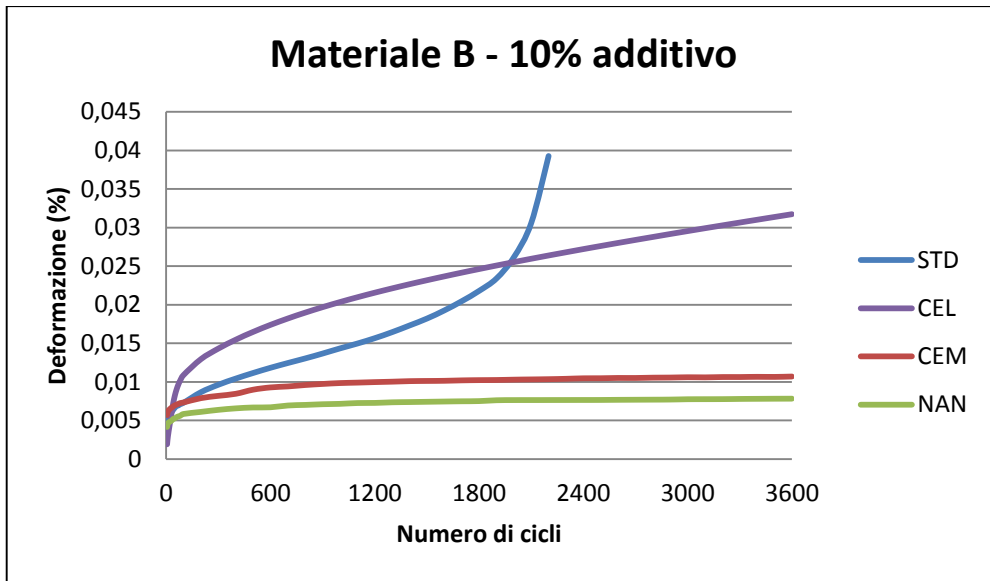


Grafico 73: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

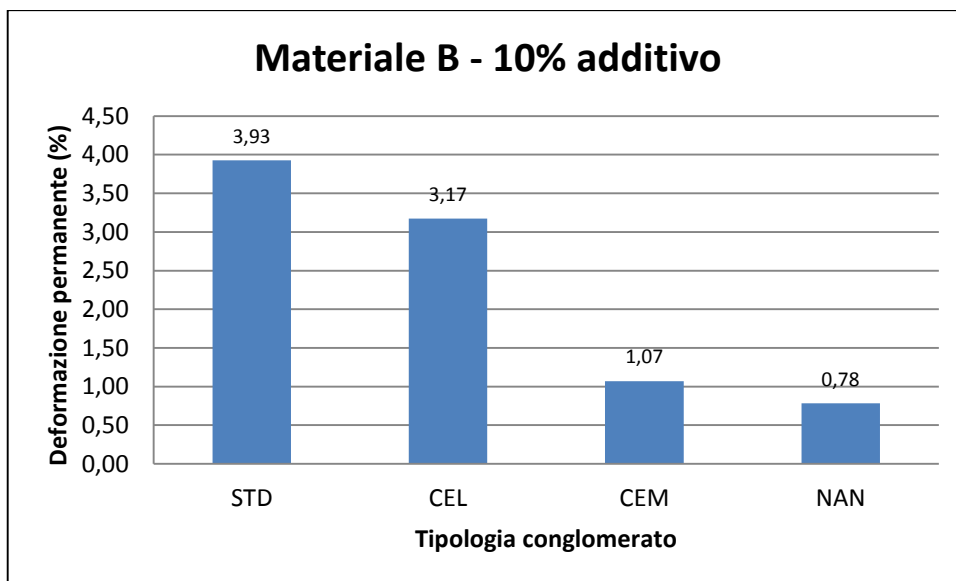


Grafico 74: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Per il materiale B (Grafici 73 e 74) con il 10% di additivo, il nanomateriale risulta migliorare in modo eccellente le prestazioni del conglomerato bituminoso rispetto al cemento e alle fibre di cellulosa.

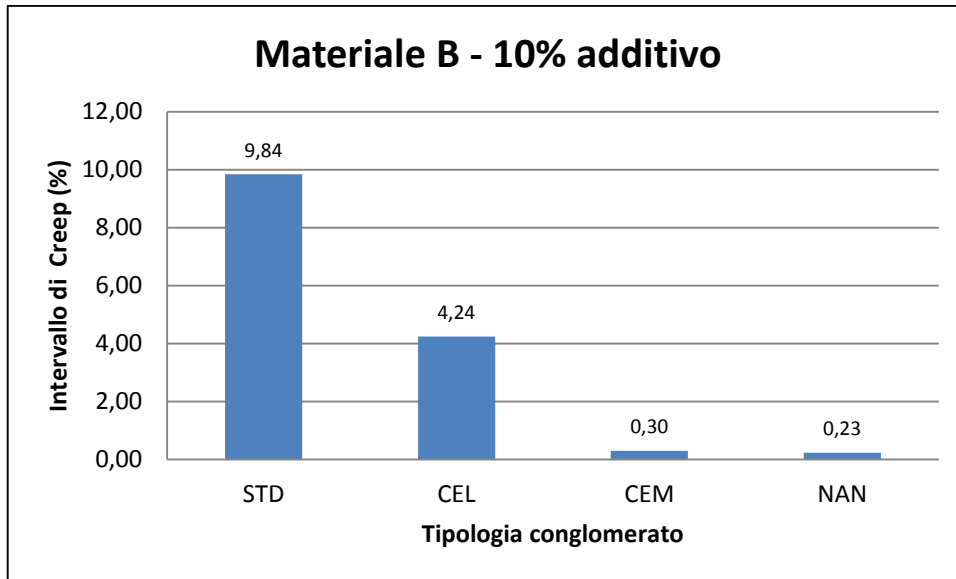


Grafico 75: confronto intervallo di creep tra conglomerati diversi con medesima % di additivo

Attraverso il grafico 75 si può individuare come il cemento e il nanomateriale siano gli additivi che rendono minore il valore dell'intervallo di creep: essi assumono un valore molto simile e minore di uno.

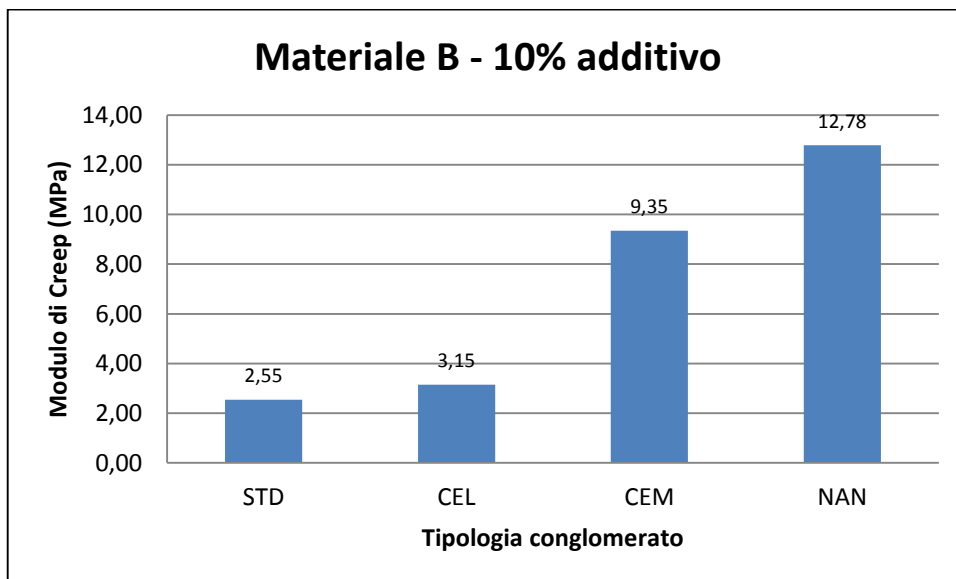


Grafico 76: confronto modulo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Il materiale che assume il modulo di creep maggiore è il conglomerato con il nanomateriale come additivo (Grafico 76).

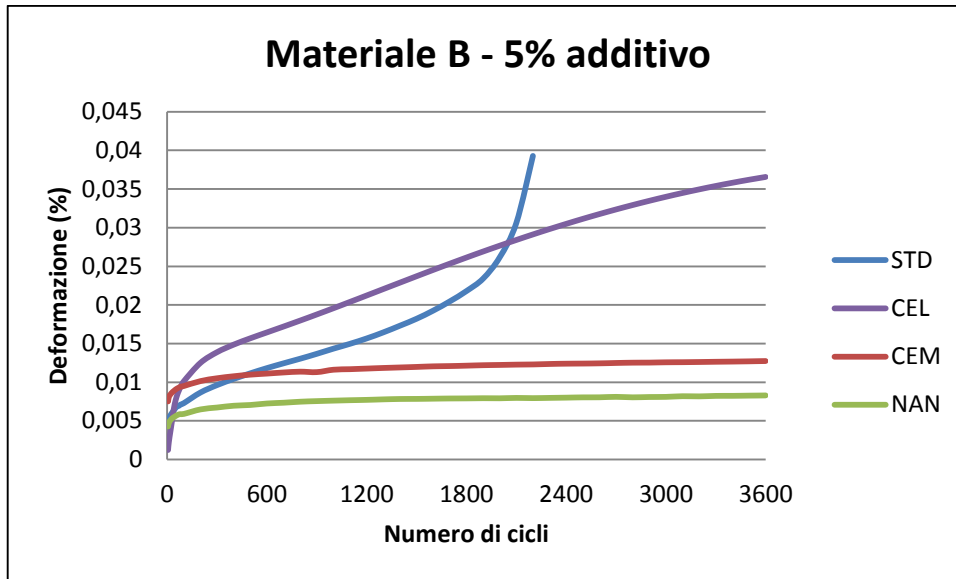


Grafico 77: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

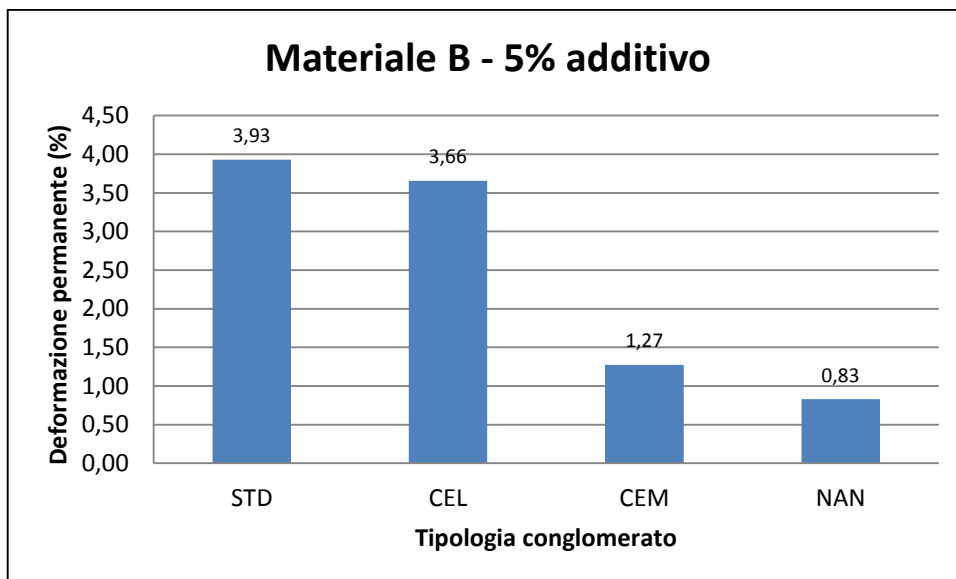


Grafico 78: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima % di additivo

Osservando i grafici 77 e 78, si nota che gli additivi che migliorano le prestazioni di resistenza a deformazione del conglomerato bituminoso sono il cemento e il nanomateriale: essi hanno un'influenza positiva sulla miscela standard maggiore rispetto alle fibre di cellulosa. Nanomateriale e cemento assumono valori abbastanza simili.

