

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA



Caratterizzazione prestazionale di malte cementizie fluide da adottare nelle costruzioni stradali

Relatori

Prof. Ezio Santagata

Ing. Pier Paolo Riviera

Ing. Eldho Choorackal Avirachan

Candidato

Luigi Dolce

Luglio 2019

Abstract

In questo lavoro di tesi è stato analizzato dal punto di vista prestazionale e meccanico una malta cementizia autocompattante (SC-CBM) utile per la costruzione di fondazioni per pavimentazioni stradali. Il suo utilizzo è legato essenzialmente alle caratteristiche principali come ad esempio resistenza limitata, accettabile capacità di scavo, e rapidità installazione sul posto senza necessità di costipamento anche in presenza di una rete congestionata di servizi interrati. È stato prima di tutto caratterizzato il materiale in esame e, dopo aver verificato e calcolato il mix design con differenti percentuali di Ghiaia 8-18, Sabbione 0-8, e materiali di recupero come il fresato d'asfalto (RAP) e il limo presenti nella miscela, si è proceduto con una caratterizzazione dal punto di vista meccanico e prestazione. Le miscele utilizzate per questo tipo di prova sono state due: la prima con percentuale di cemento pari a 60kg/m^3 la seconda con percentuale di cemento pari a 100kg/m^3 .

Le prove utilizzate in questo lavoro di tesi sono state così suddivise: Resistenza a compressione non confinata (UCS), calcolo del modulo di rigidezza in configurazione ITSM, calcolo della resistenza trazione grazie all'utilizzo della prova a flessione su quattro punti, caratterizzazione a fatica, e infine calcolo delle deformazioni permanenti (Ormaiamento). Per quanto concerne la resistenza a compressione non confinata, il calcolo della rigidezza media e resistenza a trazione, la miscela con percentuale di cemento pari a 100kg/m^3 , in termini di resistenza e rigidezza, risulta essere molto superiore rispetto a quella a 60kg/m^3 ad ogni tempo di maturazione. Infine, per quanto riguarda la caratterizzazione a fatica, la miscela a 100kg/m^3 è risultata l'unica testabile portando al tracciamento della curva a fatica (numero di cicli – deformazioni); al contrario per le deformazioni permanenti si è notato un comportamento abbastanza simile per le due miscele in esame, ognuna a 3 e 7 giorni di maturazione.

Le prove hanno mostrato un buon comportamento da parte della miscela in esame (SC-CBM) dopo ogni test, questo implica la possibilità in futuro, grazie a differenti configurazioni di test, di poter essere utilizzata anche nelle costruzioni di pavimentazioni stradali tradizionali.

Indice

1	Introduzione	1
2	Miscele cementizie autocompattanti	9
2.1	Malte cementizie a resistenza controllata (CLSM)	10
2.1.1	Proprietà CLSM	12
2.2	Calcestruzzi autocompattanti (SCC).....	13
2.2.1	Caratteristiche e utilizzi delle miscele SCC	14
2.2.2	Materiali costituenti	15
2.3	Malte cementizie autocompattanti (SC-CBM).....	16
3	Literature Review	23
2.1	Resistenza a compressione e Rigidezza	24
2.2	Resistenza a flessione	29
2.3	Fatica	32
4	Indagine sperimentale	39
4.1	Caratterizzazione aggregati	42
4.2	Massa volumica.....	43
4.3	Metodologia e mix design.....	45
4.4	Valutazione delle prestazioni della miscela (SC-CBM).....	51
4.4.1	Resistenza a compressione non confinata (UCS).....	52
4.4.2	Calcolo modulo di rigidezza in configurazione ITSM	54
4.4.3	Flessione su quattro punti (Four-point flexural test)	59
4.4.4	Prove a fatica tramite il test a flessione su quattro punti (Four-point flexural fatigue).....	61
4.4.5	Prove a deformazioni permanenti (Ormaiamento).....	65
5	Risultati e analisi dei dati.....	67
5.1	Risultati derivanti da prova UCS	67
5.2	Risultati derivanti da prova ITSM.....	76
5.2	Risultati derivanti da prova a flessione su quattro punti	78
5.3	Risultati derivanti da prove a fatica	79
5.4	Risultati derivanti da prova a deformazioni permanenti (Ormaiamento).....	87
6	Conclusioni	93
	Bibliografia.....	97

1 Introduzione

La sovrastruttura stradale è una parte del corpo stradale costituita da un insieme di strati sovrapposti avente materiali e spessori diversi aventi funzione di sopportare le azioni indotte dal traffico e di trasmetterle e distribuirle, opportunamente attenuate, al terreno di appoggio (sottofondo) o ad altre strutture (es. opere d'arte), nonché di garantire agli utenti condizioni di sicurezza e confort di marcia (superficie di rotolamento regolare e poco deformabile).

La successione di strati è scelta a seconda della funzione che tali strati assolvono all'interno della struttura e a seconda del tipo di sollecitazione prevalente a cui sono sottoposti dai carichi di traffico.

Specificatamente le pavimentazioni assolvono a tre diversi compiti:

- ridurre le tensioni trasmesse al sottofondo ad un livello compatibile con la sua capacità portante in modo che il terreno non subisca deformazioni eccessive;
- formare una struttura stabile nel tempo e poco deformabile in grado di sopportare i carichi ripetuti applicati dai veicoli e tale da assicurare un adeguato confort di marcia;
- garantire la sicurezza della circolazione in relazione ai problemi di aderenza pneumatico-pavimentazioni in presenza di agenti inquinanti (acqua, fango, neve, ghiaccio, depositi di gomma).

Al variare dei materiali impiegati e dell'ordine con cui sono disposti nella struttura, si possono distinguere i seguenti tipi di sovrastrutture stradali.

- Flessibili

Le sovrastrutture flessibili si sono diffuse in tutto il mondo e attualmente sono le sovrastrutture più adoperate in ambito sia stradale che aeroportuale. Lo strato flessibile realizza una trasmissione uniforme delle tensioni a cui corrisponde una distribuzione non uniforme delle deformazioni [1].

Sostanzialmente sono costituite dai seguenti strati:

- manto in conglomerato bituminoso composto a sua volta di due strati, usura e collegamento o binder,
- base in conglomerato bituminoso, misto bitumato o misto granulare,

- fondazione generalmente in misto granulare,
- sottofondo;

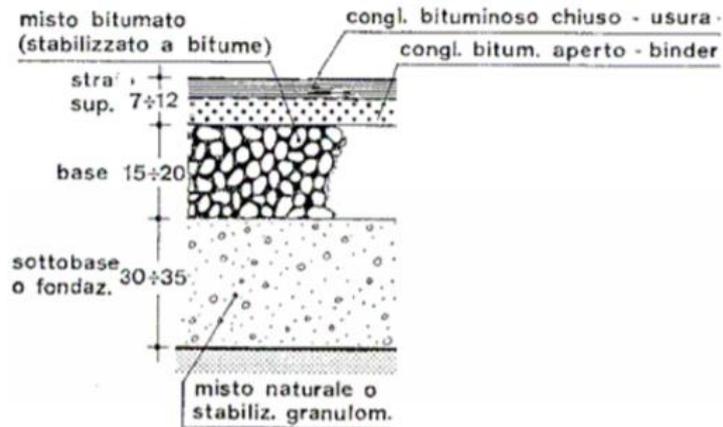


Figura 1.1: Esempio di pavimentazione flessibile.

Nella pavimentazione flessibile la diffusione dei carichi dalla superficie al sottofondo avviene secondo un sistema stratificato e il modello strutturale cui si fa riferimento è il multistrato elastico.

- Rigide

Esse sono molto più sviluppate all'estero che in Italia. Uno strato di tipo rigido, al contrario di quello flessibile, realizza una trasmissione non uniforme delle tensioni corrispondente a una deformazione uniforme dello strato cementizio.

Sostanzialmente sono costituite dai seguenti strati [1]:

- lastra in calcestruzzo posata su uno o più strati di fondazione in misto cementato e/o misto granulare o direttamente poggiate sul terreno di sottofondo se questo garantisce un'adeguata capacità portante;

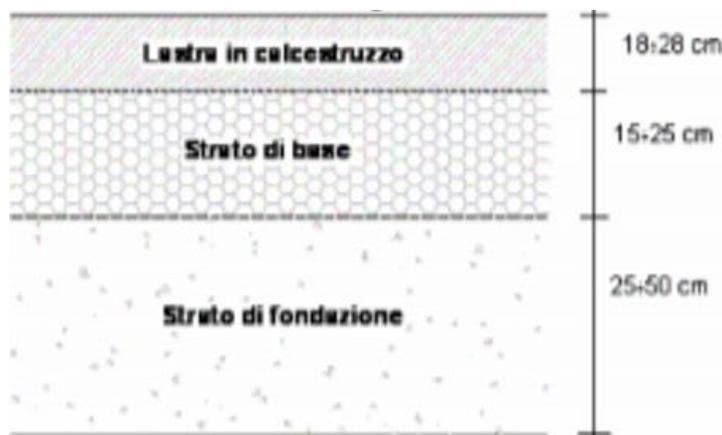


Figura 1.2: Esempio di pavimentazione flessibile.

A differenza delle pavimentazioni in conglomerato bituminoso le lastre in calcestruzzo risentono in misura maggiore di eventuali cedimenti differenziali dovuti a variazioni fisiologiche delle caratteristiche portanti del sottofondo.

- Composita

Essa è data dalla combinazione di strati rigidi e flessibili. Lo schema più comune prevede la presenza di una lastra rigida in calcestruzzo a cui si sovrappongono uno o più strati flessibili in conglomerato bituminoso. Rappresenta dunque la soluzione ideale in quanto combina una base dotata di elevatissima capacità portante con una superficie molto regolare, confortevole e in grado di offrire notevole aderenza [1].

- Costituite da una successione di strati simile a quella delle pavimentazioni flessibili, ad eccezione del fatto che è presente anche uno strato di base legato con cemento (misto cementato);

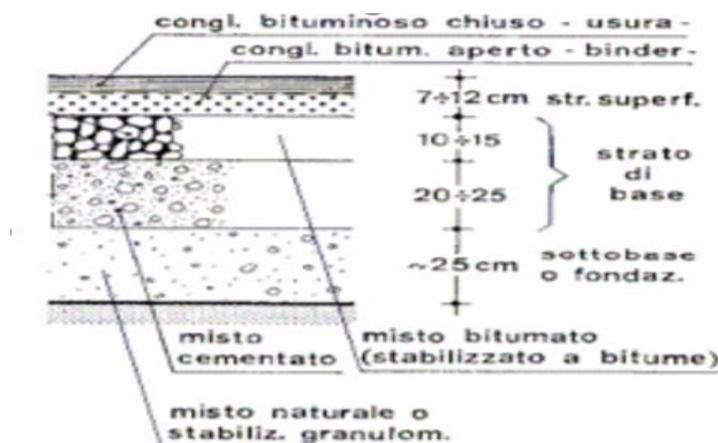


Figura 1.3: Esempio di pavimentazione flessibile.

Le principali caratteristiche degli strati che costituiscono lo strato di fondazione stradale possono essere così riassunte:

- Sottofondo

Esso è un volume di terra al di sotto della pavimentazione stradale dove sono apprezzabili gli effetti delle sollecitazioni prodotte dai carichi veicolari. Nelle sezioni in trincea è lo strato più superficiale del terreno in sito, nelle sezioni in riporto è la parte superiore del rilevato. Il sottofondo deve garantire buone

condizioni di portanza nelle diverse condizioni ambientali in cui può venire a trovarsi. Per questo, quando necessario deve essere protetto dall'azione dell'acqua e del gelo;

– Fondazione

Lo strato di fondazione è il primo strato della pavimentazione stradale appoggiato sopra al sottofondo. Può essere realizzato con misto granulare stabilizzato oppure con materiali di riciclo conformi alla normativa UNI EN 13242 (scarti di costruzione e demolizione di opere edili, fresato di conglomerato bituminoso, vecchia fondazione stradale, materiali provenienti dagli scavi, ecc.), con e senza trattamento di stabilizzazione con cemento e/o calce. La stabilizzazione si rende necessaria solo quando l'impiego diretto non consente di raggiungere i requisiti di portanza e di stabilità al gelo previsti dalle Norme Tecniche di Capitolato. Particolare attenzione è posta per fondazioni stabilizzate a cemento. Tale tecnica consiste nella realizzazione di strati di fondazione con miscele di terre e di aggregati stabilizzate a cemento (eventualmente dopo un pretrattamento con calce) e rappresenta una valida alternativa al tradizionale impiego di misti granulari. L'impiego della calce, in aggiunta al cemento, si rende necessario nei casi in cui il materiale da stabilizzare presenta Indice di Plasticità $IP > 6$, cioè quando la miscela di aggregati contiene una significativa presenza di materiali fini (plastici) di natura argillosa. L'individuazione del tipo di legante (calce e/o cemento) e del dosaggio da adottare per il raggiungimento delle prestazioni previste devono scaturire da specifiche indagini di laboratorio. Esso ha in primo luogo la funzione statica di ripartizione dei carichi, ma funge anche da elemento di separazione tra il terreno di sottofondo ed i materiali superficiali più pregiati. In tale senso ostacola anche la risalita capillare dell'acqua e la contaminazione degli strati sovrastanti da parte delle particelle fini del sottofondo.

In generale lo strato di fondazione di tipo misto cementato contribuisce a incrementare la capacità portante della pavimentazione e a garantire una vita utile sufficientemente estesa anche in presenza di forti volumi di traffico pesante, quali quelli che caratterizzano la rete autostradale sulla quale tale

soluzione tipologica è molto diffusa.

La scelta della sovrastruttura stradale dipende da diversi fattori che vanno dal traffico stimato, alla sicurezza, ai costi, alla disponibilità di materiali, alla presenza di linee interrato, alla logistica delle operazioni di costruzione e alle competenze degli appaltatori coinvolti. È possibile selezionare vari tipi di pavimentazione, tra cui flessibili, rigide e intermedie, ma i progettisti possono anche dover derogare dalle soluzioni standard, identificando materiali e tecnologie innovativi compatibili con i requisiti specifici del sito.

Sono presenti differenti tipi di fattori da considerarsi critici per i progettisti, e le applicazioni sono diverse e variano a seconda del caso in esame. Per quanto riguarda le pavimentazioni flessibili, costituite da conglomerato bituminoso negli strati più superficiali, offrono una buona soluzione in termini di comfort di guida, emissione limitata di rumore e facilità di manutenzione. Al contrario, prendendo in considerazione le pavimentazioni rigide e intermedie, lo strato di fondazione in misto cementato come fondazione ha il principalmente compito di resistere ai carichi verticali ripartendoli sugli strati sottostanti. Esistono altri fattori che potrebbero essere considerati nella scelta del tipo di pavimentazione, come ad esempio il costo del ciclo di vita della costruzione, disponibilità dei materiali utilizzati, impatto ambientale e temperature.

Quest'ultimo è un parametro fondamentale da tenere in considerazione nelle pavimentazioni adottate nei tunnel stradali, ove le temperature tendono ad essere significativamente più alte e caratterizzate da una minore variabilità giornaliera e stagionale, portando così a valori di rigidità inferiori degli strati superiori di una pavimentazione flessibile. Quindi, al fine di ridurre le deflessioni e le sollecitazioni sotto carico, è possibile utilizzare le pavimentazioni del tipo rigido e composita, in cui gli strati di cemento vengono posizionati su una fondazione relativamente stabile e stabilizzata. Soluzioni tipiche, adottate nella pratica, implicano il posizionamento di un riempimento costituito nella sua parte inferiore da un materiale non legato a grana grossa (che garantisce un drenaggio adeguato) e nella sua parte superiore del terreno selezionato (che funge da sottofondo). Tuttavia, come opzione alternativa, i materiali legati al cemento possono anche essere impiegati per formare l'intero riempimento. In particolare, può essere vantaggioso impiegare miscele autolivellanti cementate che

possono essere posizionate senza compattazione, conseguendo quindi uno stato omogeneo anche in presenza di utenze sotterranee interrato e condotti di drenaggio. Nelle fondazioni di questo tipo di miscele utilizzate per le gallerie stradali è importante raggiungere una sufficiente capacità portante a breve termine tale da resistere al carico relativo alle attrezzature per l'edilizia e al trasporto (come ad esempio autocarri) utilizzate.

La costruzione di nuovi tunnel e reti stradali è spesso combinata con il posizionamento di linee di servizio come cavi ad alta tensione che nella maggior parte dei casi sono interrati per garantire un trasferimento sicuro e affidabile di energia. La loro capacità di carico dipende da diversi fattori, e la temperatura del conduttore svolge un ruolo cruciale, infatti capacità di dissipazione del calore del materiale che circonda i cavi dovrebbe essere assicurata. Per far ciò, dunque vengono progettati strati di fondazioni in miscele fluide autolivellanti e auto compattanti costituite da una corretta combinazione di legante idraulico, aggregati e acqua. La loro formulazione può essere regolata per includere diversi componenti riciclati che contribuiscono alla riduzione dei costi e dell'impatto ambientale associati alle operazioni di costruzione.