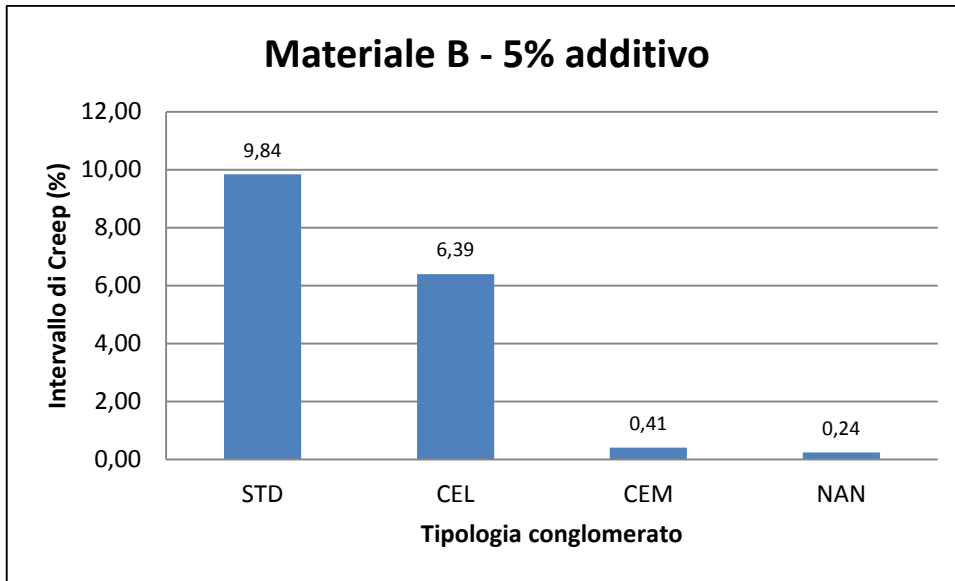


Grafico 79: confronto intervallo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

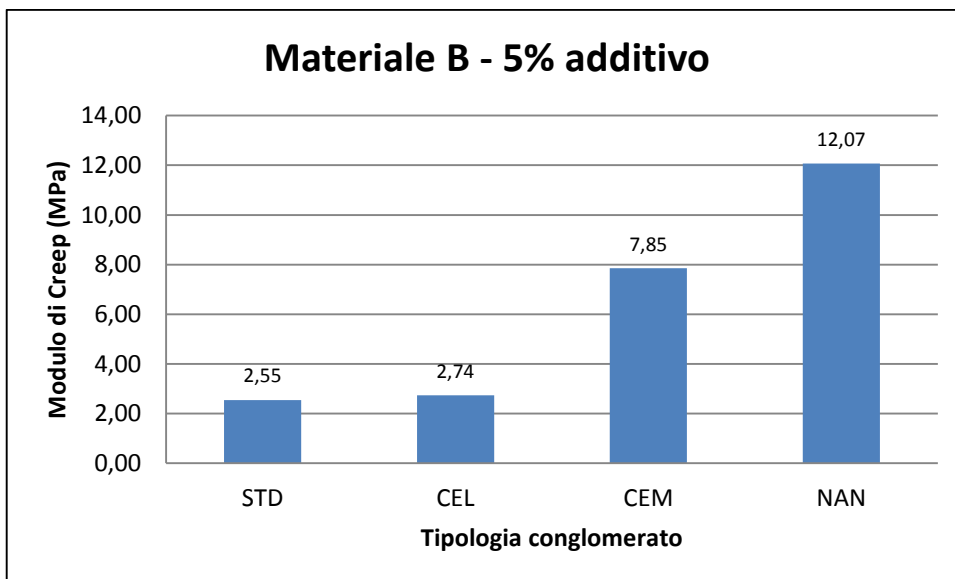


Grafico 80: confronto modulo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Sia per l'intervallo di creep (Grafico 79) che per il modulo di creep (Grafico 80), il cemento e il nanomateriale sono gli additivi che migliorano le prestazioni del conglomerato bituminoso in modo significativo: nel caso dell'intervallo di creep, i due materiale hanno comportamento tendenzialmente simile, mentre per il modulo di creep il nanomateriale ha un' influenza maggiore.

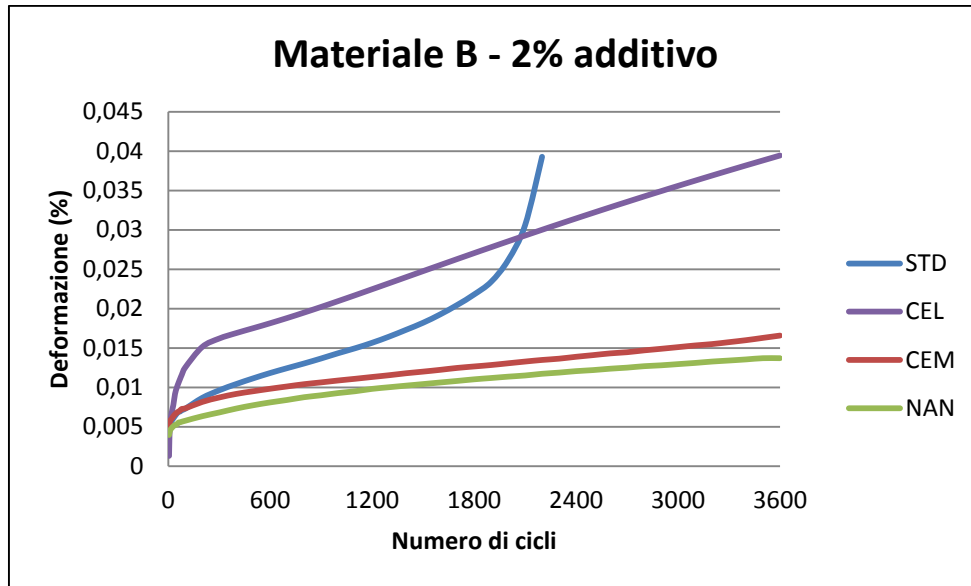


Grafico 81: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

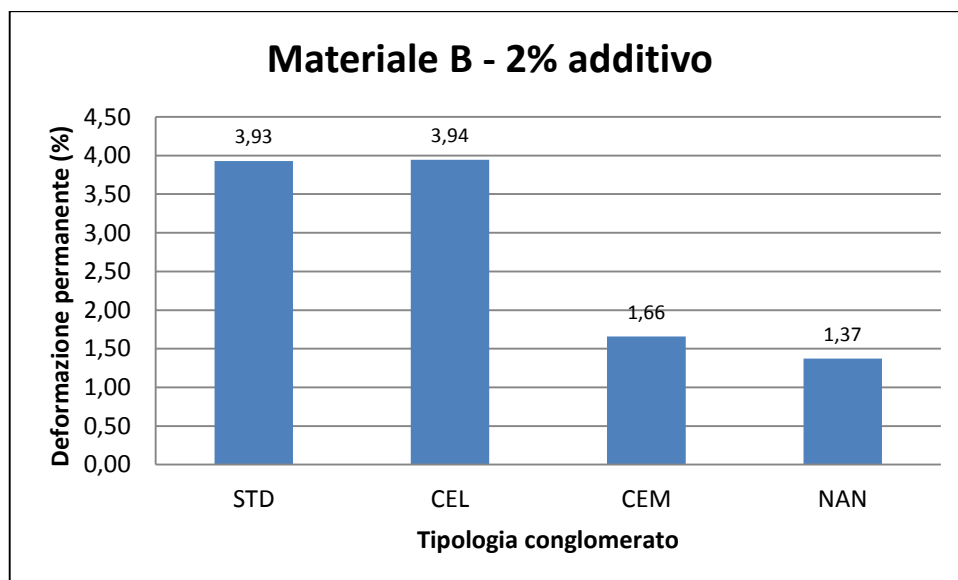


Grafico 82: confronto deformazione permanente tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Dai grafici 81 e 82, si nota che i materiali che migliorano le prestazioni a resistenza di deformazione sono il cemento e il nanomateriale. Le fibre di cellulosa migliorano le prestazioni rispetto alla miscela standard, ma non in modo significativo.

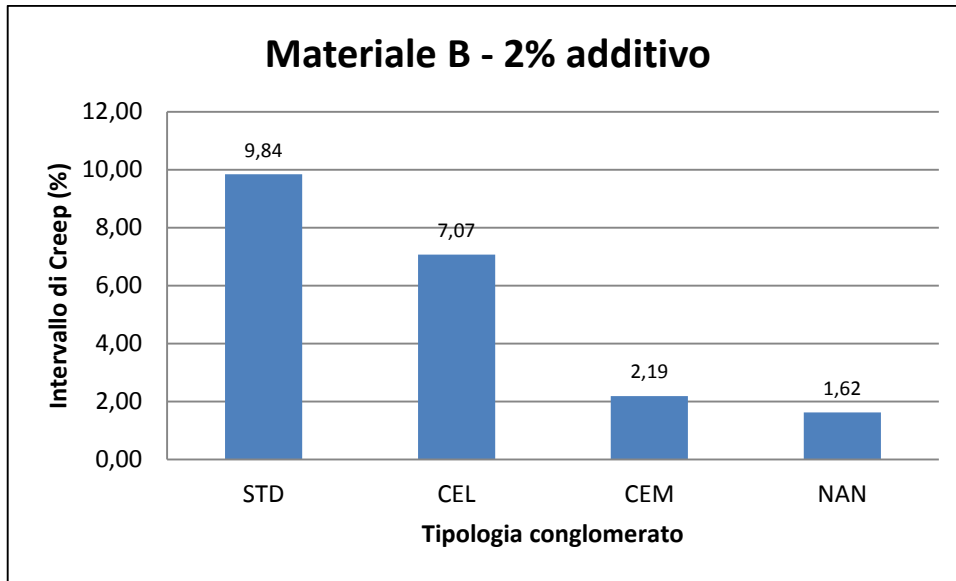


Grafico 83: confronto intervallo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

L'intervallo di creep subisce un abbassamento del proprio valore grazie all'impiego di cemento e di nanomateriale, i quali hanno un effetto molto simile per la resistenza a deformazioni permanenti (Grafico 83).

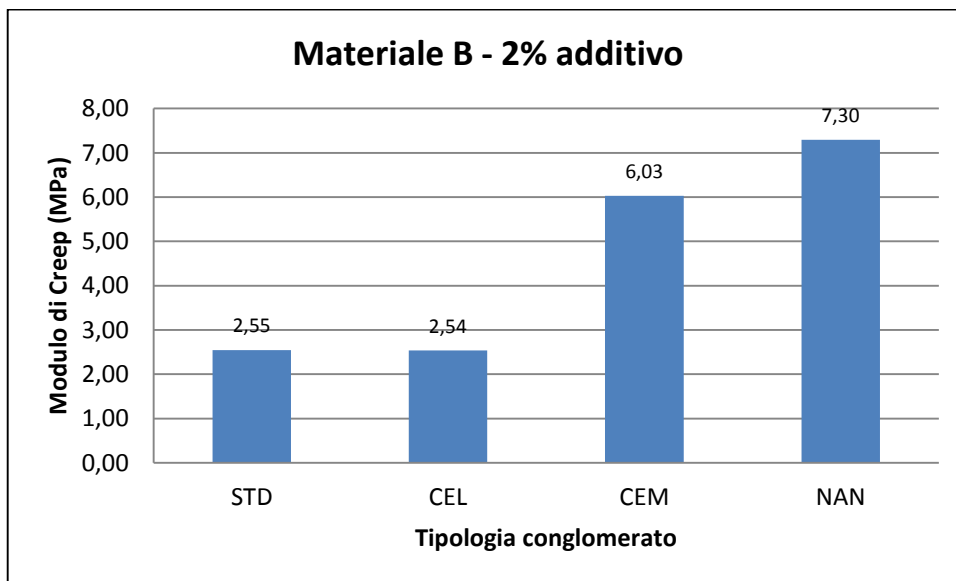


Grafico 84: confronto modulo di creep tra conglomerati diversi con medesima percentuale di additivo

Infine, nel caso del modulo di creep (Grafico 84), il nanomateriale e il cemento sono ancora una volta i materiali che meglio si addicono come additivo per migliorare le prestazioni del conglomerato bituminoso standard.



### 8.3. Risultati prova mediante Wheel Tracker

Per la prova di ormaio mediante wheel tracker sono state utilizzate le lastre prodotte con compattatore a rullo. Inizialmente si è realizzata una lastra con la sola miscela sciolta standard, priva di additivo. Si è poi lasciato consolidare il conglomerato per tre giorni per infine eseguire la prova: il risultato è stato che in meno di 60 cicli (rispetto ai 10.000 della totalità della prova) l'ormaia sulla lastra raggiungeva la profondità imposta di 15 mm.



*Immagine 38: materiale STD soggetto a tracciamento ruota*

In seguito, osservando i risultati della prova di creep, si è deciso di realizzare una nuova lastra introducendo all'interno della miscela il 10% (sul peso del conglomerato) di cemento per verificare se in questo caso si potesse ottenere un risultato migliore. Anche così però la lastra soggetta alla prova è resistita solamente per circa 200 cicli.



Immagine 39: materiale con solo cemento soggetto a tracciamento ruota

Per aumentare quindi la resistenza a ormaiamento si è deciso allora di introdurre all'interno della miscela, oltre al 10% di cemento sul peso del conglomerato, anche il 3% (sul peso del conglomerato) di acqua in modo da accelerare la presa e migliorare la coesione del materiale. Una volta eseguita la prova si è visto che il risultato era soddisfacente: si è deciso quindi che la lastra standard fosse composta da conglomerato, cemento e acqua. A questi materiali sono stati aggiunti, uno per volta, altri additivi come sabbia, nanomateriale e cellulosa. Si riporta in seguito la tabella di riferimento delle diverse tipologie di lastre su cui sono state svolte le prove.

Tipologia di miscela	Tipologia di additivo	Contenuto additivo*	Tempo Consolidazione
<b>STD</b>	Cemento	10%	3 giorni
<b>STD + nanomateriale (NAN)</b>	Nanomateriale	10%	3 giorni
<b>STD + fibra cellulosa (CEL)</b>	Cellulosa	10%	3 giorni
<b>STD + sabbia (SAB)</b>	Sabbia	10%	3 giorni

\* sul peso della miscela

Tabella 47

Dalla prova di Wheel Tracking si ottengono due parametri significativi: uno è il valore di ormaio ogni 250 cicli, fino al raggiungimento dell'ormaia imposta, mentre il secondo è il valore di WTS che individua la pendenza della curva nell'intervallo di cicli da 5.000 a 10.000.

In seguito vengono rappresentati e commentati i grafici di questi due parametri, dividendo i conglomerati bituminosi tra A e B a seconda della miscela standard.

### Materiale A

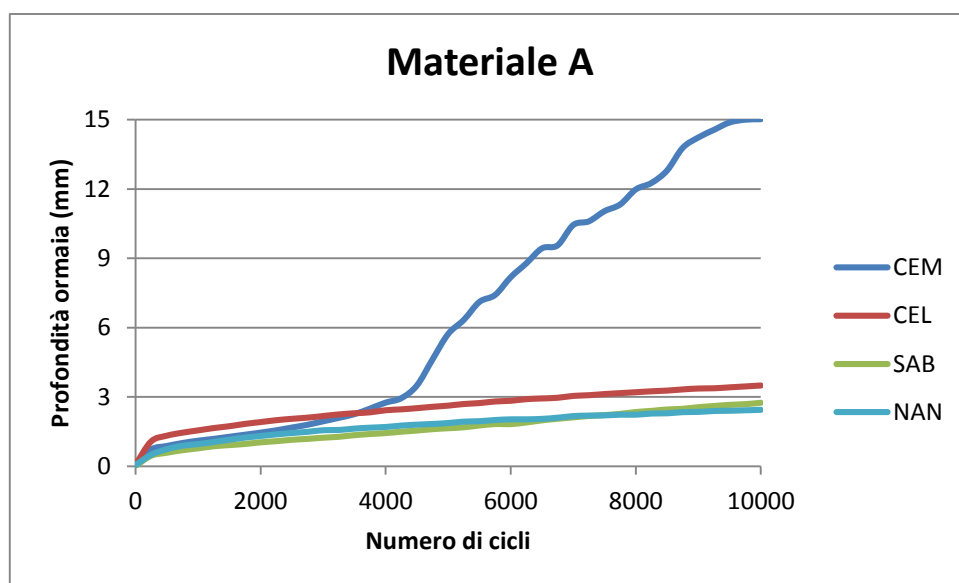


Grafico 85: confronto tra conglomerati con additivi diversi soggetti a tracciamento ruota

Dal Grafico 85 si nota come, aggiungendo un additivo al conglomerato standard unito al cemento, il comportamento della miscela sia migliorato vistosamente. Le lastre con l'aggiunta di fibre di cellulosa, di sabbia e di nanomateriale hanno subito un'ormaiamento di circa 3 mm. L'additivo migliore in questo caso è risultato essere il nanomateriale.

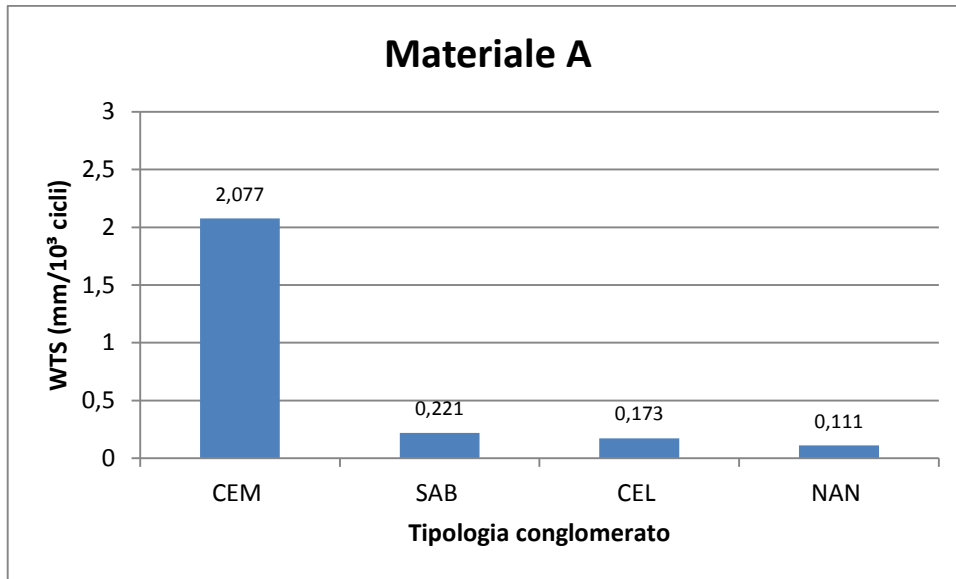


Grafico 86: confronto tra i valori di WTS dei conglomerati con additivi diversi soggetti a tracciamento ruota

Il valore di WTS (Grafico 86) individua il comportamento della miscela nell'intervallo tra i 5.000 e 10.000 cicli e rappresenta la pendenza della curva determinata nel grafico 85. Si può verificare come i conglomerati bituminosi con l'aggiunta di sabbia o di cemento o di nanomateriale risultino avere il comportamento più costante in questo intervallo di cicli: in particolare il comportamento migliore risulta essere quello del nanomateriale.

### Materiale B

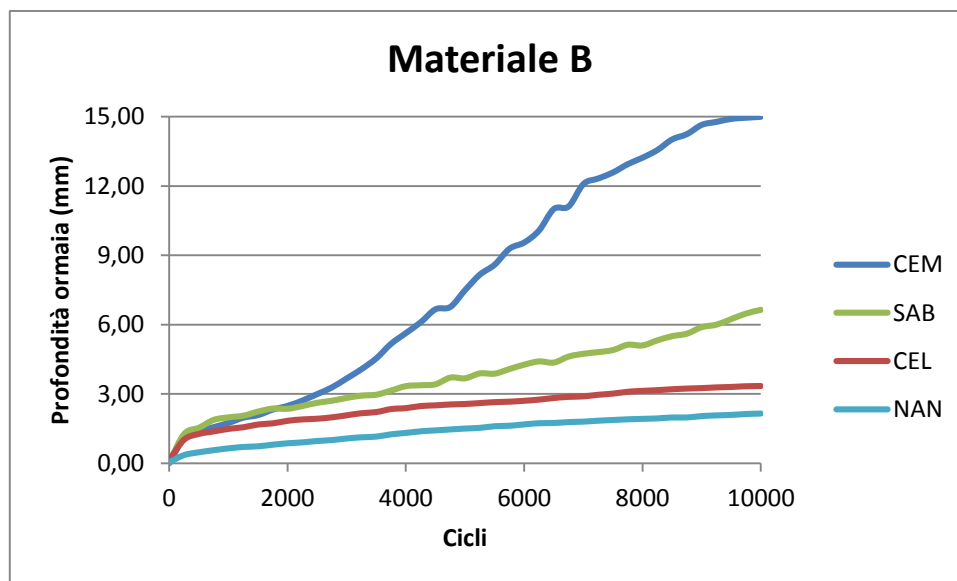


Grafico 87: confronto tra conglomerati con additivi diversi soggetti a tracciamento ruota

Per quanto riguarda il materiale B (Grafico 87), è facile osservare come il comportamento sia abbastanza analogo a quello del materiale A: una diminuzione della profondità dell'ormai al variare della tipologia di additivo. In questo caso però i valori per l'aggiunta di sabbia e di fibre di cellulosa sono leggermente superiori. Anche con questo tipo di conglomerato l'additivo migliore risulta essere il nanomateriale.