In questo lavoro di tesi sono stati utilizzati come componenti riciclati il RAP e il limo. Esso è il principale materiale di scarto prodotto a seguito di attività di manutenzione e riabilitazione eseguite su pavimentazioni stradali ammalorate. È costituito da aggregati minerali ricoperti da film sottili bituminosi invecchiati ed è tipicamente impiegato in sostituzione di parte degli aggregati vergini nella produzione di miscele bituminose fredde e calde.

Secondo le statistiche disponibili, circa 50 milioni e 69 milioni di tonnellate di materiale RAP vengono stoccate rispettivamente ogni anno in Europa e negli Stati Uniti. I lavori pubblicati sulla progettazione e sulla caratterizzazione di malte cementizie a resistenza controllata (CLSM) non documentano alcuna esperienza sull'uso di RAP. Ciò è probabilmente dovuto al fatto che RAP in genere contiene, oltre agli aggregati fini, frazioni grossolane che raramente vengono richieste per integrare gli aggregati vergini in questi mix. Tuttavia, negli ultimi anni sono stati fatti alcuni lavori sul cemento Portland e sulle miscele stabilizzate con cemento con il desiderio generale di identificare materiali innovativi, a basso costo e sostenibili. Huang et al. ha osservato che l'uso di RAP può portare a una riduzione della compressione concreta e alla resistenza alla trazione, ma

può anche migliorare le caratteristiche di tenacità.

A causa delle problematiche riguardanti i sottoservizi, i tubi per la raccolta delle acque, e i cavi per la trasmissione dell'energia elettrica, spesso questo tipo di malte e miscele vengono utilizzate come sottofondo nelle pavimentazioni stradali presenti nei tunnel.

Il presente lavoro di tesi è stato sviluppato all'interno del Laboratorio Materiali Stradali del Politecnico di Torino, e si è sviluppato attraverso le seguenti fasi:

1. Definizione delle miscele cementizie basate su procedure di mix-design definite dell'Ing. Eldho Choorackal;
2. Confezionamento delle miscele cementizie ed esecuzione delle prove sperimentali;
3. Elaborazione dei dati sperimentali ottenuti ed esecuzione delle prove di laboratorio;
4. Analisi dei dati sperimentali.

Tutte le fasi sono state sviluppate con equivalente contributo dello scrivente e dell'Ing. Eldho Choorackal, correlatore del presente lavoro di tesi.

2 Miscele cementizie autocompattanti

L'uso di miscele cementizie nella costruzione di pavimentazioni è abbastanza comune a causa del notevole contributo che possono fornire al miglioramento della capacità portante. In letteratura sono stati ampiamente discussi e di conseguenza sono stati inclusi come materiali standard in particolari casi e nei manuali di progettazione grazie a uno studio circa la progettazione del mix e la caratterizzazione delle prestazioni.

Data l'assenza di riferimenti normativi riguardanti l'impiego di conglomerati cementizi come strato di fondazione stradale, è stato necessario svolgere uno studio preliminare circa le diverse tipologie di materiali con caratteristiche utili ai fini dello studio.

In particolare, tali miscele devono soddisfare alcune caratteristiche fondamentali tipiche di questo tipo di materiale:

- *fluidità*, a causa di sottoservizi presenti, il materiale dovrà fluire in cavità e sezioni molto strette;
- *caratteristiche autolivellanti*, al fine di evitare mezzi di compattazione che danneggerebbero i sottoservizi presenti;
- *portanza adeguata nel breve termine*, al fine di creare danni al passaggio di mezzi pesanti a pochi giorni dal getto;
- *limitate caratteristiche meccaniche a lungo termine*, al fine di consentire una rimozione con relativa facilità in caso di lavori di manutenzione e per evitare di creare un materiale troppo rigido rispetto al materiale sovrastante;
- *utilizzo di materiale di recupero*, risolvendo problematiche relative a problemi di stoccaggio e permettendo di ridurre i costi rispetto all'utilizzo solo di materiali vergini;
- *conduttività termica*, a causa della presenza di cavi ad alta tensione con temperature attorno ai 70°C che dovranno essere dissipate al fine di non creare problematiche di funzionamento dei cavi stessi.

In relazione al materiale destinato allo strado di fondazione stradale, sono state analizzate tre tipologie di miscele cementizie:

- malte cementizie a resistenza controllata (CLSM);
- calcestruzzi autocompattanti (SCC);
- Malte cementizie autocompattanti (SC-CBM).

2.1 Malte cementizie a resistenza controllata (CLSM)

Le malte cementizie a resistenza controllata, chiamate in letteratura “Controlled low-Strength Materials (CLSM)” sono riempimenti cementizi in uno stadio fluido al tempo di posizionamento e compressione limitata. Il materiale ha ottenuto un riconoscimento apprezzabile nel corso degli anni negli Stati Uniti e in Canada come materiale di riempimento grazie ai suoi vantaggi intrinseci; questi includono ad esempio auto-consolidamento, densità controllata, forza controllata, facilità di scavo ed economia. Nel 1984 è stato approvato e adottato dal Comitato n.229 dell’American Concrete Institute (ACI) il termine “materiali a resistenza controllata” il legante cementizio autocompattante utilizzato come riempimento in alternativa ai materiali granulari. Negli ultimi anni sono stati effettuati diversi studi riguardanti il possibile miglioramento di tali miscele nell’ambito del mix-design al fine di coniugare resistenze controllate, elevata lavorabilità e rimovibilità. CLSM è ideale per l'uso in qualsiasi operazione di riempimento o quando è presente un ristretto accesso per le attrezzature da compattazione. È inoltre vantaggioso per il rinterro di scavi che tendono a crollare nel momento in cui viene utilizzata una normale strumentazione di compattazione. Esistono diversi campi di applicazione che possono essere così sintetizzati:

- recupero di trincee;
- riempimento per strutture sotterranee (es: serbatoi, fognature gallerie);
- componenti secondarie e muri di sostegno;
- spalle di ponti;
- letti di posa delle condotte;
- isolamento termico con malta cementizia;
- la maggior parte delle situazioni in cui è richiesto il riempimento del terreno.

Le principali problematiche dal punto di vista tecnico delle miscele CLSM riguarda

l'incremento di resistenza a lungo termine, che potrebbe a lungo creare difficoltà nella rimozione del materiale stesso per le operazioni di manutenzione dei sottoservizi. Risulta dunque importante non utilizzare strumento di demolizione che potrebbero provocare problematiche dal punto di vista di costi, tempi d'intervento e tutela del sottoservizio. Al fine di evitare tali complicanze risulta fondamentale cercare di ottenere resistenze meccaniche a lungo termine il più possibile comparabili con quelle dei materiali granulari usualmente impiegati. I CLSM sono definiti dall'ACI 116R come materiali la cui resistenza deve essere uguale ma non superiore a 8,3 Mpa e non devono essere confusi con i calcestruzzi autocompattanti poiché questi ultimi richiedono una compattazione in situ al fine di raggiungere le resistenze desiderate.

Un tipico mix di CLSM contiene principalmente acqua, cemento portland e aggregati fini o grossi. I produttori di mix scelgono diversi materiali a seconda della disponibilità, sul costo e sulle caratteristiche richieste, come ad esempio fluidità, resistenza e densità.

Per quanto concerne il cemento, esso fornisce coesione e resistenza alle miscele e per la maggior parte delle applicazioni vengono usati cementi portland di tipo I e II. Il range di contenuto di cemento tipicamente è compreso tra 30 e 120 kg/m³ a seconda dei requisiti richiesti. Infatti, all'aumentare del contenuto di cemento si riduce il tempo di indurimento e aumenta la resistenza.

L'acqua utilizzata è uguale a quella impiegata per le miscele cementizie, permettendo al CLSM di fluire in modo autonomo, autolivellandosi e autoconsolidandosi. Il contenuto varia a seconda della fluidità e dei requisiti di forza, tipicamente si aggira tra 193 e 344 kg/m³. Tipicamente è richiesto un contenuto d'acqua maggiore per le miscele contenenti aggregati più fini.

La quantità di aggregati varia a seconda della necessità di riempire il volume del CLSM dopo aver considerato la percentuale di cemento, acqua e aria. Generalmente tutti i capitolati richiedono l'utilizzo di aggregati fini, e i contenuti variano tra 1500 e 1800 kg/m³.

Gli aggregati, che solitamente sono i principali costituenti del CLSM, influenzano con la loro forma e caratteristiche le proprietà fisiche come ad esempio fluidità e resistenza a compressione. Tipici aggregati utilizzati:

- aggregati che rispettano le prescrizioni della norma ASTM C33;
- ghiaia fine con sabbia;

- aggregati con diametro massimo di 19mm;
- materiale di scarto delle cave.

Infine, risulta molto utile l'utilizzo di aggregati locali al fine di abbattere i costi di trasporto e produzione degli stessi.

Per quanto concerne gli additivi, essi sono quei prodotti aggiunti durante il procedimento di miscelazione del calcestruzzo in quantità non superiore al 5% rispetto alla massa del legante, allo scopo di modificare le proprietà della miscela allo stato fresco e/o indurito. Gli additivi vengono normalmente impiegati per ottenere diversi obiettivi, come ad esempio migliorare le caratteristiche del calcestruzzo, migliorarne le prestazioni, raggiungimento di elevati livelli di qualità e riduzione di costi di messa in opera al fine di migliorare le condizioni di lavoro e il rispetto dell'ambiente

È possibile, infine, utilizzare materiali particolari per produrre i CLSM. Alcuni esempi potrebbe essere l'utilizzo del polverino in gomma proveniente da macinazione di pneumatici e ceneri pesanti di varia origine o altri prodotti derivanti dalla combustione del carbone.

2.1.1 Proprietà CLSM

Data la natura ibrida delle miscele CLSM che si pone perfettamente a metà tra una terra e calcestruzzi ordinari, è difficile verificare le loro caratteristiche con i metodi standard sviluppati per il calcestruzzo tradizionale. Infatti, tutte le attrezzature sviluppate per testare i calcestruzzi non sono appropriate per i CLSM, poiché ciò che influenza maggiormente questo tipo di miscele sono le proporzioni degli ingredienti.

La principale caratteristica delle miscele CLSM è la fluidità in quanto permette l'autolivellamento del materiale scorrendo e riempiendo facilmente un vuoto, senza la necessità di compattazione. La prova di spandimento su piastra secondo la norma ASTM D 1603 permette di regolare la fluidità richiesta, in particolare si parla di alta fluidità quando il diametro del materiale espanso risulta di almeno 200 mm.

Il tempo di indurimento è il tempo necessario alla malta per passare dallo stato liquido a quello solido, al fine di raggiungere la resistenza meccanica richiesta. Normalmente sono sufficienti 3-5 ore per il completamento dell'indurimento. Diversi fattori

influenzano il tempo di indurimento, come ad esempio il tipo e la quantità di materiale cementizio, contenuto di acqua all'interno del CLSM, umidità, temperatura dell'ambiente circostante e profondità di riempimento.

Il CLSM ha una resistenza a rottura per compressione in condizioni non confinate pari tra 0.3 e 0.7 MPda a cui corrisponde una capacità portante ammissibile di un terreno ben compattato.

La densità tipica è compresa tra 1840 e 2320 kg/m³ risultando maggiore di molti materiali compattati.

Dal punto di vista termico non sono considerati buoni isolanti termici, ma un'alta densità e bassa porosità sono prescritte al fine di aumentare la conduttività termica. Infatti, all'aumentare dell'umidità e della densità secca aumenta anche la conduttività termica. I valori tipici di permeabilità sono compresi tra 10⁻⁴ e 10⁻⁵ cm/sec e aumenta al diminuire dei materiali cementizi e all'aumentare del contenuto di aggregati. Il metodo più comune per la misura della permeabilità delle miscele di CLSM è fornito dalla ASTM D 5084.

I limiti per l'escavabilità possono variare a seconda della miscela di CLSM, infatti miscele contenenti grandi quantità di aggregati grossi sono difficili da rimuovere a mano, al contrario miscele che utilizzano una grande quantità di sabbia fine possono essere scavate solo con mezzi meccanici.

Al contrario delle altre proprietà, il ritiro non influenza le prestazioni del CLSM e solitamente vengono associati valori molto piccoli compresi tra 0,002 e 0.05 %.

2.2 Calcestruzzi autocompattanti (SCC)

I calcestruzzi autocompattanti rappresentano una categoria di conglomerati che non necessita dopo la posa in opera di alcuna forma di compattazione o vibrazione in quanto essi sono in grado di riempire completamente la cassaforma, garantendo nel contempo una efficace espulsione dell'aria intrappolata in eccesso rispetto a quella fisiologica e, quindi, valori della resistenza in opera sostanzialmente coincidenti con quelli conseguibili sui provini prelevati a "bocca di betoniera" e compattati a "rifiuto". Da questo punto di vista, quindi, i calcestruzzi autocompattanti possono ritenersi una naturale evoluzione di quelli superfluidi e sono stati sviluppati per esasperare la

possibilità di rendere la qualità del conglomerato in opera sostanzialmente indipendente dalle operazioni di posa e compattazione oltre che per accelerare le operazioni di betonaggio per la realizzazione di strutture in cui rilevanti sono i volumi di calcestruzzo impiegati. Un calcestruzzo autocompattante infatti per essere realmente tale, deve possedere caratteristiche particolari. Deve essere caratterizzato da un'elevata capacità di scorrimento in assenza di ostacoli (elevata deformabilità), ossia deve essere in grado di cambiare la sua forma in virtù solo del peso proprio raggiungendo distanze più o meno elevate dal punto di getto del calcestruzzo, all'interno delle zone cassate, e deve avere un'elevata resistenza alla segregazione, al fine di realizzare strutture o parti strutturali il cui volume sia costituito da materiale di caratteristiche omogenee in ogni suo punto.

Il contenuto di polvere, cioè l'insieme di materiale fine inferiore a 0.125 mm è solitamente compreso tra 410 e 610 kg/m³. È presente inoltre un maggiore volume di pasta, rappresentante dell'insieme di cemento, filler, acqua ed eventuali additivi, compreso tra 150 l/m³ e 710 l/m³.

2.2.1 Caratteristiche e utilizzi delle miscele SCC

Il confronto con i calcestruzzi ordinari evidenzia i pregi e i difetti del calcestruzzo autocompattante e i suoi utilizzi tipici dell'ingegneria civile fino ai giorni nostri. I principali pregi dei materiali SCC possono essere riassunti come segue:

- il risparmio dell'energia di mescola, di vibrazione e di pompaggio;
- il risparmio di mano d'opera per le operazioni di costipamento;
- minore tempo di posa in opera del calcestruzzo;
- maggiore durabilità e resistenza meccanica rispetto ai calcestruzzi ordinari poiché si evita l'insorgere dei difetti dovuti ad una non adeguata compattazione.
- diffusione omogenea anche in presenza di strutture fittamente armate, come ad esempio casseforme di forma complessa, sezioni ristrette e ostacoli in generale;
- eliminazione dell'aria intrappolata nel getto senza procedere a vibrazione;

Le principali applicazioni sono pressoché indispensabili per getti in strutture ad alta densità di armature metalliche. Più in generale l'utilizzo di tali miscele autocompattanti può rivelarsi estremamente vantaggioso dal punto di vista della produttività del cantiere.

In generale i calcestruzzi SCC vengono utilizzati principalmente nelle seguenti applicazioni:

- gallerie;
- costruzioni industriali;
- opere geometriche complesse;
- realizzazione di ponti;
- strutture facciavista di notevole pregio;
- realizzazione di pavimenti industriali.

2.2.2 Materiali costituenti

Per quanto concerne i calcestruzzi autocompattanti la norma di riferimento e i requisiti devono soddisfare la norma EN 206. Al fine da non compromettere la qualità e la durata del calcestruzzo i materiali utilizzati non devono contenere elementi nocivi.

Tipicamente i calcestruzzi autocompattanti hanno un contenuto di cemento compreso tra 350-450 kg/m³. Problematiche legate al ritiro potrebbero essere legate a quantitativi maggiori e potrebbe essere accettato solo con l'aggiunta di altro materiale come ad esempio ceneri volanti o pozzolana.

La scelta del tipo di cemento deve rispettare le norme EN 197-1 e dipende dai requisiti generali del calcestruzzo richiesti.

Per i calcestruzzi SCC può essere utilizzata la stessa acqua impiegata nelle miscele tradizionali e deve essere conforme alla norma EN 1008.

Risultano essere molto importante per la reologia degli SCC il materiale fine, infatti è necessaria una quantità minima al fine di evitare problemi di segregazione. Per quanto concerne gli aggregati grossolani, la dimensione massima è generalmente 16-20 cm anche se sono stati utilizzati spesso aggregati con diametro fino a 40 cm. Un altro parametro importante è la forma, infatti aggregati frantumati tendono a migliorare la

resistenza grazie all' "interlocking" tra particelle.

Fondamentale infine per gli aggregati è il contenuto di umidità che deve essere sempre presa in considerazione durante il mix design e la produzione di un SCC di buona qualità.

Più in generale gli aggregati devono essere conformo alla norma EN 12620.

Tipici additivi utilizzati per la produzione di calcestruzzi SCC sono i superfluidificanti al fine di ottenere una specifica lavorabilità richiesta. Altri tipi di additivi possono essere usati, come ad esempio modificatori di viscosità (VMA) al fine di migliorare la stabilità o gli areanti (AEA) per migliorare la resistenza ai cicli gelo-disgelo.