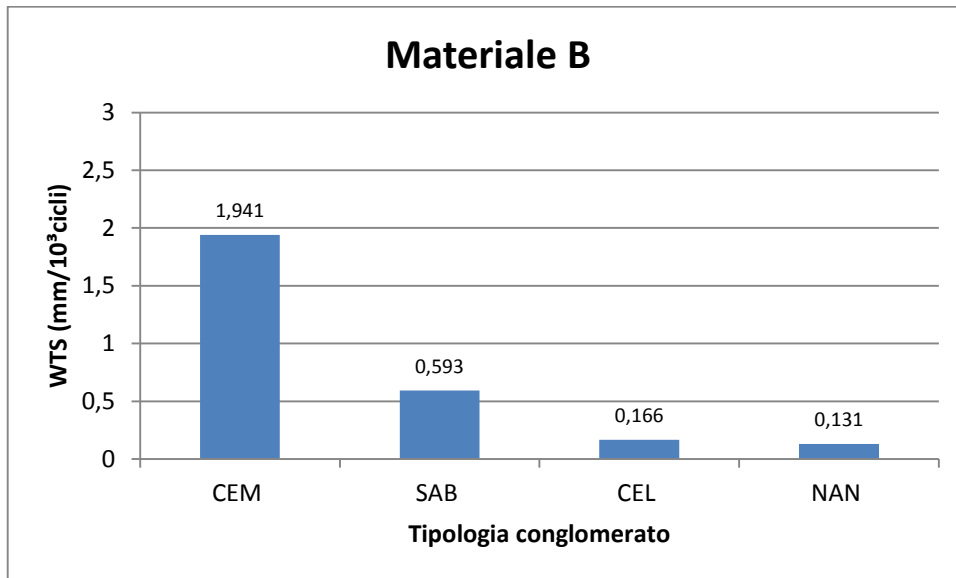


Grafico 88: confronto di WTS tra conglomerati con additivi diversi soggetti a tracciamento ruota

I valori di WTS (Grafico 88) sono simili a quelli determinati per il materiale A, tendenzialmente superiori per la sabbia e le fibre di cellulosa. Il valore migliore risulta essere quello per i nanomateriali (che subisce un ormaiamento minore).

### Confronto tra Materiale A e Materiale B

Si effettua ora un confronto tra le diverse tipologie di conglomerati (materiale A e B) a parità di additivo aggiunto alla miscela, in modo da osservare se il comportamento risulti essere il medesimo.

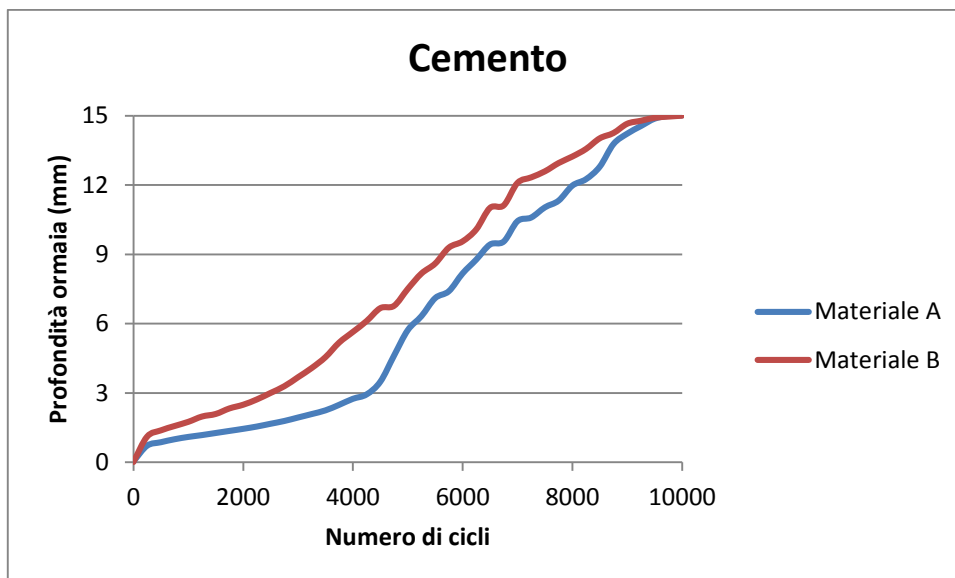


Grafico 89: confronto tra conglomerato STD A e STD B soggetti a tracciamento ruota

Il Grafico 89 mette a confronto le miscele STD A e STD B con l'aggiunta di cemento. Entrambe raggiungono la profondità dell'ormaia imposta (15 mm), ma si nota che il conglomerato con il materiale A (miscela con minor fluidificante) abbia un comportamento con un minore accumulo di deformazione permanente rispetto al materiale B, in quanto per tutti i cicli della prova la curva (linea blu) rimane sotto a quella rossa rappresentativa del materiale B (ma l'evoluzione finale è più rapida).

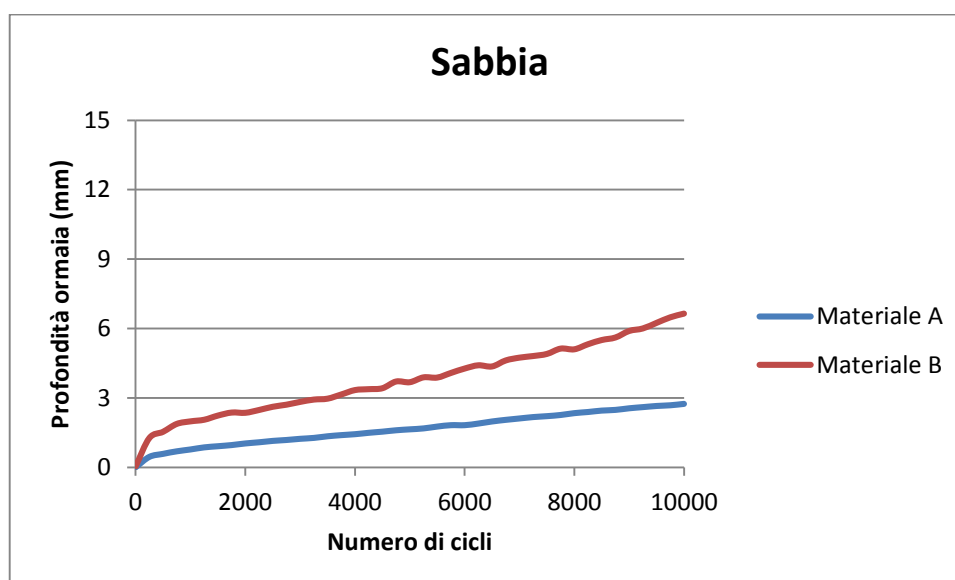


Grafico 90: confronto tra conglomerati con diverso materiale soggetti a tracciamento ruota

Anche per i conglomerati bituminosi con l'aggiunta di sabbia (Grafico 90), la miscela con materiale A ha un comportamento migliore rispetto alla miscela con legante B. Rispetto al caso standard con il cemento, in questo caso vi è anche una differenza significativa per quanto riguarda il valore dell'ormaia finale: il conglomerato con il materiale B ha una profondità che risulta essere più del doppio rispetto a quella con il materiale A.

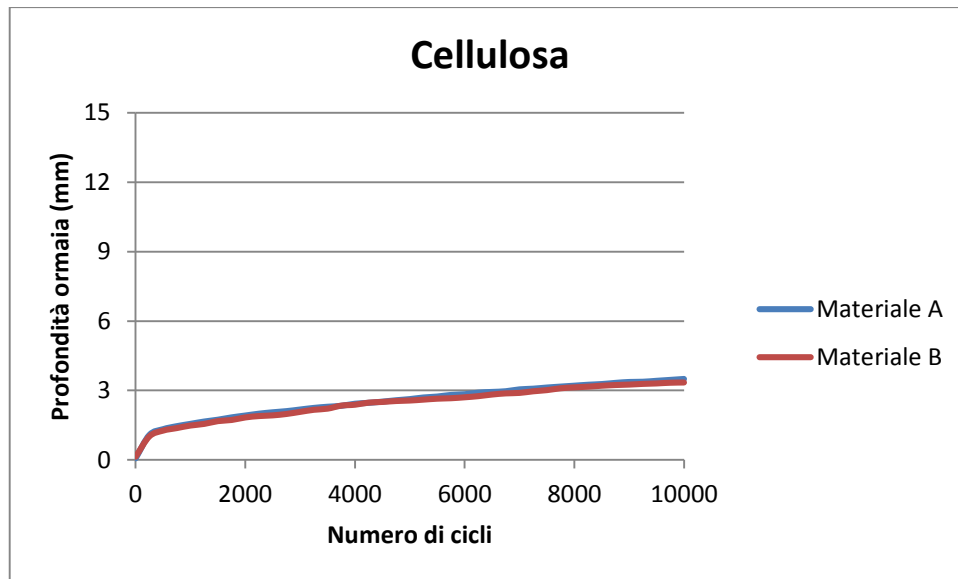


Grafico 91: confronto tra conglomerati con diverso materiale soggetti a tracciamento ruota

Per le miscele con l'aggiunta di fibre di cellulosa (Grafico 91) si osserva che il comportamento tra le due diverse tipologie di materiale risulta essere sovrapponibile: l'andamento delle curve e il valore finale della profondità dell'ormaia risultano essere pressoché uguali.

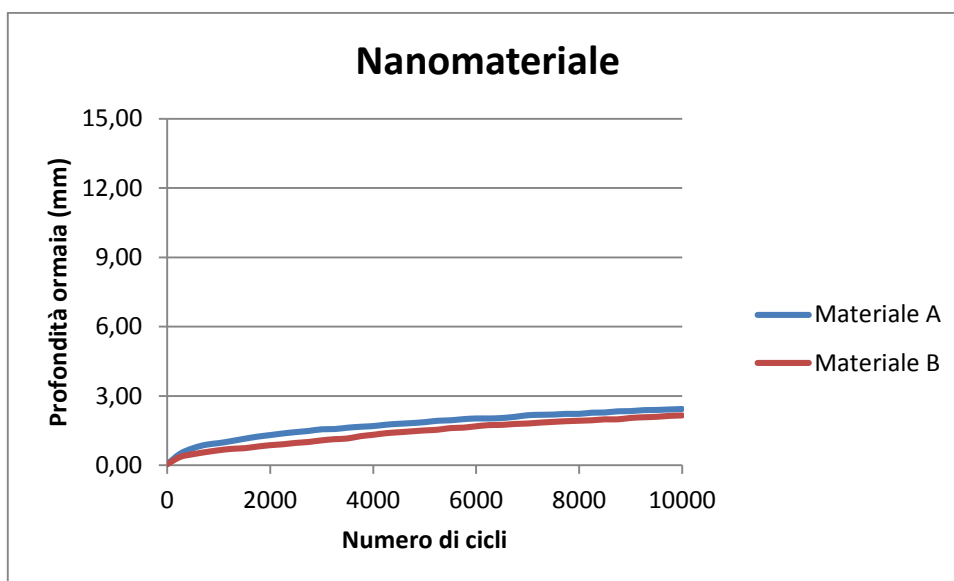


Grafico 92: confronto tra conglomerati con diverso materiale soggetti a tracciamento ruota

Anche per le miscele bituminose con l'aggiunta di nanomateriale (Grafico 92), il comportamento dei due materiali risulta essere molto simile. Il nanomateriale risulta essere il materiale che meglio influenza il conglomerato bituminoso e che migliora la resistenza all'ormaiamento della miscela.

#### 8.4. Modulo di rigidità dinamica

Si sono descritti nel capitolo 7 la procedura e il significato del modulo di rigidità dinamica. Si ricorda che per ottenere questo parametro si è fatto uso dei campioni impiegati per la prova di compressione ciclica realizzati tramite compattazione Marshall. I due parametri che sono stati determinati attraverso la registrazione dei tempi impiegati dalle onde soniche per transitare da una parte all'altra del provino sono: il valore del modulo di rigidità dinamica ( $\text{MN/m}^2$ ), la velocità degli impulsi (km/s). Di seguito vengono prima riportati i casi per il materiale A e poi per il materiale B. Infine verrà presentato un confronto tra le due diverse tipologie di materiale. Le miscele bituminose sono le stesse della prova di compressione ciclica e gli additivi impiegati sono cemento, cellulosa e nanomateriale, introdotti con le medesime percentuali.

##### Materiale A

Modulo di rigidità dinamica



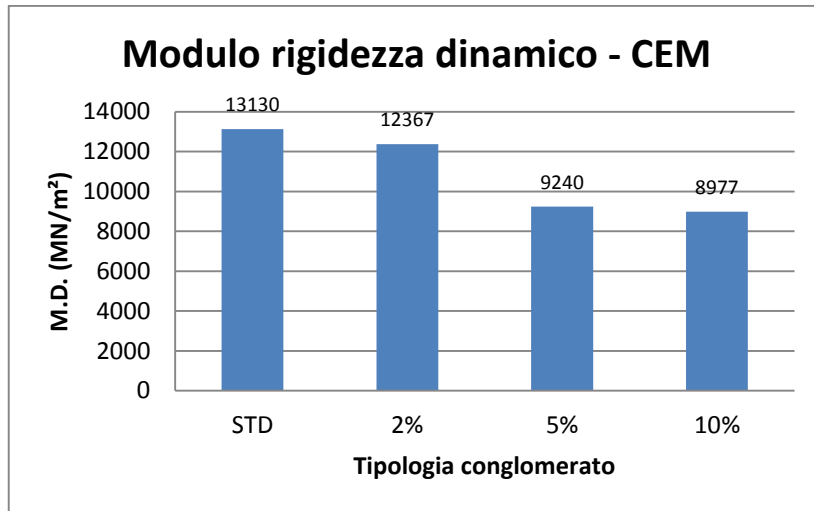


Grafico 93: confronto M.D. con medesimo additivo impiegato

Nel Grafico 93 si confrontano le miscele bituminose al variare della percentuale di cemento inserita all'interno del conglomerato: si nota che all'aumentare della percentuale di additivo il valore del modulo tende a diminuire. E' significativa la differenza tra il materiale STD e il conglomerato con il 10% di cemento.

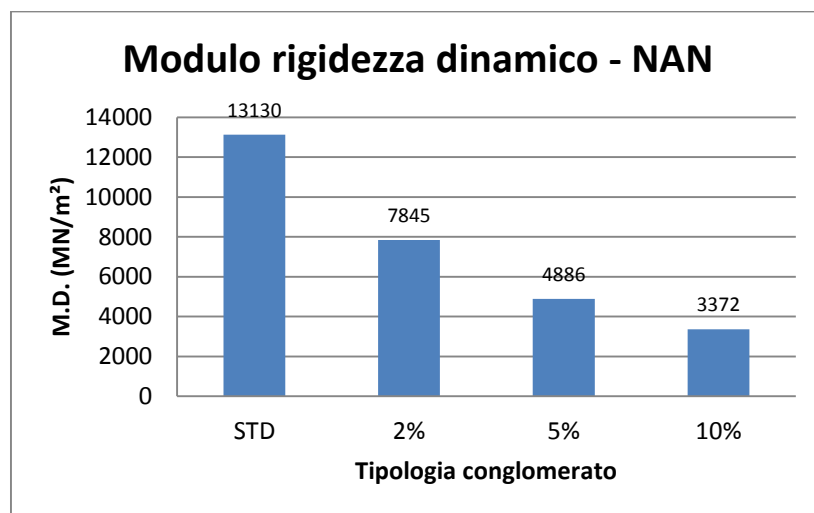


Grafico 94: confronto M.D. con medesimo additivo impiegato

Anche per i conglomerati bituminosi con l'aggiunta di nanomateriale il comportamento risulta essere simile a quello del cemento (Grafico 94). In questo caso però la diminuzione del valore del modulo è molto significativa, segno che l'additivo rende il materiale più duttile. Vi è una differenza

di quasi 10.000 MN/m<sup>2</sup> tra il valore del materiale STD e il conglomerato con il 10% di nanomateriale.

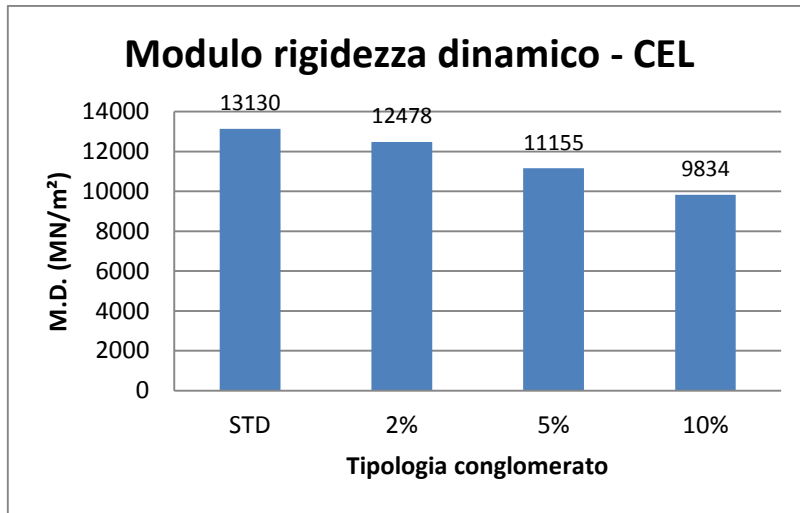


Grafico 95: confronto M.D. con medesimo additivo

Anche per il materiale con l’inserimento delle fibre di cellulosa nella miscela risulta avere un comportamento analogo ai precedenti: in questo caso però i valori del modulo risultano essere ancora abbastanza alti, impedendo di avere una differenza significativa tra le diverse tipologie di miscele (Grafico 95).

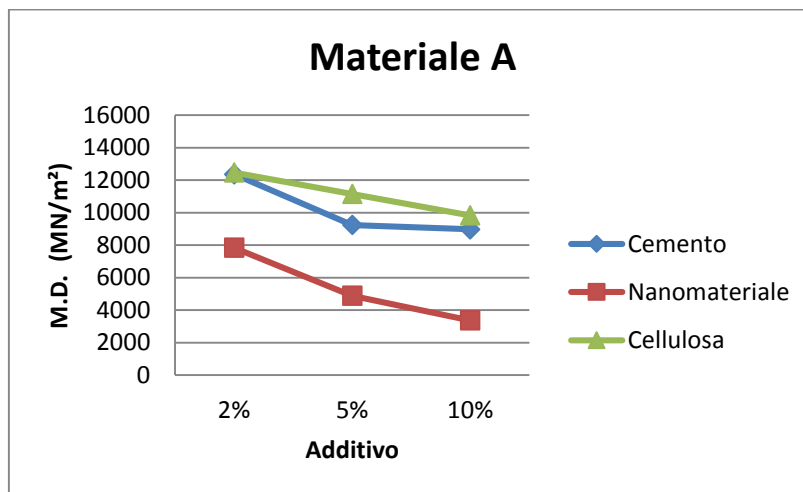


Grafico 96: confronto tra conglomerati con diverso materiale

Il Grafico 96 mette a confronto i conglomerati bituminosi con i diversi additivi impiegati. E' notevole la differenza tra il comportamento delle miscele con nanomateriale rispetto a quelle del

cemento e delle fibre di cellulosa che hanno valori quasi analoghi. E' evidente che in questo caso l'additivo migliore da utilizzare se si vuole abbassare il valore del modulo dinamico risulti essere il nanomateriale. Quanto sopra può essere positivo per la lavorabilità della miscela e l'adattabilità alla pavimentazione da sottoporre a manutenzione.

### Velocità degli impulsi

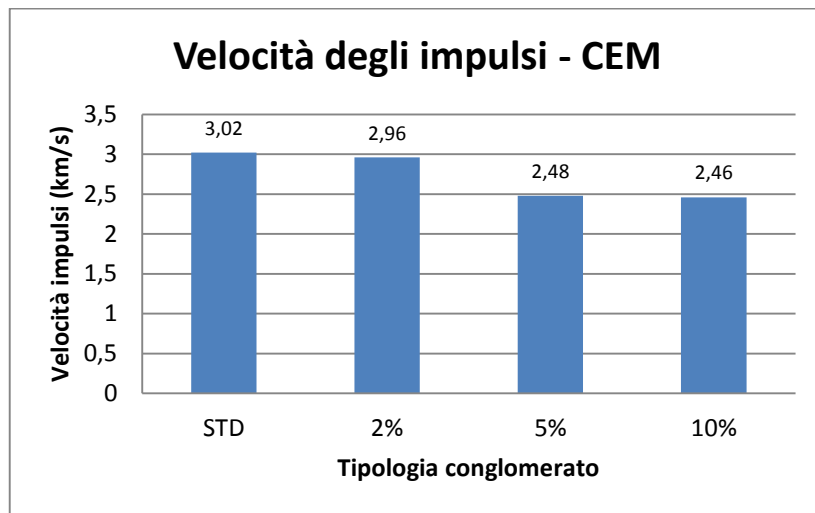


Grafico 97: confronto velocità degli impulsi con medesimo additivo

La velocità degli impulsi ha un comportamento direttamente proporzionale con il valore del modulo elastico di rigidezza dinamica: al diminuire del valore della velocità, diminuisce anche il modulo. Nel caso del cemento, come si può vedere nel grafico 97, vi è una diminuzione della velocità all'aumentare della percentuale di additivo: tale diminuzione risulta essere comunque poco significativa.

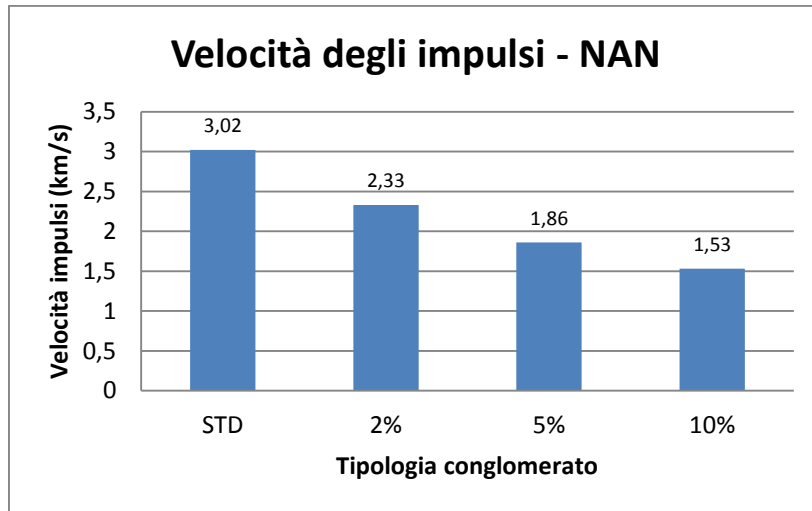


Grafico 98: confronto velocità degli impulsi con medesimo additivo

Nel caso invece dei conglomerati bituminosi con l'aggiunta di nanomateriale (Grafico 98), la velocità tende a diminuire significativamente, assumendo il valore migliore con il 10% di nanomateriale aggiunto nella miscela.