Tipicamente vengono introdotti degli inerti e/o reattivi al fine di migliorare e mantenere la lavorabilità. Le aggiunte tipiche sono: polvere di pietra, ceneri volanti, fumo di silice, loppa granulata d'altoforno, calcare e pigmenti.

2.3 Malte cementizie autocompattanti (SC-CBM)

Nel caso specifico delle gallerie stradali, l'uso di miscele legate al cemento può interessare non solo la formazione della sovrastruttura, ma anche la costruzione della cosiddetta fondazione, che è compresa tra la base del tunnel e la pavimentazione. In particolare, può essere particolarmente interessante utilizzare malte cementizie autocompattanti (di seguito indicate come SC-CBM) che possono essere rapidamente installate sul posto senza necessità di costipamento anche in presenza di una rete congestionata di servizi interrati. Tali miscele devono possedere una resistenza limitata, che corrisponde ad una accettabile capacità di scavo, poiché dovrebbero consentire un facile accesso ai condotti interrati in caso di manutenzione. Inoltre, essendo progettati con l'obiettivo supplementare di garantire un'alta resistenza termica, possono aiutare la dissipazione del calore prodotto dai cavi ad alta tensione che sono incorporati nella fondazione della pavimentazione.

Sulla base delle caratteristiche sopra riportate, è evidente che gli SC-CBM sono abbastanza simili ai Controlled Low Strength Materials (CLSM), che sono solitamente impiegati per le operazioni di riempimento di trincee. Tuttavia, sono diversi in termini di composizione, grazie alla presenza di aggregati più grossolani e delle loro funzioni previste in servizio, tra cui la capacità portante.

I componenti tipici degli SC-CBM sono aggregati fini e grossi, cemento Portland, acqua e

vari additivi. Tuttavia, la loro composizione può essere molto più complessa in quanto possono includere anche una vasta gamma di sottoprodotti industriali e materiali riciclati per ridurre i costi e aumentare la sostenibilità delle operazioni di costruzione. Come nel caso dei CLSM, la polvere del forno di cemento, le ceneri leggere e le scorie possono essere utilizzate come sostituti parziali del cemento, mentre gli aggregati vergini possono essere sostituiti da rifiuti di costruzione e demolizione, aggregati di calcestruzzo riciclato, particelle di pneumatici di scarto e pavimentazione di asfalto rigenerata. Qualunque sia l'insieme di materiali componenti disponibili, gli SC-CBM devono essere progettati in base ai loro requisiti di prestazione. Tuttavia, nessun metodo di progettazione del mix è attualmente riconosciuto come standard.

A conseguenza di ciò, la composizione della miscela ottimale è identificata in funzione dei requisiti ingegneristici che sono espressi in termini di scorrevolezza, rigidità e resistenza. Queste proprietà dipendono da diversi fattori, tra cui i più rilevanti sono il contenuto di cemento, il contenuto di acqua e la distribuzione delle dimensioni delle particelle. Un ulteriore adattamento delle caratteristiche degli SC-CBM può essere ottenuto utilizzando i diversi additivi e regolando il loro dosaggio. Il metodo proposto combina elementi trattati da altri studi condotti su miscele CLSM e su calcestruzzi autocompattanti (SCC), con i quali condivide con le caratteristiche comuni di scorrevolezza.

Il Politecnico di Torino ha sviluppato una procedura di progettazione del mix per lo sviluppo di materiali SC-CBM [2], infatti tale procedura è presentata nel diagramma di flusso di Figura 2.1. Lo schema mostra una fase preliminare di preparazione (fase 1) e una fase finale di selezione della miscela (fase 4) che completa il processo finale.

La fase preliminare del progetto (fase 1) è dedicata al reperimento di informazioni rilevanti per il progetto di pavimentazione e all'approvvigionamento di materiali per attività di laboratorio. Le informazioni che possono essere di interesse ai fini della progettazione della miscela sono correlate alla sezione trasversale della pavimentazione, ai vincoli locali, ai materiali disponibili, alla durata prevista della progettazione, alle specifiche tecniche, ai costi di produzione e agli impatti ambientali stimati. Tuttavia, altri dati non inclusi in questo elenco potrebbero essere cruciali per specifici progetti di pavimentazione. Dall'elenco dei materiali disponibili, il progettista di SC-CBM deve selezionare quelli che possono essere di interesse per la produzione del

materiale in esame. Di conseguenza, questi devono essere messi a disposizione del laboratorio per eseguire le fasi successive della procedura di progettazione della miscela.

La seconda fase del design è focalizzata sulla caratterizzazione dei materiali componenti. In tale contesto, è opportuno sottolineare che i test richiesti sono piuttosto limitati e nel caso di componenti granulari sono quelli che vengono eseguiti nell'ambito delle procedure di controllo qualità di routine (determinazione della distribuzione delle dimensioni delle particelle e della gravità specifica). Inoltre, per il cemento Portland e gli additivi superfluidificanti, i test non sono obbligatori in quanto possono essere sostituiti dalla valutazione delle schede tecniche fornite dai produttori. Laddove possibile e se giustificato dalla portata e dall'importanza del progetto di costruzione, un insieme più ampio di materiali può essere incluso in questa fase di progettazione. Ciò può consentire l'identificazione, nelle fasi successive (2 e 3), di diverse paste di cemento ottimizzate alternative e scheletri aggregati, che possono successivamente condurre a SC-CBM significativamente differenti. Come nel caso dell'indagine condotta, si è proceduto includendo materiali riciclati nella valutazione al fine di identificare le miscele progettuali la cui produzione può essere interessante anche in termini di sostenibilità migliorata e impatto ambientale limitato.

La terza fase del design ha l'obiettivo di identificare una pasta di cemento ottimale, la cui composizione può quindi essere convertita in una pasta in polvere ottimale (che include acqua, cemento e riempitivo). Il processo decisionale sottostante si basa sui risultati di test di fluidità semplici, rapidi e a basso costo che richiedono esclusivamente osservazioni visive. I risultati presentati nella fase 3 indicano che, sebbene tale approccio sia di natura empirica, porta all'identificazione di paste cementizie che possono funzionare correttamente, sia allo stato fresco che indurito, nelle SC CBM in cui sono incluse. Sebbene i produttori di solito suggeriscano il dosaggio raccomandato di superfluidificante, potrebbe anche essere interessante esplorare gli effetti sulla scorrevolezza derivante dalla sua variazione. Nello schema di figura 2.1 le attività che compongono la fase 3 sono racchiuse in blocchi poiché si prevede che quando si considera solo una coppia di cemento e superfluidificante, il progettista può decidere di saltare tale fase di progettazione, passando direttamente alla fase 4. In tal caso, i valori dei rapporti acqua-polvere esaminati possono essere assunti sulla base dell'esperienza

precedente o esaminati durante la fase 4 mediante un approccio di prova ed errore. La quarta fase del design riguarda l'ottimizzazione dello scheletro aggregato di SC-CBM. Come illustrato in Figura 2.1, si può usare la curva di Andersen e Andreasen di riferimento, che porta a percentuali in cui la presenza di una struttura di massa e di una quantità rilevante di particelle fini è adeguatamente bilanciata, garantendo così un adeguato imballaggio e scorrevolezza. Quest'ultima proprietà può essere misurata con i test ASTM standardizzati che sono simili per semplicità, velocità e costo a quelli che vengono eseguiti nella fase 3 su paste cementizie. È necessario eseguire tali test su SC-CBM di prova in cui il rapporto acqua-polvere può essere ricavato dalla fase precedente del progetto, ma tale parametro dovrebbe anche essere opportunamente modificato al fine di valutare direttamente gli effetti della sua variazione. Per l'applicazione diretta della procedura nella sua forma base, i progettisti devono iniziare con i valori impostati di dosaggio del cemento e modulo di distribuzione e terminando lo stadio quando si ottengono le caratteristiche di scorrevolezza desiderate con un singolo valore del rapporto acqua-polvere. Tuttavia, per una progettazione più completa, è possibile mantenere aperte diverse opzioni scegliendo diversi valori alternativi del modulo di distribuzione e del rapporto acqua-polvere.

La quarta fase del design riguarda la caratterizzazione meccanica degli SC-CBM che, come risultato degli esiti delle precedenti fasi di progettazione, sono stati identificati come candidati idonei per l'applicazione considerata. I requisiti che in questa fase possono essere impiegati per l'accettazione delle miscele candidate sono espressi in termini di rigidità minima e massima resistenza raggiunta in condizioni completamente indurite. Quando i requisiti non sono soddisfatti, la procedura comporta una nuova iterazione che inizia con l'assunzione di una nuova serie di componenti granulari o di un dosaggio di cemento modificato. Il valore iniziale del modulo di distribuzione può anche essere cambiato.

L'ultima fase del design si concentra sulla selezione del mix design SC-CBM. Se più di una delle miscele candidate soddisfa i requisiti, devono essere confrontati tra loro. I fattori che possono essere tenuti in considerazione per identificare la miscela migliore sono le prestazioni previste, i costi di produzione e l'impatto ambientale associato. In tale contesto, la conoscenza dei dettagli ingegneristici del progetto in cui verrà utilizzato l'SC-CBM è di vitale importanza e le analisi coinvolte potrebbero richiedere l'applicazione di

modelli specifici.

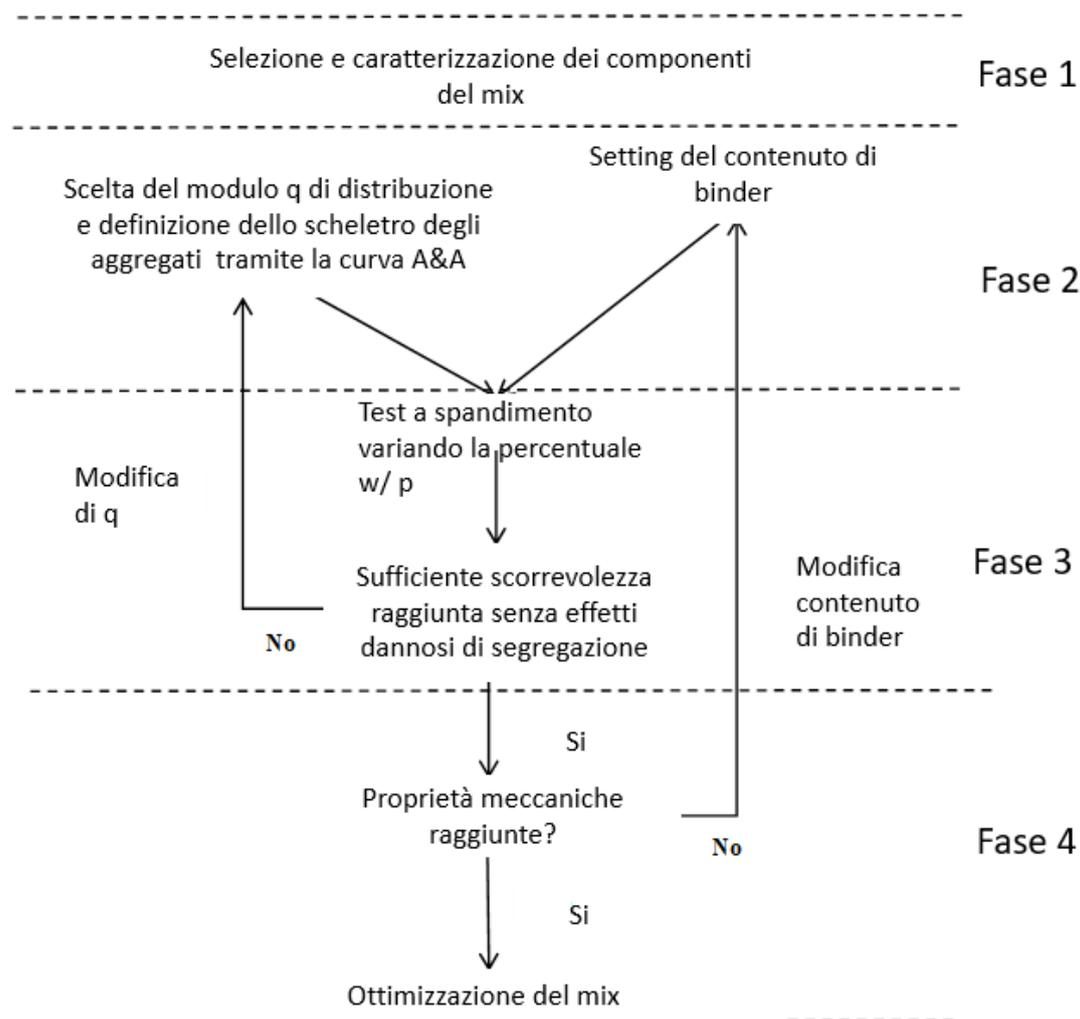


Figura 2.1: Schema di mix design per le miscele SC-CBM.

In definitiva, i fattori chiave che dovrebbero essere considerati per questo tipo di miscele sono la distribuzione granulometrica delle componenti granulari, il contenuto delle particelle fini e il rapporto acqua-polvere. È stato inoltre analizzato che il dosaggio e il tipo di additivo impiegato e l'additivo superfluidificante possono avere un ruolo rilevante nel controllo delle principali proprietà legate alle prestazioni. Questi includono la scorrevolezza allo stato fresco e la rigidità e la resistenza nello stato indurito e completamente polimerizzato raggiunto nel lungo periodo.

Quando si fa riferimento a SC-CBM è stato dimostrato che la scorrevolezza è particolarmente sensibile alle variazioni del rapporto acqua-polvere che influenza la consistenza della pasta cementizia. Allo stesso modo, per SC-CBM che possiedono una massa così ottimizzata, il rapporto acqua-polvere è risultato essere il principale fattore

di controllo delle proprietà meccaniche raggiunto nello stato indurito in quanto determina la rigidità e la porosità della pasta cementizia legante.

3 Literature Review

La prima pavimentazione in calcestruzzo a carattere sperimentale venne costruita in Scozia nel 1865. In Italia la prima sovrastruttura rigida di cui si ha notizia è quella che ricopriva il Ponte Poscolle in provincia di Udine nel 1908. Negli anni seguenti le realizzazioni in calcestruzzo si sono diffuse in maniera significativa fino alla seconda guerra mondiale, a seguito della quale questa tecnologia ha conosciuto un declino pressoché costante; attualmente in Italia si contano solo qualche centinaio di chilometri di strade con pavimentazione rigida, quasi esclusivamente lungo la rete autostradale ove il 3% è di tipo composito polifunzionale. A differenza di quanto accaduto in Italia, nel resto del mondo e soprattutto in alcuni paesi del Nord Europa come Germania, Austria e Belgio la tecnologia delle pavimentazioni in calcestruzzo si è diffusa ed è tuttora impiegata sia per le strade a grande traffico che per le strade minori. Le pavimentazioni stradali in calcestruzzo possono essere realizzate a singolo o doppio strato (single o dual layer) in funzione delle modalità di stesa, per formare la lastra dello spessore finale richiesto. La tecnica dual layer consente un risparmio di aggregato duro e tenace, costoso e non sempre facilmente reperibile, che viene impiegato solo nello strato superiore, permettendo, nel contempo, anche la possibilità di utilizzare aggregati/calcestruzzo riciclati nello strato inferiore. Nelle tipologie dual layer il secondo strato di calcestruzzo viene steso sopra al primo strato quando questo è ancora fresco. Data lo scarso apporto di direttive da parte dei capitolati e dal punto di vista normativo, è stato importante svolgere, precedentemente alla sperimentazione, uno studio e una ricerca circa il materiale cementizio in esame e il suo utilizzo in letteratura. In particolare, si è proceduto con una ricerca approfondita di articoli scientifici, tramite il sito internet "Google Scholar". Grazie all'apporto e agli accorti del Politecnico di Torino con le differenti riviste in tutto il mondo, è stato possibile ricercare diversi documenti inerenti al materiale e le sue principali applicazioni.

Di seguito verranno suddivisi gli articoli inerenti al materiale utilizzato in differenti topic, ognuno riguardante una specifica caratteristica trattata.

3.1 Resistenza a compressione e Rigidezza

La rigidezza e la resistenza a compressione sono parametri importanti richiesti in analisi stratificata elastica al fine di calcolare le tensioni e le deformazioni in punti critici della pavimentazione. Essa è, dunque, una caratteristica fondamentale delle pavimentazioni stradali, e in particolare del materiale trattato. Molti articoli in letteratura sono atti a calcolarne i valori di resistenza e rigidezza, e la loro evoluzione nel tempo.

Notevole rilevanza hanno avuto i test effettuati in Svezia, riassunti in *“Fatigue and Stiffness Properties of Roadbase Layer Using Indirect Tensile Test, VIT (1996)”* [3] Pur non essendo il materiale cementizio utilizzato in questo lavoro di tesi, ha permesso di seguire una metodologia precisa e dettagliata al fine di valutare il modulo di rigidezza.

In questo lavoro, il modulo di rigidezza e le proprietà di fatica degli strati di pavimentazione bituminosa sono stati determinati in laboratorio. Il test di trazione indiretto (ITT) è stato condotto principalmente per i suoi vantaggi nella pratica, tra cui quello di utilizzare campioni cilindrici che possono essere ricavati da strati di pavimentazione. Si conclude che l'ITT, che è relativamente semplice e rapido da condurre, è anche sufficientemente preciso per le misurazioni di routine del modulo di rigidezza.

Una seconda applicazione, e anch'essa molto utile, è stata quella svolta negli Stati Uniti d'America *“Indirect Diametrical Tensile Testing with Internal Displacement Measurement and Stiffness Determination, Carthigesu Thiagarajah Gnanendran and Jegatheesan Piratheepan (1988)”* [4]. Questo documento esamina più nel dettaglio un materiale abbastanza simile a quello utilizzato, infatti in questo caso si tratta di un materiale di base granulare leggermente cementato e stabilizzato. Il documento descrive il metodo di prova della trazione diametrale indiretta (IDT) e la sua idoneità al fine di determinare le proprietà di resistenza alla trazione e modulo di rigidezza. Viene presentata una nuova configurazione di test IDT con misurazione della deformazione interna. L'idoneità di questa disposizione di prova per determinare le caratteristiche di resistenza alla trazione e rigidezza è stata esaminata studiando le caratteristiche di resistenza e rigidezza di due materiali di base granulari tipici stabilizzati con 3-5% di scorie calcaree e 1,5% di miscela generale cemento-cenere volatile. Questo studio indica che l'impostazione di

misurazione della deformazione interna presentata in questo documento per il test IDT è adatta per determinare il modulo di rigidezza e le proprietà del modulo di rigidezza dei materiali.

Una terza pubblicazione, questa volta più recente, mostra un esempio di protocollo di prova per questo tipo di materiale: *“Protocol for Testing Flexural Strength, Flexural Modulus, and Fatigue Failure of Cementitiously Stabilized Materials Using Thinrd-Point Flexural Beam Tests, Tirupan Mandal, James Tinjum, Ahmet Gokce and Tuncer B. Edil (2015)”* [5]. In questo studio è stato sviluppato un protocollo di test per misurare la rigidezza di materiali cementizi (CSM) per terreni leggermente e fortemente stabilizzati. Quattro aggregati (sabbia, ghiaia, limo e argilla) e quattro leganti (cemento, calce, ceneri volanti di classe C e ceneri volanti di classe F) sono stati utilizzati in questo studio. I campioni di travi (100 mm di altezza per 100 mm di larghezza per 400 mm di lunghezza) sono stati preparati e testati utilizzando test a flessione su tre punti. È stato sviluppato una procedura con una precisa frequenza (1Hz) e carico, 250 ms di durata e 750 ms ad ogni ciclo. Il carico per calcolare la rigidezza è stato imposto compreso tra il 20% e il 40 % del carico a rottura del campione, in particolare sono state definite tre grandezza di carico specifiche 20, 30 e 40 %. I primi 50 cicli sono stati considerati precarico, al contrario dei successivi 50 in cui è stata calcolata la rigidezza.

È stata utilizzata questa formulazione per il calcolo della rigidezza:

$$E = \frac{23 P L^3}{108 b d^3 \partial h} \cdot 1000 \quad (1)$$

Dove ∂h è la deformazione al centro del provino (mm).

Un ulteriore documento inerente al calcolo del modulo di rigidezza è quello redatto dagli studiosi Dipti Ranjan Biswal, Umesh Chandra Sahoo, and Suresh Ranjan Dash in *“Strength and Stiffness Studies of Cement Stabilized Granular Lateritic Soil”* [6] in cui viene rappresentato il modulo elastico come un parametro che può essere calcolato tramite un test di compressione monotonica oppure tramite flessione su tre punti. Il secondo metodo viene considerato “migliore” a causa del gradiente tensione-deformazione nelle pavimentazioni. Per l’analisi elastica delle pavimentazioni stradali

con sottofondo cementizio modulo elastico e modulo di Poisson sono due parametri molto importanti. Il modulo elastico di sottofondi stradali cementizi dipende da molti fattori. Tipici valori assunti e utilizzati nell'articolo analizzato sono: 5000 Mpa, 3447 Mpa e 3500 Mpa rispettivamente da "Austroads", "ARA" e "IRC". Per la determinazione del modulo di rigidezza il processo risulta essere lungo e complesso, per tale motivo si preferisce il calcolo del parametro UCS. Di seguito verranno indicate le equazioni utilizzate da Dipti Ranjan Biswal, Umesh Chandra Sahoo, and Suresh Ranjan Dash che legano il modulo di rigidezza al parametro UCS.

$$E_f = 1000 UCS \quad (2)$$

$$E_f = 1200 UCS \quad (3)$$

$$E_f = 1000 \text{ to } 1200 UCS \quad (4)$$

Dove,

- E = modulo di rigidezza;
- UCS = resistenza alla compressione non confinata.

In definitiva dunque è stata fornita una relazione tra il parametro UCS e il modulo di rigidezza nelle pavimentazioni rigide.

Particolare interesse nella trattazione di materiali CLSM è stata svolta negli Stati Uniti d'America, in particolare dall'Università di Boise. Il professor Bhaskar Chittoori in *"Strength and Stiffness Characterization of Controlled Low Strength Material Material (CLSM) Using Native High Plasticity Clay"* [7] ha trattato miscele CLSM calcolando il modulo elastico e la sua evoluzione nel tempo. Da questo documento si evince che il modulo elastico del materiale CLSM è stato ottenuto come modulo secante al 50% della forza di picco (E_{50}) dai diagrammi di sollecitazione-deformazione ottenuti dai test UCS. Dal momento che il materiale CLSM sarà usato come materiale di base, i valori del modulo elastico vengono convertiti in un modulo di reazione del suolo (E') corrispondente all'equazione di Howard (1977). Secondo Howard (1977), i valori di E' per uno strato di base ben compattato possono arrivare a 20,7 MPa (3000 psi) e un valore minimo di 4,8 MPa (700 psi). In questa ricerca, poiché l'intento è quello di utilizzare CLSM cementizi come strati di base, un valore minimo di rigidezza di 20,7 MPa (3000 psi) è mirato a prestazioni soddisfacenti e alla selezione di CLSM.

$$\text{Equazione di Howard} \rightarrow E' = \frac{E_{50} (1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad (5)$$

Dove,

- μ = modulo di Poisson

I calcoli sono effettuati sui test UCS condotti su campioni CLSM induriti a ventotto giorni. La gamma dei moduli elastici secanti determinati per le miscele CLSM era compresa tra 54 e 240 volte la corrispondente resistenza a compressione a 28 giorni di polimerizzazione. Kim et al. (2011) hanno rilevato che i valori di E_{50} per il materiale di riempimento con aggiunta di gomma variavano tra 87 e 172 volte i valori UCS. Un altro studio condotto da Tang et al. (1996), che ha esaminato l'uso di terreni leggeri additivati con schiuma d'aria nel design della miscela CLSM, hanno mostrato valori di E_{50} nell'intervallo da 40 a 260 volte l'UCS. Pertanto, i valori di rigidità ottenuti in questo studio rientrano ampiamente nell'intervallo previsto per i materiali CLSM.

Tra i documenti più recenti circa il modulo di rigidità è presente anche lo studio effettuato da Carthigesu Thiagarajah Gnanendran e Jegatheesan Piratheepan in *"Indirect Diametrical Tensile Testing with Internal Displacement Measurement and Stiffness Determination"*[3]. Questo documento esamina il metodo di prova a trazione indiretta (IDT) e la sua idoneità per determinare le proprietà di resistenza alla trazione e modulo di rigidità di un materiale di base granulare leggermente cementato stabilizzato. In questo documento viene presentata una nuova configurazione di test IDT con misurazione della deformazione interna. La configurazione di prova IDT tipica usata per la determinazione del modulo resiliente di miscele cementizie è simile al setup utilizzato in vari laboratori di nel Nottingham Asphalt Tester presso l'Università di Nottingham, nel Regno Unito, per materiali bituminosi e cementati. Questa configurazione di prova ha lo svantaggio di limitare la deformazione orizzontale del campione da parte dei supporti a morsetto lungo il diametro orizzontale su ciascun lato. Ciò potrebbe portare a ripercussioni nello stato di stress indotto nel provino durante il caricamento verticale con conseguente sottostima della deformazione orizzontale. Per risolvere questo problema, il telaio LVDT è supportato da singoli punti al centro del lato

del campione invece dei due morsetti. Questa disposizione ha fornito una misurazione più accurata dell'orizzontale deformazione rispetto alla precedente poiché il centro del campione è un punto neutro nel processo di deformazione. Questo studio in definitiva indica l'impostazione di misurazione della deformazione interna da eseguire nei test IDT al fine di calcolare il modulo di rigidezza statica e le proprietà del modulo di rigidezza dinamica di materiali a base granulare leggermente cementati e stabilizzati in modo affidabile e coerente.

Un documento, che verrà utilizzato poi successivamente nel calcolo dei parametri a fatica, è stato preso in considerazione al fine di calcolare il modulo di rigidezza di un materiale cementizio di base (CTB). In particolare, gli studiosi Peerapong Jitsangiam, Korakod Nusit, Suphat Chummuneerat, Prinya Chindaprasirt, e Preda Pichayapan in *"Fatigue Assessment of Cement-Treated Base for Roads: An Examination of Beam-Fatigue Tests"*[4] sono riusciti ad adattare la procedura AS 1012.11 per conglomerati bituminosi a materiali cementizi. Infatti, effettuando il test di flessione su quattro punti, sono state utilizzate dimensioni per i provini pari a 50 x 63,5 x 400 mm, altezza dei supporti pari a 355,5 mm e distanza tra i morsetti pari a 118,5 mm (L/3). La rigidezza flessionale è dunque così calcolata:

$$f_{cf} = \frac{PL}{bh^2} \quad (6)$$

Dove,

- P = carico applicato (kN);
- L = spaziatura tra il centro e il morsetto esterno;
- b = larghezza provino;
- h = altezza provino.

Infine, è stato analizzato l'ultimo documento *"Evaluation of flexural behaviour of cemented pavement material beams using distributed fibre optic sensors"*[5] redatto da Arooran Sounthararajah, Leslie Wongb, Nhu Nguyen, Ha Hong Bui e Jayantha Kodikara. Quest'ultimo lavoro è stato analizzato al fine di valutare l'affidabilità e l'accuratezza della stima delle caratteristiche, in termini di modulo di rigidezza, per pavimentazioni cementizie (CPM) utilizzando una tecnica di rilevamento a fibra ottica distribuita. Sono

stati eseguiti test di flessione su quattro punti statici e dinamici su travi CPM dotate di sensori a fibra ottica distribuita (DFOS) e un trasduttore differenziale lineare variabile (LVDT). È stato particolarmente utile poiché ha permesso di avere un preciso setting, in termini di dimensioni e caratteristiche del materiale utilizzato, circa il test di flessione su quattro punti.

3.2 Resistenza a flessione

La resistenza alla flessione è una misura della resistenza a trazione di travi o lastre di cemento. Tale resistenza identifica la quantità di sollecitazione che sopporta una lastra di cemento non armato, una trave o altra struttura in grado di resistere qualsiasi rottura a flessione. La resistenza alla flessione è anche nota come resistenza alla flessione o modulo di rottura o resistenza alla frattura.

I primi studi analizzati circa la resistenza a flessione sono stati quelli sviluppati dall'Università di Nottingham dagli studiosi Ahmed Hilal Farhan, Andrew Robert Dawson, Nicholas Howard Thoma, Sarhat Adam e Martin John Smith in *"Flexural characteristics of rubberized cement-stabilized crushed aggregate for pavement structure"*[6]. È stata svolta una indagine circa le caratteristiche di flessione, e successivamente studiare quantitativamente la rottura indotta da flessione in miscele di aggregati stabilizzati cementati e gommati. I test di flessione sono stati condotti in conformità con BS 188: parte 118: 1983. Per il programma di prove di flessione statica è stata utilizzata una macchina di prova universale Zwick 1484 a deflessione controllata a 200 kN. La configurazione del test di flessione a quattro punti è stata utilizzata per campioni prismatici di 300 mm. Per ottenere il comportamento di deflessione del carico post-picco, il test è stato condotto sotto controllo della deformazione ad una velocità di 0,05 mm/min e la deflessione corrispondente è stata misurata a metà campata utilizzando due trasduttori differenziali lineari (LVDT). La velocità di pulsazione ultrasonica (UPV) e il modulo dinamico di elasticità sono stati misurati in modo non distruttivo in conformità con ASTM C597. Di seguito è stato possibile calcolare il modulo elastico dinamico:

$$E_d = \frac{\rho UPV^2(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (7)$$

Dove,

- ρ e ν sono rispettivamente densità e modulo di Poisson.

Infine, i test per la resistenza a flessione sono stati condotti a 28 giorni di età e sono stati utilizzati tre esemplari per ogni mix. La resistenza alla flessione è stata calcolata utilizzando la formula:

$$F_s = \frac{PL}{bh^2} \quad (8)$$

Dove,

- F_s = resistenza a flessione;
- L = distanza tra i due supporti;
- P = carico finale;
- b = larghezza del prisma;
- h = altezza del prisma.

Un secondo documento è stato analizzato, redatto da Songtao, Chaochao Liu, Jingting Lan, Hongwei Zhang, Jianlong Zheng e Zhanping You negli Stati Uniti d’America “*Fatigue Equation of Cement-Treated Aggregate Base Materials under a True Stress Ratio Songtao*”[7]. L'obiettivo di questo articolo è quello di stabilire un'equazione di fatica basata sul reale rapporto di sollecitazione per materiali di base aggregati trattati con cemento. Il vero rapporto di sollecitazione qui indica il rapporto tra la sollecitazione e la vera resistenza dei materiali di base aggregati trattati con cemento in relazione alle velocità di carico e ai tempi di polimerizzazione. I test di resistenza alla compressione non confinati e i test del modulo di resilienza della compressione sono stati eseguiti con diverse velocità di carico e tempi di polimerizzazione rispettivamente di 3, 7, 14, 28, 60, 90 giorni. Il test di resistenza alla flessione su quattro punti (cioè resistenza a flessione) è stato effettuato a differenti velocità di carico 5 MPa/s, 20 MPa/s, 30 MPa/s, 40 MPa/s, e 50 MPa/s e l’equazione utilizzata è la seguente:

$$S_f = \frac{PL}{bh^2} \quad (9)$$

Dove,

- S_f = resistenza a flessione;
- L = distanza tra i due supporti;

- P = carico finale;
- b = larghezza del provino;
- h = altezza del provino.

È stata poi tracciata una curva interpolante i differenti valori di resistenza a flessione al variare delle differenti velocità di carico.

Particolare attenzione anche per quanto concerne il calcolo della resistenza a flessione stata svolta da Tirupan Mandal, James Tinjum, Ahmet Gokce e Tuncer B. Edil in *“Protocol for Testing Flexural Strength, Flexural Modulus, and Fatigue Failure of Cementitiously Stabilized Materials Using Thinrd-Point Flexural Beam Tests (2015)”*[5]. Lo stesso setup per il calcolo del modulo di rigidezza è stato utilizzato per il calcolo della resistenza a flessione: campioni di travi di 100 mm di altezza per 100 mm di larghezza per 400 mm di lunghezza sono stati preparati e testati utilizzando test a flessione su tre punti. I campioni sono stati testati con una macchina servo-idraulica modello 244.12 MTS Systems 25-kN. È stato dunque applicato un carico costante ad una velocità di 690639 kPa/min fino al collasso del campione stesso. Il test è stato condotto in normali condizioni ambientali di laboratorio a 23°C. La resistenza a flessione è infine espressa nel seguente modulo:

$$M_r = \frac{PL}{bh^2} \quad (10)$$

Dove,

- M_r = resistenza a flessione;
- L = distanza tra i due supporti;
- P = massimo carico;
- b = larghezza del provino;
- h = altezza del provino.

Particolarmente importante risulta essere lo studio svolto in Brasile all’Università Federale di Rio Grande do Sul da Mario Alexander Castañeda López, William Fedrigo, Thaís Radünz Kleinert, Matheus Ferreira Matuella, Washington Peres Núñez e Jorge Augusto Pereira Ceratti in *“Flexural fatigue evaluation of cement-treated mixtures of reclaimed asphalt pavement and crushed aggregates”*[8]. Questo documento valuta il

comportamento a fatica dei materiali di pavimentazione riciclata trattati con cemento. Sei miscele con diverso contenuto di cemento e percentuali di pavimentazione di conglomerato bituminoso rigenerato (RAP) sono state testate sotto carico statico e ciclico a flessione. Il contenuto di cemento era il principale fattore che influenzava la forza, mentre la percentuale di RAP mostrava un notevole effetto nello sforzo alla rottura, infatti, la resistenza alla flessione e il modulo statico di flessione aumentavano con il contenuto di cemento e diminuivano con la percentuale di RAP. Sono stati ottenuti moduli simili in entrambe le condizioni di carico, che è utile per la progettazione consentendo di stimare il modulo resiliente attraverso risultati statici. I test di resistenza alla flessione sono stati eseguiti in conformità con il metodo di prova NCHRP per testare materiali trattati con cemento. L'aumento costante del carico è stato applicato a una velocità costante di 690 kPa/min (2,3 kN / min). Successivamente è calcolato lo stress da flessione e la trazione flessionale con le seguenti formule:

$$\sigma = \frac{PL}{wh^2} \quad (11)$$

$$\varepsilon_i = \frac{108 h \delta_i 10^6}{23 L^2} \quad (12)$$

Dove,

- σ = stress da flessione (Mpa);
- P_i = forza corrispondente (N);
- ε_i = deformazione;
- δ_i = spostamenti medi (mm);
- L = lunghezza tra supporti (300m);
- w e h = rispettivamente larghezza e altezza del provino (mm).