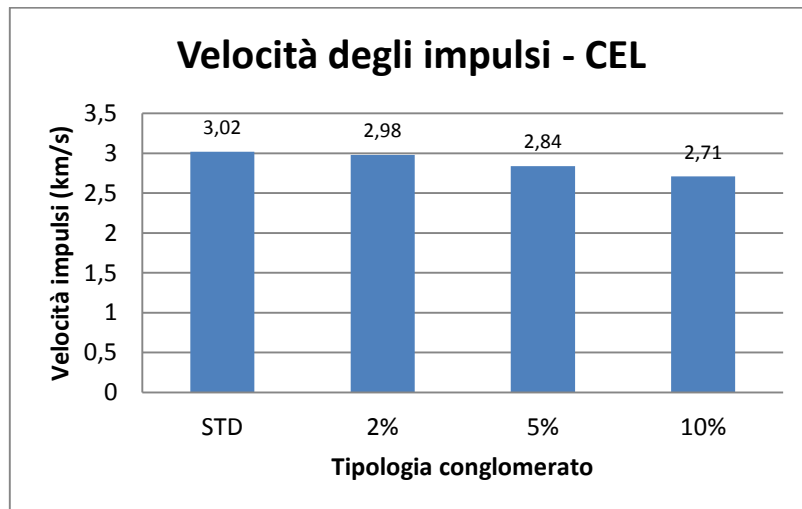


Grafico 99: confronto velocità degli impulsi con medesimo additivo

I conglomerati bituminosi con aggiunta di fibre di cellulosa non subiscono una diminuzione significativa del valore della velocità, indice che il materiale al suo interno rimane poco compatto e con diversi vuoti (Grafico 99).

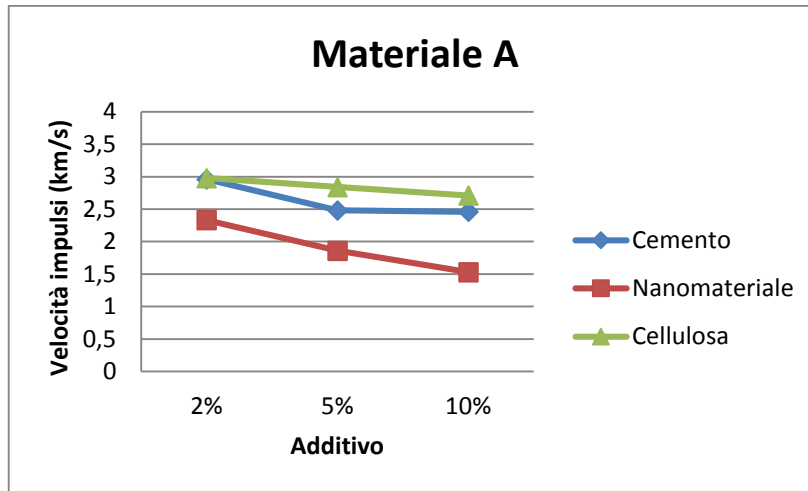


Grafico 100: confronto velocità degli impulsi tra le diverse tipologie di conglomerato bituminoso

Nel Grafico 100, è stato effettuato il confronto tra le diverse tipologie di conglomerati con l'aggiunta delle diverse tipologie di additivi: si osserva che il nanomateriale è l'additivo che più incide sul valore della velocità degli impulsi. Cemento e fibre di cellulosa hanno valori abbastanza simili e il loro comportamento si può considerare simile. Anche per questo tipo di prova quindi l'additivo che meglio incide sul comportamento della miscela bituminosa è il nanomateriale.

## Materiale B

Modulo di rigidità dinamico

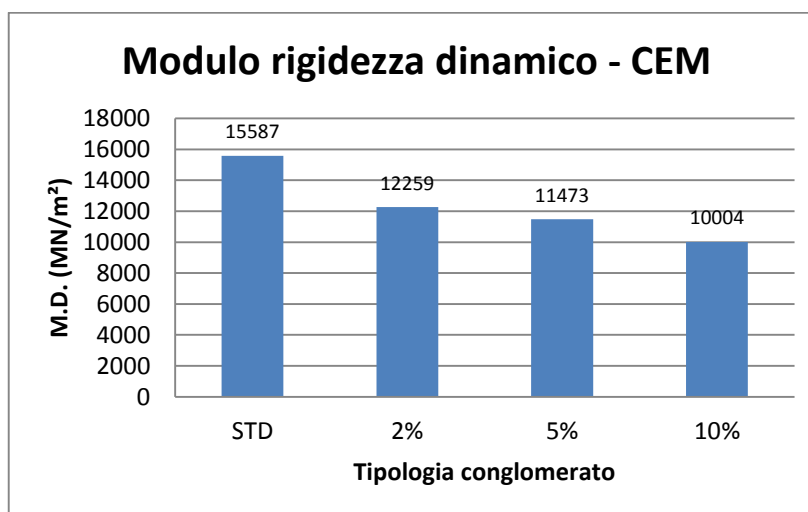


Grafico 101: confronto M.D. con medesimo additivo

Dal diagramma 101 si può notare come, anche per il materiale B, all'aumentare della percentuale di additivo inserita nella miscela, vi è una diminuzione del valore del modulo elastico di rigidezza dinamico. La differenza tra il caso STD e quello con il 10% di additivo risulta essere abbastanza significativa.

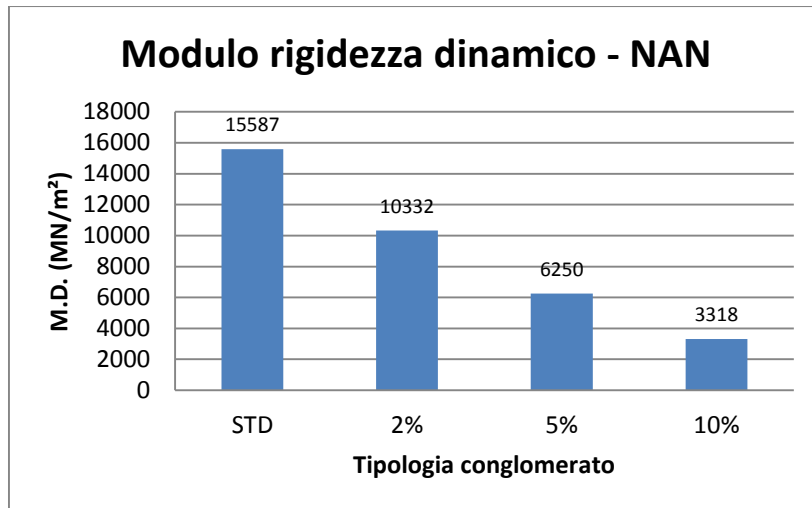


Grafico 102: confronto M.D. con medesimo additivo

Nel caso del nanomateriale (Grafico 102) è evidente come l'additivo influenzi in maniera significativa il modulo: vi è infatti una diminuzione del valore del modulo di rigidezza dinamico.

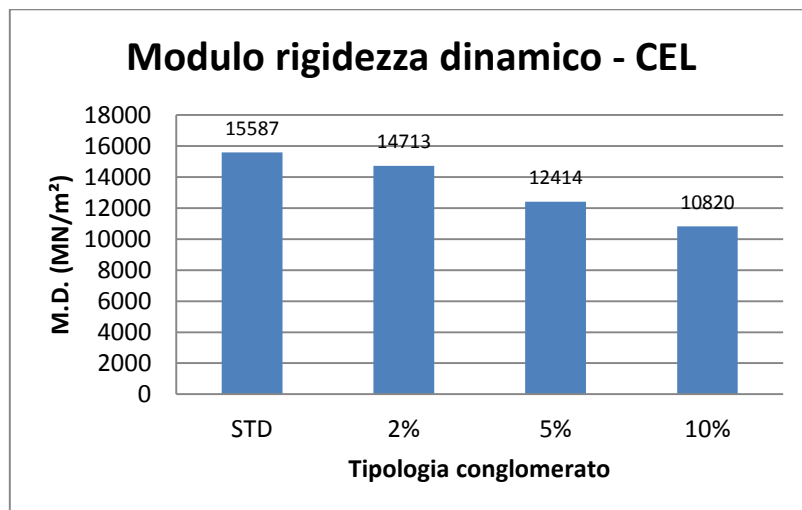


Grafico 103: confronto M.D. con medesimo additivo

Anche le fibre di cellulosa hanno un comportamento analogo ai precedenti additivi, sebbene la variazione all'aumentare della percentuale non sia molto significativa (Grafico 103).

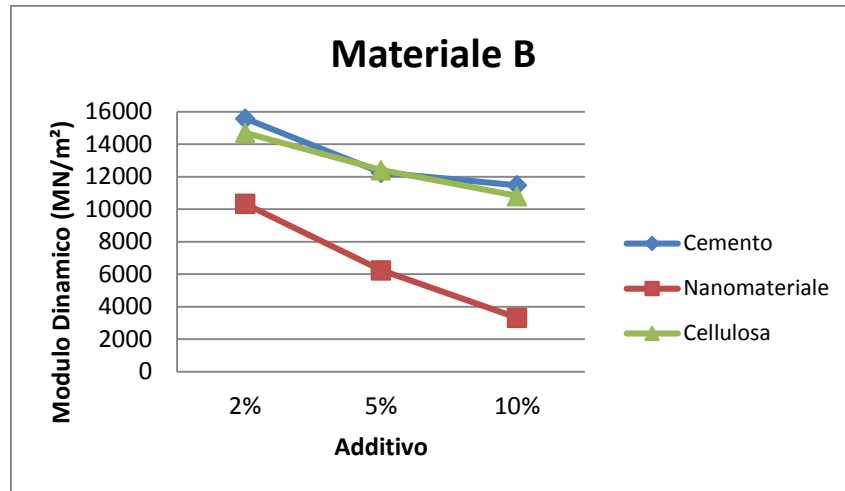


Grafico 104: confronto M.D. con diversa tipologia di conglomerato

Confrontando le diverse tipologie di additivo è semplice osservare come il comportamento più spiccato risulti essere quello del nanomateriale, seguito poi dal cemento (Grafico 104). Il differente comportamento dei diversi additivi si modifica all'aumentare della percentuale; in particolare migliora significativamente con il 10% di nanomateriale.

#### Velocità degli impulsi

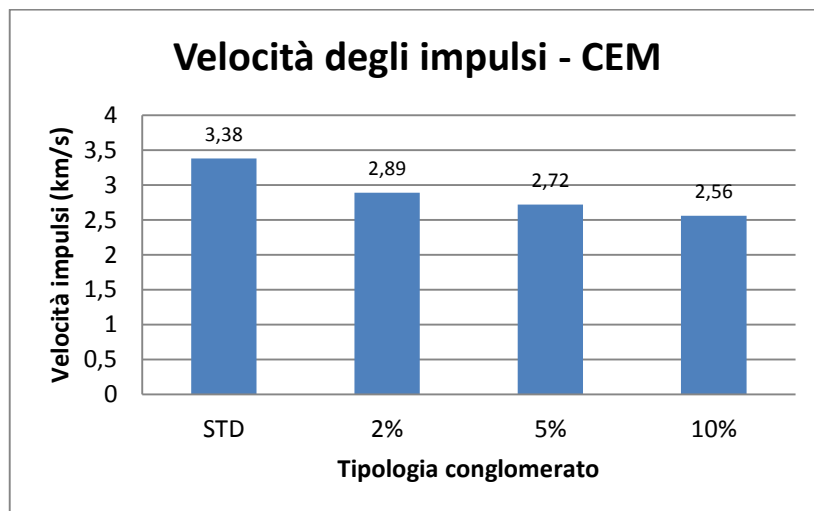


Grafico 105: confronto velocità degli impulsi con medesimo additivo

L'aggiunta del cemento (Grafico 105) tende a far diminuire il valore della velocità degli impulsi al crescere della percentuale di additivo impiegato. I valori subiscono comunque una diminuzione non molto significativa.