La deformazione a rottura corrisponde al 95% del carico di flessione finale e il modulo statico di flessione è stato determinato dalle relazioni sforzo-deformazione utilizzando il modulo secante corrispondente al 40% dello stress flessionale normalizzato. Per ogni miscela, in definitiva sono stati testati tre campioni.

3.3 Fatica

La fatica è un fenomeno meccanico di progressiva degradazione di un materiale

sottoposto a carichi variabili nel tempo (in maniera regolare o casuale) che può portare alla sua rottura (cedimento a fatica o rottura per fatica) anche se rimasto nel suo limite d'elasticità, cioè nonostante durante la vita utile del materiale l'intensità massima dei carichi in questione si sia mantenuta ad un valore sensibilmente inferiore alla tensione di rottura o di snervamento statico.

Per quanto riguarda dunque l'analisi a fatica sono stati utilizzati in maniera particolare due documenti, di cui il primo redatto da Ha Hong Bui, Nhu Nguyen, Peerapong Jitsangiam, e Jayantha Kodikara *“Early-Age Fatigue Damage Assessment of Cement-Treated Bases under Repetitive Heavy Traffic Loading, Arooran Sounthararajah, (2018)”*[9]. In questo importante documento si propone di sviluppare misure per minimizzare il danno da affaticamento precoce delle basi cementate (CTB) prematuramente aperte a causa del carico ripetitivo di traffico pesante. Il test di flessione in quattro punti è stato utilizzato in questo studio per caratterizzare le prestazioni della fatica e le proprietà di flessione di due diversi materiali granulari di origine locale stabilizzati con cemento al 3%. I risultati del test di fatica hanno evidenziato l'esistenza di un limite di resistenza nei materiali granulari cementati (CGM) anche a 7 giorni di stagionatura. È stato, inoltre, sviluppato un modello di prestazione a fatica basato sullo stress per la previsione delle prestazioni di fatica precoce dei CGM in servizio. Il criterio di fatica per la determinazione della vita a fatica di un materiale CGM è così stabilito in questo studio: sono state tracciate delle curve la cui ascissa corrisponde al numero di ripetizioni (N), e l'ordinata il rapporto di sollecitazione applicato $\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{0,lab}}\right)$ e la seguente equazione.

$$\ln N = k \left[1 - b \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{0,lab}} \right) \right] \quad (13)$$

Dove,

- N = carico di fatica per materiali CGM;
- σ_{max} = massima tensione applicata (kPa)
- $\sigma_{0,lab}$ = modulo di rottura per materiali CGM ad un determinato periodo di maturazione;
- k e b = rispettivamente due coefficienti.

Per quanto riguarda il secondo importante documento, *“Fatigue Assessment of Cement-Treated Base for Roads: An Examination of Beam-Fatigue Tests, Peerapong Jitsangiam, Korakod Nusit, Suphat Chummuneerat, Prinya Chindapasirt, e Preda Pichayapan, (2016)”* [8] propone un esame delle caratteristiche di fatica della base cementata (CTB), materiale stabilizzato con cemento per l'uso nella costruzione di pavimentazioni stradali. I test a fatica sono stati condotti in condizioni di test controllate da sforzo (a sforzo costante) e sottoposte a stress costante con contenuto di cemento variabile (3-10%). Sono state studiate anche due differenti forme d'onda di curve di carico sinusoidali e trasversali. I risultati mostrano che per le condizioni di test le caratteristiche di fatica dei campioni di CTB non erano influenzate dalla differenza in entrambe le forme d'onda di carico. I risultati del test hanno anche indicato l'esistenza del limite di resistenza a fatica, che si è verificato in base alla condizione di test del livello di deformazione applicato di 150 microstrains. Questo limite di resistenza alla fatica è aumentato rispetto al contenuto di cemento e alla rigidità ciclica iniziale della flessione. Per la condizione di test sotto sforzo, questo studio ha rilevato che non è possibile concludere che esista una relazione tra il livello di stress applicato e la caratteristica di fatica dei campioni CTB. Questo perché metà dei campioni di test in questo studio sono stati danneggiati nelle prime fasi dei cicli di carico con piccoli aumenti dei livelli di stress applicati. Considerando tutti i risultati del test, è stato preferibile il test controllato con deformazione, in base alle condizioni di prova e all'ambiente utilizzato in questo studio. Questo studio conferma che l'uso del protocollo di prova dei conglomerati è adatto per determinare le caratteristiche di fatica dei campioni CTB, i quali risultano difficili da ottenere senza un protocollo di prova standard. Ciò porterebbe a un uso più efficace di questo materiale nella progettazione e costruzione di pavimentazioni stradali.

Di seguito è riportato, in accordo con *“Austroads (2014)”* [14], il numero ripetizioni di carico al fine di progettare la vita utile della pavimentazione stradale con strati di materiale CTB.

$$N = RF \left[\frac{SFxk}{\mu\varepsilon} \right]^{12} \quad (14)$$

Dove,

- N = carico di progetto;

- RF = fattore di affidabilità pari al 95%;
- $\mu\varepsilon$ = deformazioni indotte dal carico alla base dello strato di CTB;
- SF = fattore di spostamento di laboratorio;
- k = costante di fatica calcolata con la flessione su quattro punti.

Il terzo documento analizzato è stato redatto dalla New Zealand Transport Agency “*Development of tensile fatigue criteria for bound materials, January 2012*”[15] il cui obiettivo è quello di svolgere le proprie funzioni in modo da contribuire a un sistema di trasporto conveniente, integrato, sicuro, reattivo e sostenibile. Ogni anno, la NZ Transport Agency finanzia ricerche innovative e rilevanti che contribuiscono a questo obiettivo. La guida seguita dal NZ Transport Agency è stata “*Austrroads, 2008*” in cui sono prescritte alcune fasi e test specifici al fine di valutare il comportamento a fatica dei materiali cementizi. In particolare, il test di fatica delle travi viene spesso eseguito in combinazione con i test del modulo di flessione utilizzando carichi nell'intervallo del 60-90% della resistenza alla flessione. Austrroads (2008)[16] raccomanda un'intensità di carico dell'80% della resistenza alla flessione.

Per le travi testate in laboratorio, è necessario definire un parametro adeguato alla "fine della vita a fatica". In assenza di un protocollo stabilito, Austrroads (2008) ha adottato la fine della vita a fatica come "cicli di carico per raggiungere la metà del modulo iniziale", che è risultato essere molto vicino ai cicli di carico fino alla rottura finale. Il modulo iniziale è definito come il modulo medio determinato dai primi 50 impulsi di carico applicati al provino durante il test di fatica.

Per il test del modulo e della fatica è specificato una larghezza di impulso di durata pari a 250ms con un riposo di 250 ms tra gli impulsi, con un periodo di impulso di 500ms (0,5 secondi).

Il progetto Austrroads (2008) riporta un ampio numero di risultati di affaticamento in età avanzata fino a 28 giorni constatando che una maggiore coerenza nei risultati di fatica è stata raggiunta in età di stagionatura più elevate. Di conseguenza, viene raccomandata un'età di stagionatura di oltre sei mesi per i test di fatica dei materiali cementati, citando il confronto con la pratica francese fino a 365 giorni prima dei test di fatica (Laboratory Central des Ponts et Chaussées 1997). La modellazione della vita a fatica è fondamentale per la caratterizzazione dei materiali nella progettazione di sottofondi di materiale

cementizio. Lo scopo dei test di fatica è quello di stabilire un modello di vita a fatica affidabile per materiali legati con cemento. L'attuale modello, adottato da Austroads, mette in relazione la deformazione applicata (S) con il numero (N) di ripetizioni del carico con conseguente rottura a fatica:

$$N = \left(\frac{K}{Strain} \right)^{LDE} \quad (15)$$

E dove:

- K = costante del materiale;
- LDE = esponente di carico a rottura.

Come per il calcolo della rigidità, notevole rilevanza hanno avuto i test effettuati in Svezia, riassunti in *“Fatigue and Stiffness Properties of Roadbase Layer Using Indirect Tensile Test, VIT (1996)”* [3]. Anche in questo caso è stata svolta una analisi circa la fatica del materiale cementizio tramite un test ITT. La procedura di prova della fatica si è basata su un campione cilindrico sottoposto a un carico periodicamente ripetuto con tempo di caricamento di 0,1 sec e tempo di scaricamento di 1,4 s. La durata a fatica è definita come il numero totale di applicazioni di carico che causano una frattura del campione. I centri di dieci sezioni sono stati testati a due temperature: + 4 ° C e + 15 ° C. I centri di altre tre sezioni sono stati testati a + 10 ° C, e la deformazione del campione è calcolata come segue:

$$\varepsilon_o = 2.1 \frac{\Delta H}{D} \quad (16)$$

Dove,

- ΔH = deformazione orizzontale;
- D = diametro del campione.

La deformazione orizzontale totale (AH) è la deformazione massima durante il periodo di carico.

Come per il calcolo della resistenza a flessione, il documento *“Flexural fatigue evaluation of cement-treated mixtures of reclaimed asphalt pavement and crushed aggregates”* [12] redatto da Mario Alexander Castañeda López, William Fedrigo, Thaís Radünz Kleinert, Matheus Ferreira Matuella, Washington Peres Núñez e Jorge Augusto Pereira Ceratti

permette una analisi approfondita circa il comportamento de materiale a fatica. Le procedure utilizzate per i test di fatica flessionale si sono basate su capitolato Austroads. I campioni dunque sono stati sottoposti a carico ciclico di 5 Hz senza periodo di riposo. I test sono terminati dopo la rottura del campione o dopo 1.000.000 di cicli di caricamento. Il modulo di elasticità iniziale flessibile dei campioni S_i (MPa) è stato calcolato usando l'equazione:

$$S_i = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} 10^6 \quad (17)$$

Il modulo elastico iniziale era definito come il valore medio tra il 50 ° e il 100 ° impulso di carico applicato al campione. È utile inoltre ricordare che precedentemente è stato considerato che i livelli di stress raccomandati da Austroads, cioè il 60% -90% del carico di punta erano superiori alla soglia del materiale (i campioni hanno fallito dopo alcune dozzine di cicli). Quindi la grandezza degli impulsi di carico è stata modificata in un valore compreso tra il 15 e il 65% del carico di picco, in base a ciascuna miscela.

4 Programma sperimentale

Dati quindi i requisiti richiesti come la necessità di costipamento in presenza di servizi interrati o resistenza limitata, che corrisponde ad una accettabile capacità di scavo, in caso di manutenzione, è stato utilizzato un materiale SC-CBM. In prima istanza si è proceduto con il confronto con l'analisi delle tipologie di materiale impiegati nel confezionamento della malta e le prove ottenute per la caratterizzazione dello stesso già descritte nella tesi *“L'utilizzo delle malte cementizie fluide nelle sedi stradali in galleria: mix design e prova di campo in vera grandezza”* di Gabriele Zisa [17].

Di seguito sono riportati i quattro materiali utilizzati per la malta cementizia:

- Cemento;
- Acqua;
- Additivi;
- Aggregati.

Cemento

La Norma europea sperimentale ENV 197-1, recepita in Italia dalla UNI ENV 197-1, definisce i criteri e le specifiche caratteristiche dei cementi comuni. In tale norma il cemento viene indicato come legante idraulico, più precisamente come materiale inorganico finemente macinato, che, mescolato con acqua, forma una pasta che rapprende e indurisce. Grazie all'utilizzo della sigla CEM è possibile identificare il cemento conforme alla norma europea, che grazie all'apporto di acqua e aggregato deve essere in grado di raggiungere determinati livelli di resistenza meccanica prescritti e possedere una sufficiente stabilità volumetrica.

La normativa UNI EN 197 consente una distribuzione del cemento in tutto il territorio dell'Unione Europea, e suddivide il legante in cinque differenti categorie: CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V. Queste categorie differenziano l'un l'altro in base alla percentuale di clinker (pari ad almeno 95% nel CEM I, e 65% nel CEM II), alla percentuale di loppa d'altoforno (dal 36 al 95% nel CEM II), al materiale pozzolanico (dall'11 al 55%

nel CEM IV), e infine grazie alla simultanea aggiunta delle tre percentuali descritte (CEM V). Ognuno di questi cinque tipi di cemento si differenziano a loro volta in diverse classi di resistenza, partendo da 32,5 fino a 52,5 MPa.

In assenza di specifica sperimentazione inerente al materiale da utilizzare, si è ritenuto opportuno utilizzare cementi compositi appartenenti alla classe di resistenza 42,5 R (CEM II/A-L 42,5 R).

Acqua

La normativa D.M. 9/1/96 prevede una specifica caratterizzazione dell'acqua, in particolare esse dev'essere limpida, non aggressiva e priva di Sali (come ad esempio solfati e cloruri). Il dosaggio dell'acqua e la sua composizione sono calcolati al fine di assicurare al materiale specifiche caratteristiche come ad esempio lavorabilità e plasticità tali da consentire un'agevole messa in opera. Più in generale tutte le acque potabili sono idonee al confezionamento delle miscele di calcestruzzo d'esame. Particolare attenzione dovrebbe essere posta alle particelle in sospensione che non dovrebbe superare 2g/l in quanto potrebbero interferire con il processo di indurimento della miscela.

Per il conglomerato cementizio si è proceduto con l'utilizzo delle acque potabili in quanto esenti da impurità in sospensione.

Additivi

L'utilizzo di prodotti addizionali è ormai diventata una routine, infatti al giorno d'oggi sono considerati una importante componente del calcestruzzo. Nonostante le piccole quantità, questi additivi permettono un notevole miglioramento prestazionale in termini di qualità di impasto e dei materiali induriti. Nel presente lavoro di tesi sono stati utilizzati due differenti additivi:

- Superfluidificante (Advaflow);
- Accelerante (DaraSet).

I primi sono utilizzati al fine di ridurre il contenuto di acqua senza influenzare la lavorabilità rispetto ad un calcestruzzo non additivato. Secondo la norma UNI EN 934-2

un additivo è definito super fluidificante quando mediante il suo utilizzo viene riscontrata una riduzione del rapporto acqua/cemento pari o maggiore del 12%. Più in generale oggi il continuo studio su questo campo ha permesso di ottenere risultati in termini di riduzione di acqua e mantenimento di lavorabilità ben superiori ai tradizionali super fluidificanti. Quello utilizzato in questo tipo di lavoro di tesi è il ADVA Flow 455, il quale è compatibile con tutti i cementi previsti dalla Normativa UNI-ENV 197/1 ed è basato su polimeri carbossilati modificati. Le principali caratteristiche e vantaggi sono così riassunti: agisce come agente antisegregazione, il calcestruzzo prodotto con ADVA Flow 455 non presenta grumi o fenomeni di segregazione una volta posizionato attorno le armature e infine presenta notevoli incrementi di resistenza meccanica.

I secondi provocano un'accelerazione dei tempi di presa ed un aumento delle resistenze a breve paragonabili a quelli ottenibili mediante l'uso di cloruro di calcio, senza peraltro avere gli effetti corrosivi associati al suo utilizzo. Per quanto riguarda l'effetto chimico, nelle miscele cementizie, DataSet ES accelera le reazioni chimiche tra il cemento portland e l'acqua e promuove la formazione del "gel" dei prodotti di idratazione del cemento che unisce gli aggregati. Tale formazione accelerata del gel si traduce in una riduzione dei tempi di presa, compensando l'effetto ritardante derivante dalle basse temperature e contribuisce allo sviluppo di resistenze più elevate. La formazione del gel, inoltre, promuove lo sviluppo di calore all'interno della miscela, innalzandone la temperatura e dando un contributo alla protezione del calcestruzzo durante le prime ore successive alle fasi di getto. Esso è compatibile con tutti i cementi previsti dalla Normativa UNI-ENV 197/1, ed in particolare con i cementi Portland, cementi Portland compositi, cementi pozzolanici e d'altoforno ed i cementi al calcare; inoltre risulta compatibile con calcestruzzi contenenti ceneri e/o fumo di silice.

Aggregati

Le principali caratteristica degli aggregati sono la costituzione dello scheletro solido del conglomerato cementizio, contribuire alle resistenze meccaniche (con contenuto di vuoti interstiziali relativamente ridotto), contrastare il ritiro dovuto alla idratazione, permettere di ridurre la quantità di legante da utilizzare. La norma che governa tale tipo

di materiale è la UNI 8520, che differenzia gli aggregati in naturali e artificiali. I primi sono a loro volta suddivisi in sabbia e ghiaia ciottoli in base alla loro dimensione crescente e in sabbia, graniglia e pietrisco in base alla loro dimensione ottenuta a seguito di frantumazioni di rocce. I secondi sono costituiti da scisti e argille espanse in relazione alla dimensione dell'aggregato.

Le caratteristiche fondamentali degli aggregati, da cui possono dipendere le prestazioni finali del calcestruzzo e la sua lavorabilità, sono: distribuzione granulometrica, angolarità, porosità, durezza e resistenza meccanica.

Per la realizzazione del conglomerato cementizio è stata fatta una valutazione preliminare circa il materiale disponibile e successivamente la richiesta di utilizzo di materiale di recupero. Si è dunque scelto di utilizzare i seguenti aggregati:

- Ghiaia 8-18;
- Sabbione 0-8;
- Limo;
- Fresato.

Particolare attenzione è stata posta al limo, il quale risulta stabilizzato a calce. Le particelle limo-argillose reagiscono con gli ioni calcio ed alluminio formando composti stabili del tutto simili a quelli osservabili nei cementi, quali silicati idrati ed alluminati idrati di calcio, che tendono a rivestire le particelle di argilla dapprima in forma di gel e, successivamente, in forma cristallina.

4.1 Caratterizzazione aggregati

Al fine di concludere l'intera fase di mix design descritta nel paragrafo 2.3, è stata svolta precedentemente una caratterizzazione degli aggregati che costituiscono la miscela di studio. Tale fase risulta una operazione molto importante, in quanto utile per la fase successiva di ottimizzazione al fine di ricavare le percentuali degli aggregati ed il dosaggio esatto da considerare nella miscela.

La distribuzione granulometrica è ottenuta tramite setacciatura, al fine di suddividere il materiale in diverse classi a seconda del diametro corrispondente. Tutti gli aggregati sono stati precedentemente lavati al fine di togliere la parte fine con diametro al di sotto

di 63 μm . Il trattenuto è stato successivamente essiccato a 115 $^{\circ}\text{C}$, e dopo averne misurato la massa, è stato posto nella parte superiore di una colonna di setacci sovrapposti con dimensione di maglia via via decrescente dall'alto verso il basso. Grazie ad un supporto meccanico, la colonna è stata agitata in modo tale che in corrispondenza di ogni setaccio rimanesse il trattenuto di materiale con diametro superiore al diametro della maglia. La massa trattenuta è stata espressa in percentuale della massa totale del materiale essiccato e successivamente si è determinata la percentuale cumulativa rispetto alla massa di prova.

In fine, grazie all'utilizzo di un grafico, è stata riportata la percentuale cumulativa di passante per ciascun setaccio in funzione della dimensione della maglia ottenendo così la curva granulometrica.

Di seguito vengono riportate le distribuzioni granulometriche dei quattro differenti aggregati analizzati.

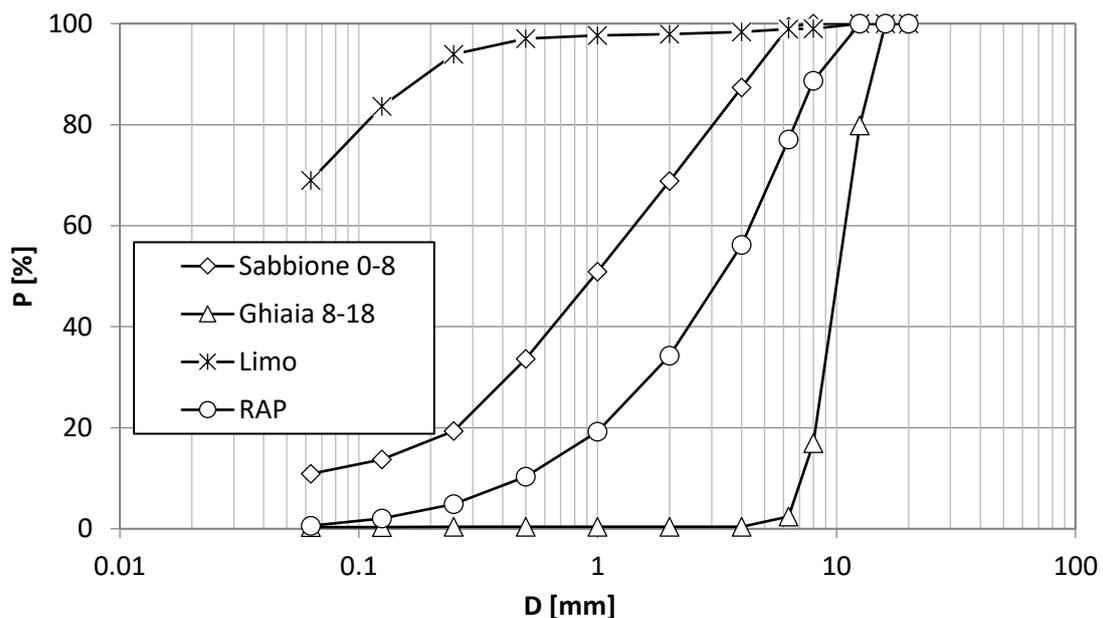


Figura 4.1: Distribuzione granulometrica degli aggregati.

4.2 Massa volumica

La massa volumica degli aggregati rappresenta la massa di sostanza, espressa in kg, che occupa un volume pari a 1 m^3 . Tale grandezza è stata ricavata grazie all'utilizzo di uno strumento chiamato picnometro. In particolare, sono stati preparati due campioni di prova con massa minima in funzione della dimensione massima degli aggregati (Tabella

4.1).

Tabella 4.1: Massa minima dei campioni di prova.

Dimensione massima degli aggregati (mm)	Massa minima del campione di prova (Kg)
31.5	1.5
16	1
8	0.5
4 (minore)	0.25

La procedura consiste nel pesare il picnometro vuoto (testa compresa) di volume noto, successivamente collocare il provino essiccato all'interno del singolo picnometro, pesarlo nuovamente assieme alla testa, e in fine riempire il picnometro con acqua privata di aria fino ad un massimo di 30 mm al di sotto del giunto della testa. Fissare la testa e riempire con attenzione il picnometro con l'acqua precedentemente descritta fino a creare un menisco sulla superficie, asciugare l'esterno del picnometro e pesarlo e misurare la temperatura dell'acqua all'interno. Sono stati dunque calcolati due valori di massa volumica che sono stati mediati al fine di ottenere un unico valore rappresentativo.

L'equazione utilizzata per ottenere la massa volumica è la seguente:

$$\rho_p = \frac{(m_2 - m_1)}{V - \frac{m_3 - m_2}{\rho_w}} \quad (18)$$

Dove:

- M_1 è la massa del picnometro e del tappo in grammi;
- M_2 è la massa del picnometro, del tappo e del campione in grammi;
- M_3 è la massa del picnometro, del tappo e del campione di prova e acqua in grammi;
- V è il volume del picnometro in millilitri;
- ρ_w è la massa volumica dell'acqua alla temperatura di prova in tonnellate per metro cubo.

I valori ottenuti di massa volumica riguardanti i materiali in esame (Sabbione 0-8, Ghiaia 8-18, Fresato e Limo) sono riportati nella tabella seguente, e successivamente sono stati

confrontati con la sperimentazione svolta nel 2018 da Gabriele Zisa [17]:

Tabella 4.2: Masse volumiche.

Materiale	ρ_{mw} (2018)[g/cm³]	ρ_{mw} (2019)[g/cm³]
Sabbione 0-8	2,740	2,740
Ghiaia 8-18	2,716	2,740
Fresato	2,485	2,550
Limo	2,810	2,810

Come si evince dalla Tabella 4.2 i valori di massa volumica sono pressoché sovrapponibili, questo ci permette di affermare la corretta trattazione dei materiali in esame. Le piccole differenze possono essere dovute al prelievo di materiale da cumuli diversi, portando a differenze minime in termini di masse volumiche.

4.3 Metodologia e mix design

In una fase preliminare della sperimentazione si è incentrata sul considerare alcune caratteristiche importanti richieste dal materiale oggetto di studio:

- adeguata fluidità;
- caratteristiche autolivellanti;
- portanza nel breve termine adeguata;
- resistenze meccaniche nel lungo termine limitate;
- utilizzo di materiale di recupero;
- buona conduttività termica.

Successivamente è stato fatto uno studio cercando di individuare quale potesse essere il materiale da riempimento migliore effettuando uno studio di mix design. Quest'ultimo è stato effettuato seguendo la procedura descritta e redatta dal Politecnico di Torino a Paragrafo 2.3. Tre tipologie di materiali rispettano tali caratteristiche, malte cementizie fluide (CLSM e SC-CBM) e calcestruzzi auto-compattanti (SCC).

Tutti e tre sono materiali con adeguata fluidità e autocompattazione, in particolare i CLSM sono caratterizzati da resistenza relativamente basse pur con un diametro massimo d'aggregati abbastanza ridotto, al contrario gli SC-CBM contengono aggregati

di diametro massimo ben più esteso, e infine gli SCC posseggono maggiori resistenze e diametri più grandi, dunque risultano materiali più versatili in quanto permettono di introdurre materiali di recupero.

I materiali SCC hanno una resistenza che risulta troppo alta per esigenze di sottofondo stradale, per tale motivo si è deciso di sfruttare la curva di riferimento di *Andreasen and Andersen modificata* per i materiali SC-CBM.

Il mix design proposto ha come scopo quello di un confronto con quello proposto nel 2018 [16], calcolando la composizione del calcestruzzo in termini di cemento, acqua, additivi e inerti in m³ considerando:

- proprietà del materiale;
- esigenze costruttive;
- materiali disponibili.

Si è proceduto con la scelta di un mix design tipico dei calcestruzzi autocompattanti, utilizzando anche miscele di aggregati di recupero. La metodologia proposta prevede:

- ottimizzazione scheletro litico;
- scelta quantitativo di cemento;
- determinazione dosaggio dei diversi componenti della miscela.

Successivamente verranno valutate le caratteristiche di fluidità e le rispettive proprietà meccaniche al fine di raggiungere le proprietà desiderate.

L'obiettivo principale del mix design è quello di avvicinarsi il più possibile, attraverso lo scheletro litico, alla curva ideale di distribuzione granulometrica utilizzando gli aggregati a disposizione.

Considerando i calcestruzzi tradizionali, il mix design proposto è quello di *Fuller e Thompson*:

$$P(D) = \left(\frac{D}{D_{MAX}} \right)^q \cdot 100 \quad (19)$$

in cui:

- P(D) rappresenta la percentuale di materiale passante al setaccio di apertura D;
- D_{MAX} massimo diametro scheletro litico;
- q è il modulo di distribuzione pari a 0,5 (al fine di garantire massimo addensamento degli aggregati).

Al fine di ottimizzare la distribuzione granulometrica degli aggregati a disposizione, si è

fatto riferimento all' equazione *Andreasen and Andersen modificata* utilizzata per i calcestruzzi autocompattanti e sfruttata per il materiale in esame data la non esistenza di una procedura di ottimizzazione specifica, di seguito si riporta l'equazione:

$$P(D) = \frac{D_{MAX}^q - D^q}{D_{MAX}^q - D_{MIN}^q} \quad (20)$$

In cui:

- $P(D)$ rappresenta la percentuale di passante al setaccio di apertura D ;
- D_{MIN} rappresenta il diametro minimo dello scheletro litico;
- D_{MAX} è il diametro massimo dello scheletro litico;
- q è il modulo di distribuzione.

Il valore di q , che può variare da 0 a 1 in base al requisito di lavorabilità richiesto, per miscele molto fluide non può superare il valore di 0,23. In particolare, si è scelto un valore di q pari a 0,21 e i valori di minimo e massimo diametro introdotti nell'equazione della curva di riferimento pari a 5 micron e 16 mm.

Di seguito è riportata la curva *A&A* e successivamente dopo numerose ottimizzazioni, si è arrivati a diverse percentuali di aggregati. È stata infine riportata la curva di ottimizzazione dello stesso materiale relativo al lavoro svolto nel 2018 [16] al fine di valutare eventuali divergenze nella distribuzione granulometrica (Figura 4.2).

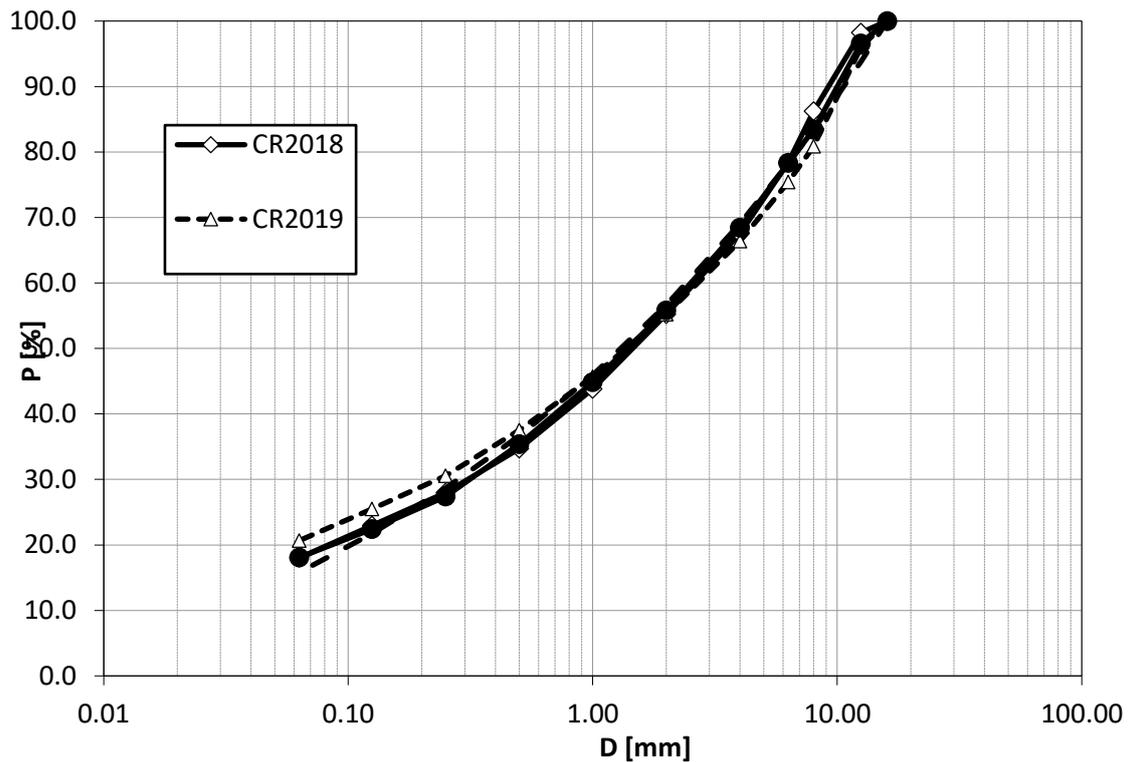


Figura 4.2: A&A modificata e confronto con miscela 2018.

È importante sottolineare che tutte le ottimizzazioni sono state effettuate mantenendo fissata la percentuale di fresato, pari al 20%, per esigenze contrattuali.

Di seguito di riportano le percentuali finali di Sabbione, Ghiaia, Fresato e Limo:

Tabella 4.3: Percentuali materiali.

Aggregati	(%) 2019	(%) 2018 [16]
Sabbione 0-8	44	44
Ghiaia 8-18	17	17
Limo	19	19
RAP	20	20

Come si evince dalla Tabella 4.3 le percentuali utilizzate sono le medesime rispetto al lavoro fatto nel 2018 [16], infatti pur essendoci leggere differenze nel mix design, si è proceduto con l'utilizzo delle medesime percentuali di sabbione, ghiaia, limo e RAP.

Un ulteriore passaggio è stato svolto scegliendo la quantità di cemento da introdurre nella miscela, al fine di non ottenere un materiale eccessivamente fluido. Sono stati fissate due quantità di cemento, comprese nel range tipico SC-CBM (30-120 kg/m³), pari a 60 e 100 kg/m³.

È stata dunque determinata la percentuale del rapporto acqua/polvere ottimale, in

particolare si è deciso di utilizzare un rapporto (a/p) pari a 0,8 tale che garantisca adeguate caratteristiche di fluidità. Di seguito è stata effettuata la prova di spandimento e successivamente messa a confronto con quella effettuata nel 2018 [16] al fine di rispettare la norma ASTM D 1603 riguardante la classe di fluidità del materiale in esame (Figura 4.3 e Tabella 4.4).



Figura 4.3: Prova a spandimento campioni a 100 e a 60 kg/m³ di cemento.

Tabella 4.4: Risultati prova a spandimento

Percentuale di cemento [kg/m ³]	Diametro prova a spandimento [cm]	
	2019	2018 [16]
60	22.5	22
100	25	26

La differenza risulta essere pressoché del 10%, questo ha permesso di affermare che il comportamento autoscompattante della miscela risulta essere abbastanza buono e molto simile a quanto fatto nei precedenti studi.

Per la determinazione delle quantità dei vari componenti della miscela si è fatto riferimento al modello nel quale 1 m³ di miscela è composto da aggregati, cemento, additivi e acqua, supponendo la percentuale di vuoti pari a zero. Una volta fissate le percentuali di acqua/polvere e dei due additivi rispettivamente 1,5 e 0,5 %, è stato possibile valutare il dosaggio finale di tutti i componenti della miscela attraverso

l'utilizzo delle masse volumiche. Nel calcolo del quantitativo totale di acqua, è risultato opportuno considerare anche l'acqua presente all'interno degli additivi utilizzati, pari al 60%. Di seguito di riportano tutti i dosaggi per le due miscele a 60 e a 100 kg/m³ di cemento.