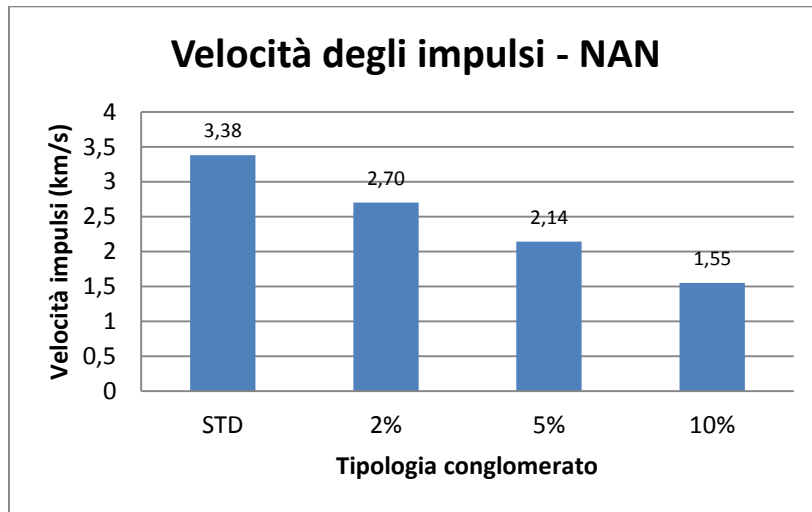


Grafico 106: confronto velocità degli impulsi con medesimo additivo

L'impiego del nanomateriale (Grafico 106) fa diminuire consistentemente i valori della velocità degli impulsi: in particolare è significativa la diminuzione della velocità con il 5 e il 10% di additivo.

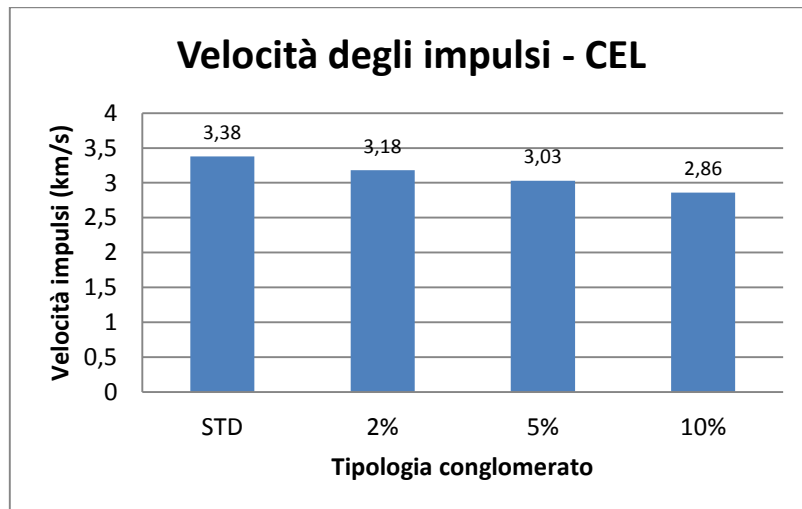


Grafico 107: confronto velocità degli impulsi con medesimo additivo

L'utilizzo della cellulosa tende a far diminuire la velocità degli impulsi, ma i valori restano comunque abbastanza elevati (Grafico 107). La differenza tra le diverse percentuali non è molto significativa.



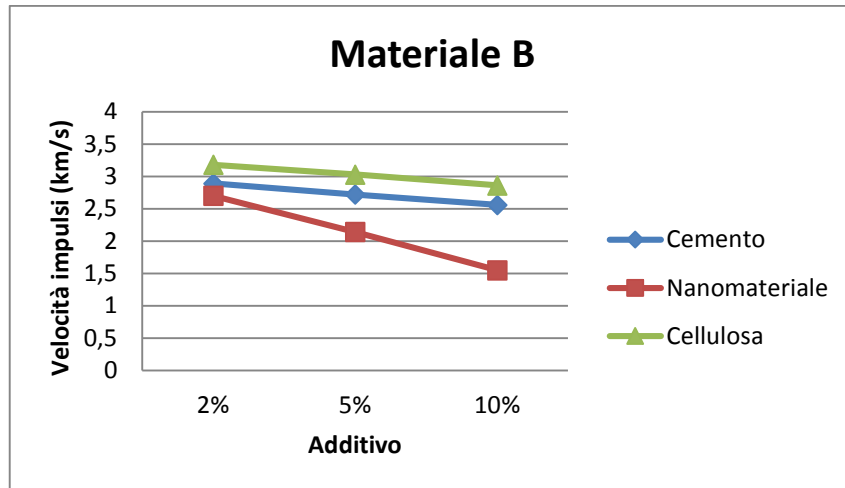


Grafico 108: confronto velocità degli impulsivi con diverse tipologia di conglomerato

Confrontando le diverse tipologie di conglomerati, è evidente come l'additivo che meglio influenza la velocità degli impulsivi è il nanomateriale (Grafico 108). Inoltre, il valore della velocità diminuisce in maniera ancora più significativa all'aumentare della percentuale di additivo.

### Confronto tra Materiale A e Materiale B

Modulo di rigidezza dinamico

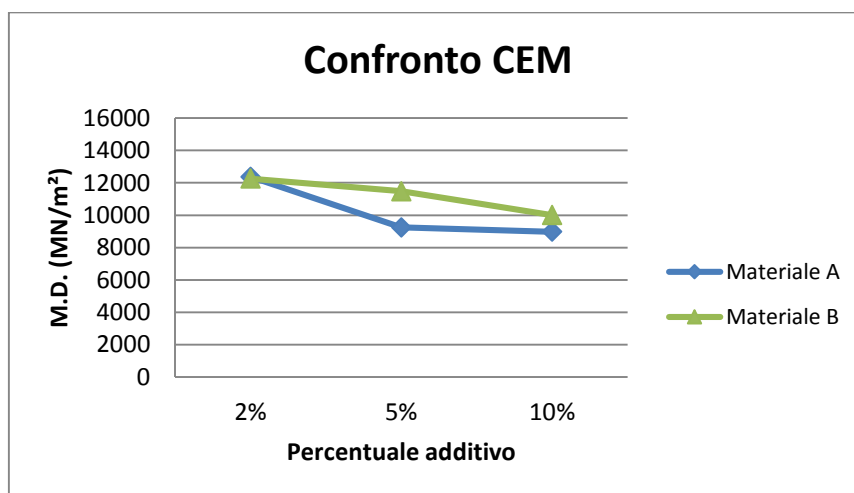


Grafico 109: confronto M.D. tra diversa tipologia di materiale

Osservando i valori del modulo per le due tipologie di materiale (A e B), si nota che i valori tendono essere simili per tutte le diverse percentuali di cemento impiegato: si evidenzia solamente che i valori del materiale A tendono ad essere leggermente inferiori (Grafico 109).

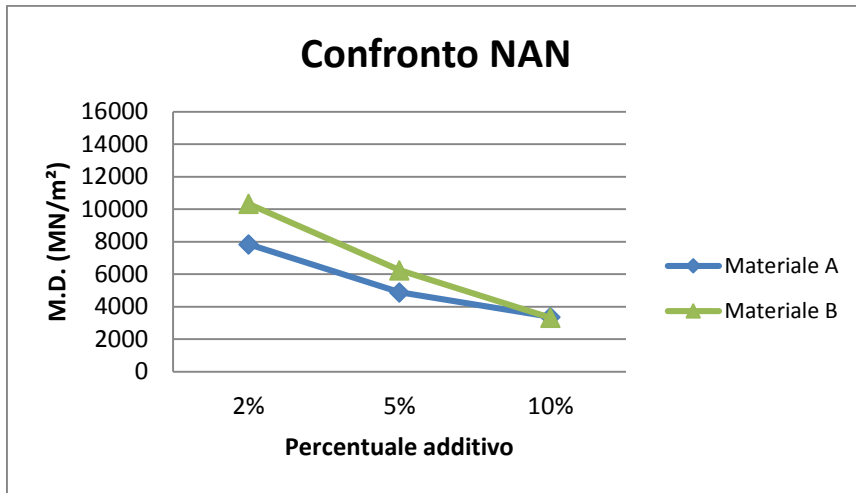


Grafico 110: confronto M.D. tra diversa tipologia di materiale

Nel Grafico 110, si osserva come all’aumentare della quantità di additivo impiegata, il comportamento dei due materiali (A e B) tende ad essere lo stesso. Anche per il caso del nanomateriale, il conglomerato bituminoso composto da Materiale A risulta essere leggermente migliore rispetto al materiale B.

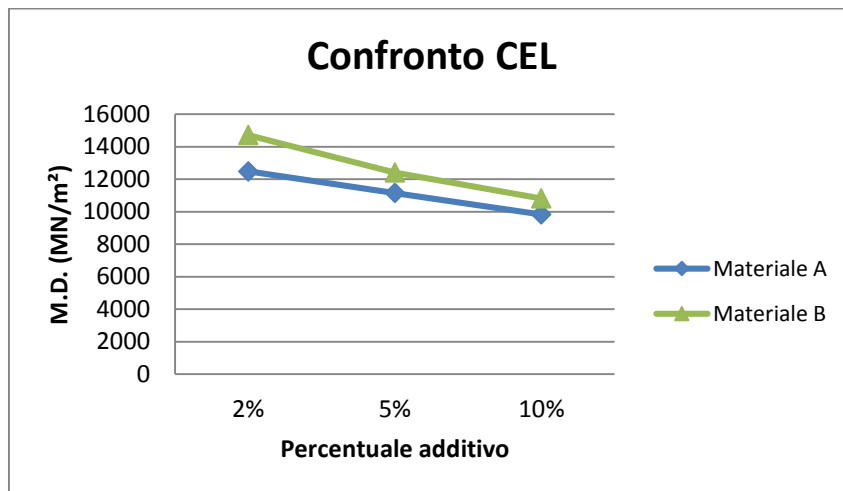


Grafico 111: confronto M.D. tra diversa tipologia di materiale

Dal grafico 111 è possibile osservare come i due conglomerati presentino valori simili e che subiscano una variazione non significativa dei valori. In questo caso, con l’impiego di fibre di cellulosa, si può osservare con più evidenza la differenza tra i due materiali (A e B): il primo presenta valori leggermente migliori rispetto al secondo.

## Velocità degli impulsi

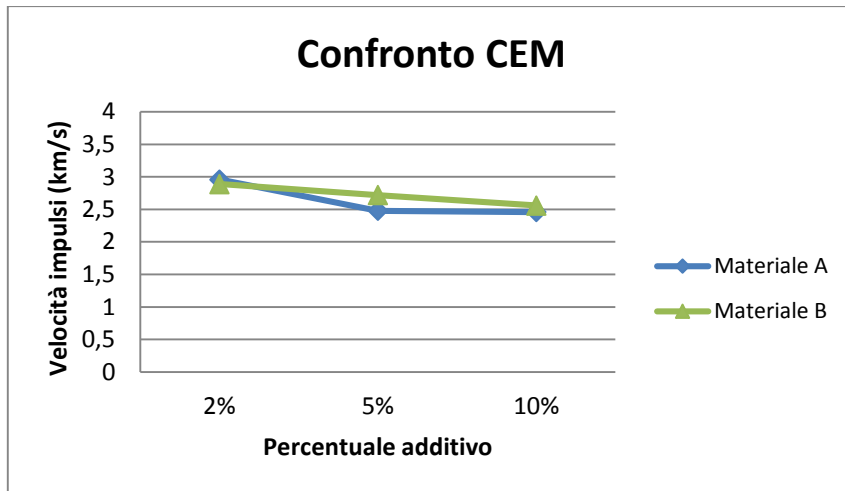


Grafico 112: confronto velocità degli impulsi tra diversa tipologia di materiale

Confrontando, a parità di additivo introdotto nella miscela (Grafico 112), i due materiali standard si può vedere come il loro comportamento risulti essere molto simile (con valori leggermente inferiori per il materiale A).