Tabella 4.5: Dosaggi miscela a contenuto di cemento pari a 60 kg/m³

Cemento	60	[kg/m ³]
0-8	787.1	[kg/m ³]
8-18	304.1	[kg/m ³]
RAP	357.8	[kg/m ³]
Limo	339.9	[kg/m ³]
Additivo (F)	0.3	[kg/m ³]
Additivo (A)	1.5	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	319.9	[kg/m ³]
Acqua _{add}	319.7	[kg/m ³]

W/P	0.8	[%]
C/P	0.177	[%]
W/C	5.332	[%]

Tabella 4.6: Dosaggi miscela a contenuto di cemento pari a 100 kg/m³

Cemento	100	[kg/m ³]
0-8	749.1	[kg/m ³]
8-18	289.4	[kg/m ³]
RAP	340.5	[kg/m ³]
Limo	323.5	[kg/m ³]
Additivo (F)	0.5	[kg/m ³]
Additivo (A)	1.5	[kg/m ³]
Acqua _{tot}	338.8	[kg/m ³]
Acqua _{add}	338.5	[kg/m ³]

W/P	0.8	[%]
C/P	0.309	[%]
W/C	3.388	[%]

4.4 Valutazione delle prestazioni della miscela (SC-CBM)

Dopo aver effettuato una ricerca approfondita circa le caratteristiche di materiali SC-CBM e dopo aver considerato possibili soluzioni innovative, è stato possibile svolgere le cinque prove previste al fine di calcolare la resistenza a compressione, a flessione, vita utile a fatica e deformazioni permanenti. Le cinque prove previste sono così state indicate: Resistenza a compressione non confinata (UCS), calcolo modulo di rigidezza in configurazione ITSM, Flessione su quattro punti (Four-point flexural test), caratterizzazione a fatica tramite il test a flessione su quattro punti (Four-point flexural fatigue) e il test a deformazioni permanenti (Ormaiamento). Di ognuno di questi test sono stati effettuati diversi provini e testati successivamente a diverso tempo di maturazione e a diversa percentuale di cemento. Infatti, sono state analizzate due differenti miscele, la prima con contenuto di cemento pari a 60 kg/m^3 e la seconda a 100 kg/m^3 .

Per le cinque prove previste sono stati utilizzati le seguenti miscele:

- UCS
 - tre provini a 60 kg/m^3 ogni 3, 7 e 28 giorni di maturazione (in totale nove provini testati);
 - tre provini a 100 kg/m^3 ogni 3, 7 e 28 giorni di maturazione (in totale nove provini testati);

- calcolo modulo rigidezza in configurazione ITSM
 - due provini cilindrici a 60 kg/m^3 rispettivamente a 7 e 28 giorni di maturazione;
 - due provini cilindrici a 100 kg/m^3 rispettivamente a 7 e 28 giorni di maturazione;

- Flessione su quattro punti (Four-point flexural test)
 - una trave a 60 kg/m^3 a 28 giorni di maturazione;
 - una trave a 100 kg/m^3 a 28 giorni di maturazione;

- caratterizzazione a fatica tramite il test a flessione su quattro punti (four-point flexural test)
 - cinque travette a 100 kg/m^3 a 28 giorni di maturazione;
- test a deformazioni permanenti
 - tre travi a 60 kg/m^3 rispettivamente a 3, 7 e 28 giorni di maturazione;
 - tre travi a 100 kg/m^3 rispettivamente a 3, 7 e 28 giorni di maturazione;

Di seguito verranno analizzate una per volta descrivendone le caratteristiche principali e i parametri ricavati.

4.4.1 Resistenza a compressione non confinata (UCS)

In primo luogo, è stata svolta una ricerca inerente al materiale in esame (SC-CBM) e il suo possibile settaggio all'interno della prova UCS. Lo scopo di tale test è quello di determinare la resistenza a compressione non limitata di un campione di materiale SC-CBM. Questa è una prova non consolidata, non drenata in cui la pressione di confinamento laterale è pari a zero (pressione atmosferica). Per eseguire un test UCS, viene creato un campione cilindrico di dimensioni 200 mm di altezza e 100 mm di diametro, successivamente il materiale viene levigato per mezzo di una carta abrasiva in modo tale che le estremità siano ragionevolmente lisce. Il campione viene posto in caricamento su un telaio il cui nome è "pressa statica Tecnotest", nella quale sono presenti due piastre metalliche, una superiore e una inferiore. Grazie all'aiuto dei comandi digitali della macchina, è stato possibile sollevare il livello della piastra inferiore. La parte superiore del campione è fissata e dunque a contatto con la parte superiore della piastra, a sua volta collegata a un trasduttore che ne legge gli spostamenti al variare del tempo. Quando la piastra inferiore viene sollevata, al campione viene applicato un carico assiale. Tutta la prova è svolta a una velocità di deformazione costante. Il carico, e dunque la pressione della piastra superiore, cresce gradualmente fino a rompere il campione, e le letture (in termini di carico e tempo) sono prese periodicamente

all'aumentare della deformazione del campione stesso. La prova procede fino a che non si sviluppa un evidente piano di taglio o le deformazioni diventano eccessive. L'output viene estrapolato dalla macchina al fine di calcolare il parametro UCS che rappresenta la resistenza a compressione non confinata.

Il più importante organismo normativo degli Stati Uniti (ASTM International D4832-16), è stato in grado di racchiudere il tipo di materiale in questa specifica prova all'interno di un quadro normativo ben preciso. Grazie a tale norma è stato possibile svolgere una accurata scelta circa il settaggio della macchina relativa al test UCS; in particolare è stata scelta la velocità di deformazione costante in relazione alla normativa Americana riguardante i materiali SC-CBM. Il documento citato impone un fissato valore di deformazione in modo tale che la rottura del cilindro sia non meno di 2 minuti successiva all'inizio del test. Dopo diversi test preliminari su diversi campioni, è stata scelta come velocità di deformazione 1 mm/min che garantisca una rottura da parte del campione cilindrico superiore ai 2 minuti richiesti.

I dati output vengono trasferiti ad un terminale dal quale si possono controllare i parametri di prova e registrare i dati. Quest'ultimo restituisce i risultati della prova in termini di spostamento e forza in Newton.

In particolare, l'output fornisce i seguenti dati utili:

- Curva Forza(N)- spostamento (mm) e i corrispondenti valori;
- F_{\max} (N);
- UCS (MPa);
- spostamento a F_{\max} (mm);

La resistenza massima in MPa risulterà dunque calcolata:

$$UCS = \frac{F}{A} = \frac{F}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (21)$$

Dove,

F è la forza convertita in kN e D diametro del provino in mm. Dai dati di output sono state ottenute curve sforzo-spostamento.

Di seguito vengono riportati due esempi di prova UCS di campioni con percentuale di cemento pari a 60 e 100 kg/m³.



Figura 4.4: Esempi di rottura UCS campioni a 100 e a 60 kg/m³ di cemento.

4.4.2 Calcolo modulo di rigidità in configurazione ITSM

Il Nottingham Asphalt Tester (NAT) è una particolare apparecchiatura di laboratorio di nuova concezione che permette di calcolare alcune tra le più importanti caratteristiche meccaniche di conglomerati bituminosi e non. Esso permette di calcolo di modulo di rigidità, modulo complesso, resistenza a fatica e resistenza all'accumulo di deformazioni permanenti.

Di seguito di riportano le caratteristiche principali del NAT:

- Cella climatica con controllo di temperatura;
- Unità pneumatica;
- Telaio di carico;
- Sistema computerizzato di acquisizione e controllo dati.

Tale dispositivo permette di eseguire prove in controllo di temperatura e umidità. A tal fine il sistema di carico è contenuto in una apposita cella termostatica. Possono essere regolate da un sistema di gestione esterno, e rilevate da appositi sensori tutte le condizioni termo-igrometriche in cella. Inoltre, grazie a un foro laterale di 5 cm di diametro, è stato possibile il passaggio dei cavi elettrici e tubi necessari tra l'unità di carico e il convertitore-pneumatico, che è un'unità elettronica che consente il controllo della pressione all'interno del compressore posto a valle di quest'ultimo.

L'unità pneumatica dunque è composta da numerosi elementi legati tra loro attraverso

tubi in plastica e connessione ad innesto rapido. I componenti seguono il percorso dell'aria compressa proveniente dal serbatoio da 600 litri in cui l'aria è mantenuta a 10 bar. È presente inoltre una valvola di scorrimento a monte dell'unità pneumatica sopra descritta che permette di svuotare il sistema presente a valle e svuotare una serie di filtri al fine di pulire l'aria dalle impurità. Una volta che l'aria entra nell'unità pneumatica la pressione viene ridotta da 10 a 7 bar grazie all'utilizzo di un regolatore.

La pressione all'interno dei serbatoi verticale, grazie all'utilizzo di un convertitore, è dunque controllata, e ha la funzione di garantire un certo volume d'aria sufficiente al fine di generare impulsi di carico aventi caratteristiche imposte. Un personal computer è collegato al sistema di acquisizione dei dati (ACS), il quale è composto da moduli che forniscono energia elettrica ai sistemi di controllo e di misura NAT. Oltre al sistema ACS, è presente anche un convertitore digitale analogico (DAC), il quale consente la trasformazione del messaggio digitale del computer in analogico: messaggi analogici per il controllo della pressione, traduttori e cella di carico vengono trasformati in digitali al fine di permettere al computer di gestire la prova stessa.

Il telaio del NAT è così formato: base, due montanti verticali, trave di contrasto orizzontale e attuatore pneumatico collegato ad un pistone per l'applicazione dei carichi verticali.

Il pistone di carico è reso solidale con la cella di carico grazie all'utilizzo di una giunzione a doppia vite al fine di leggere i carichi applicati. È presente inoltre nella parte inferiore della cella di carico un dado esagonale, al cui interno è possibile notare un incavo sferico che serve a far combaciare perfettamente la struttura di carico con la sfera posta al di sopra di tutti gli accessori utilizzati per l'esecuzione della prova.

È importante, inoltre, che la trave rimanga sempre perfettamente orizzontale e che risulti ben fissata quando si eseguono le prove così da evitare applicazioni di carichi non perfettamente assiali. Il tipo di carico è descritto dal tempo di picco, e dipende dal controllo operato in continuo dalla cella di carico e dalla compressibilità dell'aria presente all'interno dell'attuatore pneumatico. Quest'ultimo consente dunque, tramite il pistone, l'applicazione di forze verticali.

Di seguito è presente un'immagine rappresentante l'unità pneumatica e il sistema di acquisizione dei dati

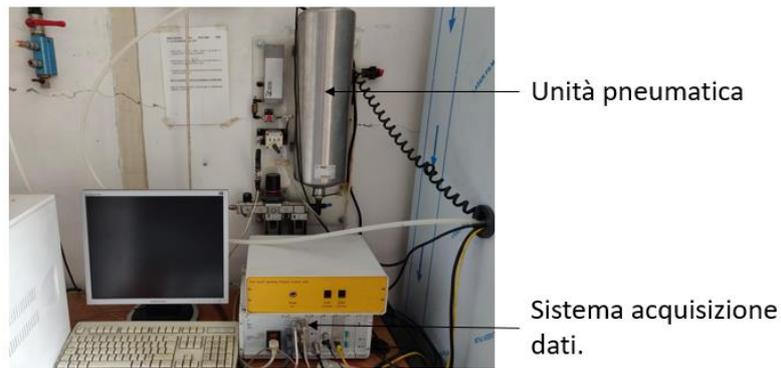


Figura 4.5: NAT.

La prova in configurazione di trazione indiretta ripetuta misura la rigidità della miscela cementizia. In particolare, il provino è sottoposto a carichi di compressione ripetuti attraverso un piano verticale diametrale. Questo carico sviluppa una sollecitazione di tensione relativamente uniforme perpendicolare alla direzione del carico applicato e lungo il piano verticale diametrale, che causa il cedimento del provino attraverso una crepa lungo la parte centrale del diametro verticale (VTI notat 8-1998). I ricercatori dell'Università di Nottingham hanno studiato nel corso degli anni diverse possibili combinazioni riguardanti il posizionamento dei trasduttori di spostamento e differenti metodi di applicazione e misurazione dei carichi. Particolare attenzione è assunta dai traduttori, infatti questi sono posizionati all'estremità del telaio su un caratteristico sostegno in plastica munito di morsetti di fissaggio (Figura 4.6).

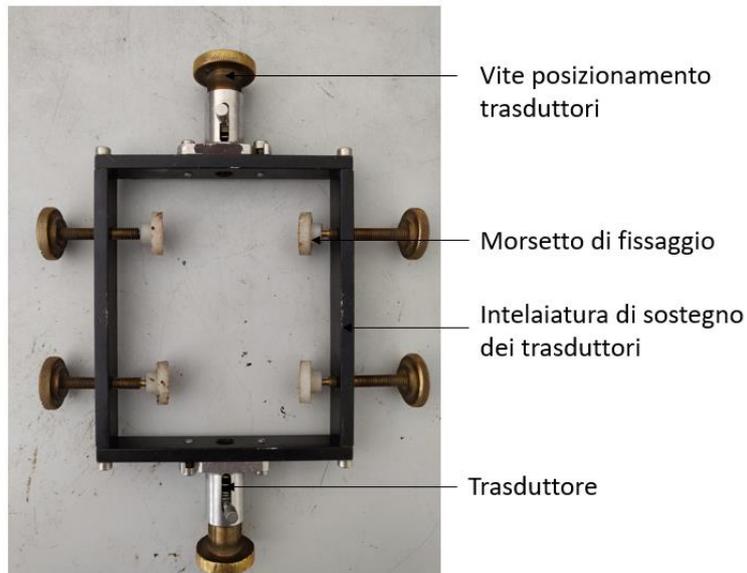


Figura 4.6: Telaio prova ITSM.

Per quanto concerne il sostegno del telaio dei traduttori, il sistema utilizzato è un sistema di barre a V, grazie al quale è possibile posizionare il telaio in posizione orizzontale (Figura 4.7).



Figura 4.7: Sistema di barre a V.

Tale sistema alla base presenta una corona asimmetrica che gli consente di allontanarsi dal telaio durante l'esecuzione delle prove. Il provino cilindrico, di dimensioni 100 mm di diametro e 70 di altezza, viene posizionato lungo un diametro all'interno di un telaio supplementare recante il sistema a barre a V e la corona asimmetrica descritti in precedenza. Successivamente fissati i trasduttori al campione con il relativo supporto è possibile porre il telaio supplementare al di sotto della struttura di carico.

Interpolando la sfera di centraggio tra cella e carico connessa al pistone è possibile l'avvio della prova. La prova viene eseguita con un supporto di un software che consente

di selezionare il tempo di picco di carico (compreso tra 60 e 120 ms), la deformazione orizzontale in μm e il coefficiente di Poisson pari a 0.25. Per quanto concerne la deformazione orizzontale, data la natura fragile della malta cementizia (SC-CBM) e la volontà di non portare a rottura il campione durante la fase di test, è stato utilizzato un valore di input pari a 2 μm . Esso si discosta molto dai valori tipici utilizzati per conglomerati bituminosi compresi tra 5 e 10 μm . Il controllo di tali parametri avviene tramite una serie di loop di taratura durante gli impulsi di condizionamento prima della prova vera e propria.

Gli impulsi di condizionamento sono utili al fine di assestare le strisce di carico sulla superficie del campione e il loro numero può essere variato a seconda della resistenza del materiale e dell'intensità di carico. La procedura inoltre prevede la possibilità di azzeramento dei trasduttori nel caso in cui tali impulsi dovessero determinare la fuoriuscita dell'usuale range di misura.

Tutti i risultati vengono salvati contemporaneamente sia su disco rigido che su carta, e sullo stampato nella parte superiore appaiono tutte le informazioni che l'utente immette prima dell'esecuzione della prova. Nella parte inferiore al contrario appare il valore di modulo di rigidezza elastica come valore massimo, medio e minimo. Il più importante tra questi tre risulta il solo valore medio risultante di cinque impulsi di carico. Oltre al valore medio di rigidezza, appaiono inoltre per ogni impulso di carico un diagramma che rappresenta l'andamento dello sforzo e quello della deformazione corrispondente, la corrispondente tensione di trazione indiretta, un valore della deformazione trasversale e il tempo di picco.

Il modulo elastico è calcolato utilizzando la seguente formula:

$$E = \frac{F(\nu + 0.27)}{LH} \quad (22)$$

Dove,

- F è la massima forza applicata (kN);
- ν modulo di Poisson;
- L ampiezza dell'altezza media del campione (mm);
- H ampiezza della deformazione orizzontale durante i cicli di carico (mm).

Le misure riguardanti il modulo elastico devono essere effettuate su almeno due diametri tra loro ortogonali e quando i valori di tali misure differiscono più del 10% si rende necessaria la misura di un diametro intermedio.

Di seguito si riporta un esempio di settaggio ITSM per il calcolo del modulo di rigidezza. (Figura 4.8)



Figura 4.8: Esempio di settaggio ITSM.