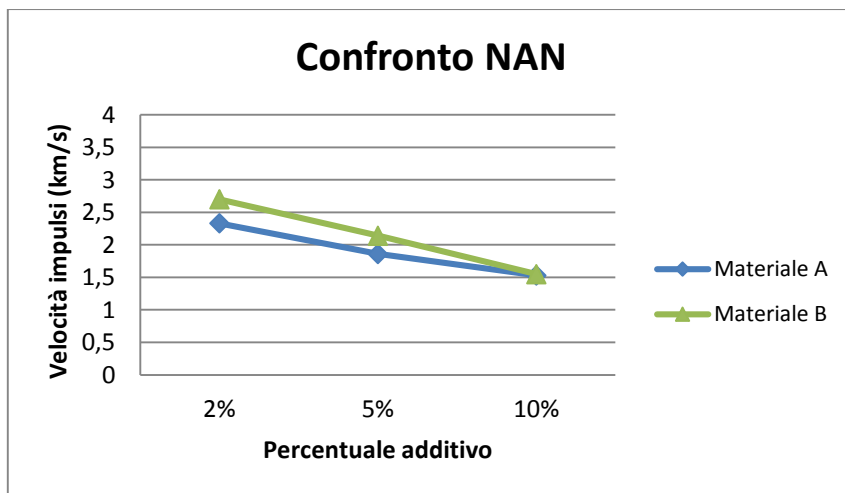


Grafico 113: confronto velocità degli impulsi tra diversa tipologia di materiale

I conglomerati bituminosi con aggiunta di nanomateriale risultano avere valori molto simili della velocità degli impulsi: si nota che le velocità per entrambi i materiali diminuiscono con l'aumento della percentuale di additivo impiegato (Grafico 113).

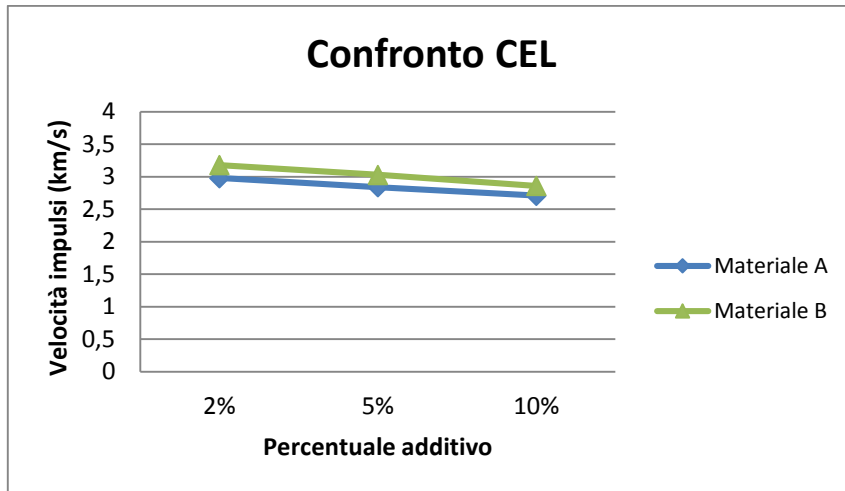


Grafico 114: confronto velocità degli impulsi tra diversa tipologia di materiale

I valori delle velocità degli impulsi risultano essere simili per entrambi i materiali anche al variare della percentuale di fibre di cellulosa aggiunta all'interno della miscela. Si osserva che i valori del materiale A tendono ad essere leggermente inferiori rispetto a quelli del materiale B (grafico 114).

## 9. Conclusioni

L'obiettivo della tesi è stato quello di analizzare le prestazioni di conglomerati bituminosi a freddo, di tipo "plastico", destinati alla manutenzione delle strade. Dal lavoro presentato si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Il conglomerato analizzato presenta – per le sue caratteristiche intrinseche di composizione - un'ottima lavorabilità, ma a temperatura ambiente, anche se compattato, non mantiene la propria forma, tendendo a perdere la sua coesione interna. Per ovviare a questo problema, in fase di studio di laboratorio è necessario operare immagazzinando i campioni a basse temperature.
- Il tempo di condizionamento per il conglomerato bituminoso di tipo standard incide in maniera significativa per entrambe le tipologie di materiale studiate (A e B): la miscela standard possiede infatti delle scarse capacità di resistenza a deformazione permanente. Se a questo materiale viene aggiunto un additivo, la differenza di prestazione al variare del tempo di condizionamento risulta essere meno evidente (ciò in funzione anche della quantità di additivo impiegato).
- L'aggiunta di additivi all'interno della miscela bituminosa standard migliora le prestazioni del conglomerato (sia nel caso del materiale A e del materiale B): maggiore è il quantitativo di additivo introdotto nella miscela, migliori sono le sue prestazioni. Il confronto delle proprietà tra le due tipologie di materiali (A e B) dimostra che la miscela con minor quantitativo di fluidificante è migliore (materiale A), ma all'aumentare della quantità di additivo introdotto nel conglomerato la differenza tra i due materiali (A e B) tende a diminuire.
- Per le prove di compressione ciclica, si può affermare che il materiale che migliora maggiormente le prestazioni del conglomerato bituminoso è il nanomateriale. In alcuni casi il cemento presenta prestazioni quasi pari al nanomateriale. Le fibre di cellulosa invece, pur migliorando le proprietà, non incidono in maniera significativa sul conglomerato bituminoso.
- Dai risultati della prova di ormaiamento mediante WTT è evidente che il conglomerato standard non è in grado di soddisfare le prestazioni necessarie negli interventi di

manutenzione. Esso deve essere associato all'impiego di additivi come acqua e cemento per ottenere dei risultati soddisfacenti. Modificando il conglomerato a freddo con l'aggiunta di nanomateriale, risulta un netto miglioramento delle prestazioni. Tra le due tipologie di materiale (A e B) non vi sono però significative differenze di prestazioni.

- I valori del modulo elastico di rigidezza dinamico hanno dimostrato che l'introduzione di additivi modifica le prestazioni dei conglomerati a freddo: all'aumentare della percentuale di additivi, vi è una riduzione del modulo delle miscele. L'additivo che fornisce risultati maggiormente significativi è ancora il nanomateriale, mentre le fibre di cellulosa presentano delle scarse prestazioni.

## Bibliografia

- [1] Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo. Parte 22: Metodo della traccia delle ruote (Wheel-tracker) UNI EN 12697 – 22
- [2] Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo. Parte 25: Prova di compressione ciclica (prova di Creep) UNI EN 12697 – 25
- [3] Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo. Parte 30: Preparazione del provino mediante compattatore a impatto UNI EN 12697 – 30
- [4] Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo. Parte 33: Preparazione del provino mediante compattatore a rullo UNI EN 12697 – 33
- [5] Prova di calcestruzzo nelle strutture. Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici UNI EN 12504 - 4
- [6] “Norme tecniche per la disciplina della costruzione e manutenzione delle infrastrutture stradali”; Ministero delle infrastrutture e dei trasporti; Ispettorato per la circolazione e la sicurezza stradale
- [7] “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”; Ministero delle infrastrutture e dei trasporti
- [8] “La resistenza alle deformazioni permanenti dei conglomerati bituminosi - Alcune metodologie dei simulatori di traffico”; S. Grillini, E. Volta; Dicom, Università di Bologna
- [9] Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Redatte da CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE: Commissione di studio per le norme relative ai materiali stradali e costruzione e manutenzione strade
- [10] “A proposed methodology for the global study of the mechanical properties of cold asphalt mixtures”; Breixo Gomez-Meijide, Ignacio Perez; 2014
- [11] “Moisture damage potential of cold asphalt”; Hussain A. Khalid and Ormsby K. Monney; 2008
- [12] “Effects of the use of construction and demolition waste aggregates in cold asphalt mixtures”; B. Gomez-Meijide, I. Perez; 2013

- [13] “Improving the compressive strengths of cold-mix asphalt using asphalt emulsion modified by polyvinyl acetate”; Chavez-Valencia, E. Alonso, A. Manzano, J. Perez, M.E. Contreras, C. Signoret; 2004
- [14] “The theoretical analysis of the RAP aged asphalt influence on the performance of asphalt emulsion cold recycled mixes”; Jinhai Yan, Haoran Zhu, Zhixiang Zhang, Lei Gao, Stephane Charmot; 2014
- [15] “Experimental characterization of high-performance fiber-reinforced cold mix asphalt mixtures”; G. Ferrotti, E. Pasquini, F. Canestrari; 2013
- [16] “A comparative study for improving the mechanical properties of cold bituminous emulsion mixtures with cement and waste materials”; Hassan Al Nageim, ShakirFalih Al-Busaltan, William Atherton, George Sharples; 2012
- [17] “Performance of gap graded cold asphalt containing cement treated filler”; Abbas Al-Hdabi, Hassan Al Nageim, Linda Seton; 2014
- [18] “Superior cold rolled asphalt mixtures using supplementary cementations materials”; Abbas Al-Hdabi, Hassan Al Nageim, Linda Seton; 2013
- [19] “Engineering Properties of fiber reinforced cold asphalt mixes”; Benedito de S. Bueno, Wander R. da Silva, Dario C. de Lima; 2004
- [20] “Influence of curing on cold mix mechanical performance”; J.-P. Serfass, J.-E. Poirier, J.-P. Henrat and X. Carbonneau; 2003
- [21] “Developing maturity methods for the assessment of cold-mix bituminous materials”; Thomas A. Doyle, Ciaran McNally, Amanda Gibney, Amir Tabakovic; 2012
- [22] “Use of cold mixes for rural road construction”; RajanChoudhary, AbhijitMondal, Harshad S. Kaulgud; 2012
- [23] “Road safety and pavement management”; Tighe S., Li N., CoweFalla L., Haas R.;2002
- [24] Appunti corso di “Progetto Infrastrutture Viarie”; Prof. Marco Pasetto



# Ringraziamenti

Arrivato al termine di questo capitolo della mia vita, penso sia corretto ringraziare le persone che più mi sono state accanto in questo percorso di studi. In primis, desidero ringraziare il professore Marco Pasetto per la disponibilità e la possibilità che mi ha concesso nell'intraprendere questo lavoro di tesi. Ringrazio particolarmente anche il correlatore Giovanni Giacomello che in questi sei mesi di lavoro in laboratorio è stato disponibile e mi ha aiutato nella realizzazione dell'elaborato.

Il mio ringraziamento più grande va ai miei genitori e al "bocia": in questi anni mi sono sempre stati accanto, nei momenti positivi e negativi, e hanno sempre appoggiato le mie scelte incoraggiandomi e compiendo sacrifici. Un ringraziamento particolare va a Francesca, che in questi anni mi è sempre stata vicino e a cui non posso più negare il corso per fidanzati.

Desidero ringraziare anche tutti i parenti, i miei amici, i miei compagni di squadra e i miei compagni dell'università: in particolare Ivano, con cui ho iniziato questo percorso dall'esame di ammissione che ci ha condotti a laurearci insieme oggi.