4.4.3 Flessione su quattro punti (Four-point flexural test)

La prova di flessione su 4 punti invece è stata effettuata su travetti di dimensioni 100 x 100 x 500 mm. Come per la prova UCS, anche in questo caso è stata utilizzata la pressa statica Tecnotest al fine di caratterizzare la miscela SC-CBM in esame. Il setting [18] come si evince dalla Figura 4.9 è completamente diverso, infatti questo è costituito da due appoggi e da due penetratori; il campione quindi è stato collocato in modo tale che l'asse longitudinale fosse perpendicolare al supporto e che le facce parallele poggiino sui supporti. Sulla faccia laterale opposta è stato applicato il carico verticale (nel mezzo della cella di carico) e trasmesso al campione dai due penetratori.

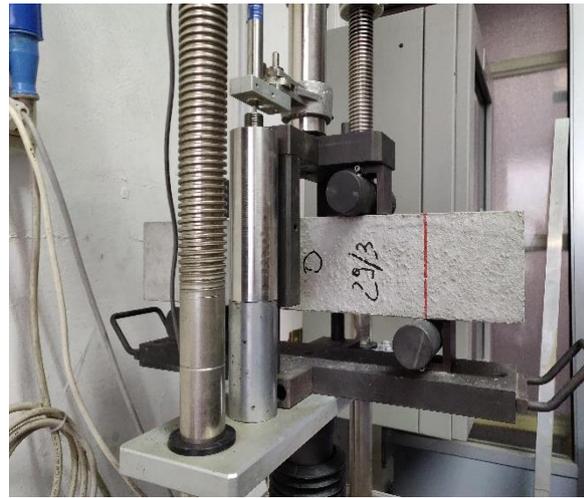
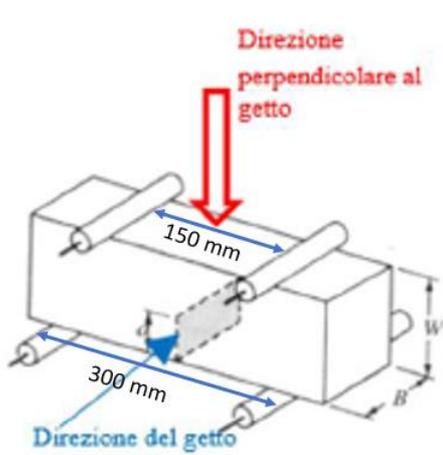


Figura 4.9: Flessione su 4 punti.

La prova è stata eseguita in controllo di spostamento, con una velocità costante di 0,25 mm/min e con un valore di precarico pari a 50 N. La rottura dei provini è avvenuta in prossimità della mezzeria producendo due monconi (Figura 4.10).



Figura 4.10: Monconi in prossimità della mezzeria.

La resistenza a trazione $[\sigma]$ per flessione [MPa] è stata infine calcolata con la seguente equazione:

$$\sigma = \frac{3 FL}{4 bd^2} \cdot 1000 \quad (23)$$

Dove,

- F è la forza applicata in kN;
- L è la distanza tra gli appoggi inferiori in mm fissata pari a 300 mm;
- d è lo spessore del provino pari a 100 mm;
- b è la larghezza del provino pari a 100 mm.

4.4.4 Prove a fatica tramite il test a flessione su quattro punti (Four-point flexural fatigue)

Le prove a fatica sono prove atte a verificare le sollecitazioni a trazione che insorgono al passaggio di ogni convoglio, causando l'inflessione locale della sovrastruttura. Anche se le sollecitazioni sono ben inferiori della resistenza a trazione del materiale, la loro ripetuta applicazione nel tempo induce un danno progressivo al materiale. Quest'ultimo porta alla formazione di fratture che si diffondono gradualmente verso l'alto. Questo fenomeno viene comunemente indicato come rottura a fatica, manifestando una diffusa fessurazione a ragnatela che si manifesta macroscopicamente sulla superficie della pavimentazione. Tipicamente vengono applicate apparecchiature a sollecitazione sinusoidale per la determinazione delle caratteristiche del materiale SC-CBM utilizzato. Dunque, a tal fine i campioni vengono sottoposti ad una data temperatura a cicli ripetuti sinusoidali di frequenza e ampiezza costanti fino a rottura.

Il fenomeno della fatica, ha molteplici problematiche soprattutto in relazione all'approccio fenomenologico in cui vengono prese in considerazione le sollecitazioni o le deformazioni. Infatti, data l'influenza della metodologia di prova, la principale difficoltà risiede nella interpretazione dei risultati delle diverse prove a fatica. In generale esistono due diverse metodologie di prova:

- *Sollecitazione controllata*, in cui il carico determina una sollecitazione costante;
- *Deformazione controllata*, in cui il carico determina una deformazione di ampiezza costante.

Le due prove si differenziano non solo nel tipo di setting del macchinario utilizzato, ma anche dalla modalità di rottura. Infatti, nel primo caso la formazione della fessura porta

ad un incremento della sollecitazione effettiva agli estremi della fessura stessa così da indurre una rapida propagazione fino alla completa frattura del campione. Nel secondo caso la formazione delle fessure determina una riduzione della sollecitazione ed un rallentamento della velocità di propagazione. A basse rigidzze e dunque a basse sollecitazioni il tempo richiesto affinché la fessura si propaghi è molto alto. È facile dunque aspettarsi che mentre nelle prove a carico imposto è possibile definire la rottura del provino in termini inequivocabili, altrettanto non avviene nelle prove a deformazione imposta: il rilassamento dello sforzo durante la prova porta ad uno snervamento progressivo del materiale che non comporta necessariamente alla rottura del provino.

Notevole importanza ricopre la rigidzza del materiale, infatti se i provini sono sottoposti a sollecitazioni controllate, al variare della rigidzza anche la vita a fatica varia. In particolare, la vita a fatica è fortemente influenzata, e dunque dipendente, dalla rigidzza: più il campione è rigido più è lunga la vita a fatica. Questo tipo di comportamento però non si verifica se l'aumento di rigidzza è causato da una riduzione della temperatura, infatti in questo caso a bassa temperatura si manifestano fenomeni di fessurazione di origine termica: si ha perciò un picco della vita a fatica in corrispondenza di una determinata temperatura. I criteri generali adottati in letteratura e utilizzati dalla norma prEN 12697-24 è quello di considerare convenzionalmente il momento di rottura quando il modulo di rigidzza si riduce del 50% rispetto al valore iniziale o il raggiungimento di un milione di cicli da parte del campione (Figura 4.11).

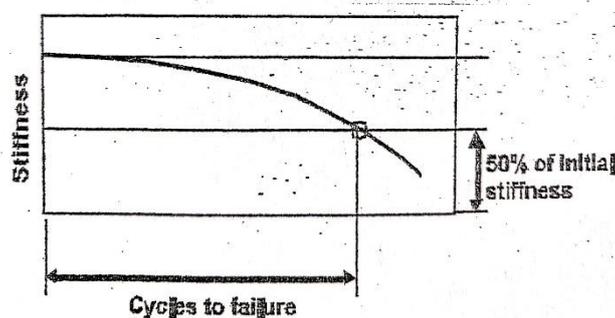


Figura 4.11: Definizione di rottura.

Per la caratterizzazione in termini di modulo elastico e resistenza a fatica, si eseguono prove a flessione. In particolare, la prova utilizzata è la flessione su quattro punti, la

quale avviene in regime oscillatorio e carico variabile con legge sinusoidale. I provini utilizzati sono di tipo prismatico di dimensioni 430x50x50, posizionati in un telaio e bloccato grazie a quattro morsetti equidistanti in grado di compiere traslazioni orizzontali libere e accompagnare la forma curva che assume il travetto soggetto al carico (Figura 4.12).

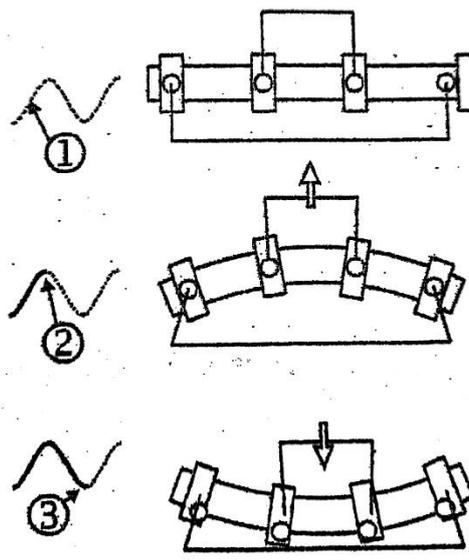


Figura 4.12: Principio test a fatica.

Le sollecitazioni sono ripetutamente applicate fino quando il campione si rompe o mostra un cambiamento nelle sue caratteristiche, indicando un danneggiamento irrimediabile. Grazie al movimento in direzione verticale e perpendicolare all'asse longitudinale del campione è realizzata la flessione, al contrario la posizione verticale dei due morsetti esterni rimane fissa. Questo tipo di prova in genere viene eseguita a controllo di deformazione, quindi lo spostamento indotto dal carico è una funzione costante del tempo. Questo tipo di carico crea un momento e dunque una deformazione costante tra i morsetti interni. La forza necessaria per la deformazione del campione, la deflessione e il ritardo di fase tra il segnale della forza e il segnale dello spostamento sono funzioni del tempo e sono misurate durante la prova. Ottenute queste informazioni è possibile successivamente calcolare il modulo di rigidezza e le caratteristiche a fatiche del materiale utilizzato.

Di seguito vengono riportate le equazioni utilizzate per il calcolo del modulo di rigidezza flessionale:

Trazione massima

$$(F_t) = \frac{0,357P}{b h^2} \quad (24)$$

- P = carico applicato (N);
- b = larghezza provino (m);
- h = altezza provino (m).

Massima deformazione

$$(g_t) = \frac{12 \delta h}{3 L^2 - 4a^2} \quad (25)$$

- δ = massima deflessione al centro del provino (m);
- a = spaziatura morsetti (m);
- L = distanza tra i morsetti esterni (m).

Rigidezza flessionale

$$(S) = \frac{F_t}{g_t} \quad (26)$$

L'obiettivo di tale prova è conoscere una relazione tra deformazione e numero di cicli a rottura ottenuta testando provini a differenti livelli di deformazione e, plottando successivamente i risultati su scala logaritmica (Figura 4.13). Il grafico dovrebbe mostrare, su scala logaritmica, una relazione lineare e la possibile dispersione dei dati sarà influenzata da quattro fattori:

- Coerenza nel settaggio dei campioni;
- Controllo di temperatura;
- Variabilità delle proprietà nominali dei campioni;
- Tipo di materiale.

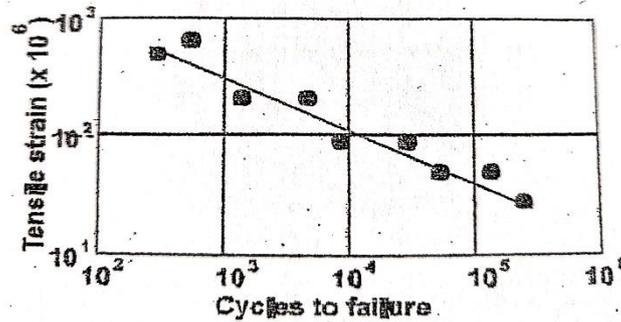


Figura 4.13: Relazione "deformazione-vita a fatica"

4.4.5 Prove a deformazioni permanenti (Ormaiamento)

L'obiettivo dell'analisi computerizzata è quello di determinare le tensioni e le deformazioni che si rivelano dannose ai fini della resistenza a fatica e dell'ormaiamento (rutting). L'output consiste nella valutazione della percentuale di ripetizioni di carico in grado di generare una risposta della pavimentazione entro i limiti normativi imposti. L'apparecchio consiste in un sistema costituito da due ruote caricate che poggiano su un campione di dimensioni 530 x 180 x 50 mm tenuto saldamente su un tavolo. La ruota sopra il tavolo si sposta avanti e indietro e grazie a un dispositivo manuale, nel caso in esame esterno al macchinario, monitora lo sviluppo del solco sulla superficie del provino. Lo pneumatico ha un diametro esterno di 200 mm e un profilo trasversale rettangolare che rientra nei limiti imposti dalla UNI EN 12697-22:2004[19], con una larghezza di $(w \pm 1)$ mm dove $w = (50 \pm 5)$ mm. Il carico applicato risulta essere:

$$\left[\left(700 \cdot \frac{w}{50} \right) \pm 10 \right] N \quad (27)$$

con una pressione degli pneumatici pari a 6 bar; in particolare al campione in esame è stato effettuato un primo step costituente 1000 cicli al fine di assestare il materiale in esame, successivamente si è arrivati a 3000, poi 5000, 7000, 10000 e infine 30000 cicli. Per questo lavoro di tesi inoltre sono state analizzate tre travi a diverso tempo di maturazione 3, 7 e 28 giorni per ogni percentuale di cemento (60 e 100 kg/m³). Ad ogni ciclo il campione è stato estratto e misurato, tramite un macchinario formato da tre sensori uniformemente distribuiti sulla superficie, la deflessione ottenuta di volta in volta. Di seguito sono presenti due figure (4.14 e 4.15) rappresentanti il settaggio della

macchina, e la misurazione della deflessione, al fine di valutare le deformazioni permanenti.



Figura 4.14: Settaggio prova a deformazioni permanenti.



Figura 4.15: Esempio di misurazione manuale esterno.

5 Risultati e analisi dei dati

In questo capitolo vengono analizzati tutti i dati sulle cinque prove precedentemente descritte utilizzando le due tipologie di miscele. La prima con percentuale di cemento pari a 60 kg/m^3 e la seconda con 100 kg/m^3 .

5.1 Risultati derivanti da prova UCS

Per quanto riguarda la prima prova effettuata, in prima istanza è stata svolta una analisi circa il tempo di rottura del campione. Infatti, come si evince dalla Tabella 5.1 e 5.2 sono state svolte 4 prove differenti con velocità di carico pari a: 0.5 mm/min , 1 mm/min , 1.5 mm/min e 5 mm/min .

Tabella 5.1: Prove di test UCS su campione a 60 kg/m^3 .

Velocità di carico	Carico Massimo	UCS	Tempo a rottura
[mm/min]	[kN]	[MPa]	[s]
0.5	3.876	0.49	241
1	3.941	0.50	129
1.5	3.381	0.43	86
5	4.114	0.52	28

Tabella 5.2: Prove di test UCS su campione a 100 kg/m^3

Velocità di carico	Carico Massimo	UCS	Tempo a rottura
[mm/min]	[kN]	[MPa]	[s]
0.5	5.535	0.70	373
1	6.571	0.84	121
1.5	7.939	1.01	80
5	6.437	0.82	26

È stata scelta la velocità di carico pari a 1 mm/min , soddisfacendo anche il requisito dettato dall'ASTM International D4832-16, circa la velocità di rottura non inferiore a 120 secondi.

Di seguito vengono riportate le curve sforzo-spostamento alle quattro differenti velocità di carico (Figura 5.1 e Figura 5.2).

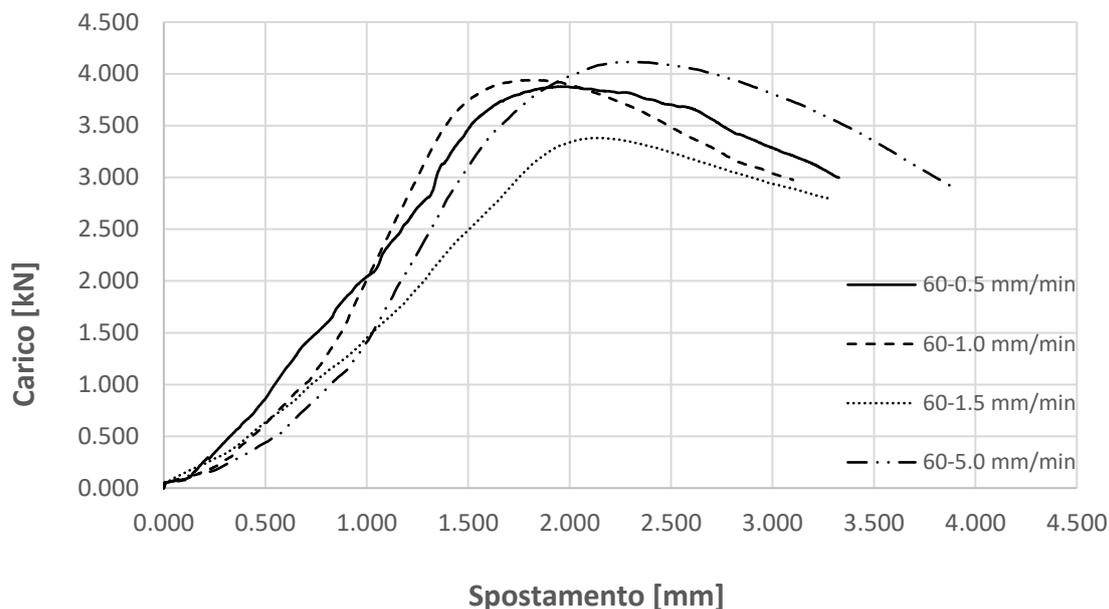


Figura 5.1: Curva Carico-Spostamento 60 kg/m³.

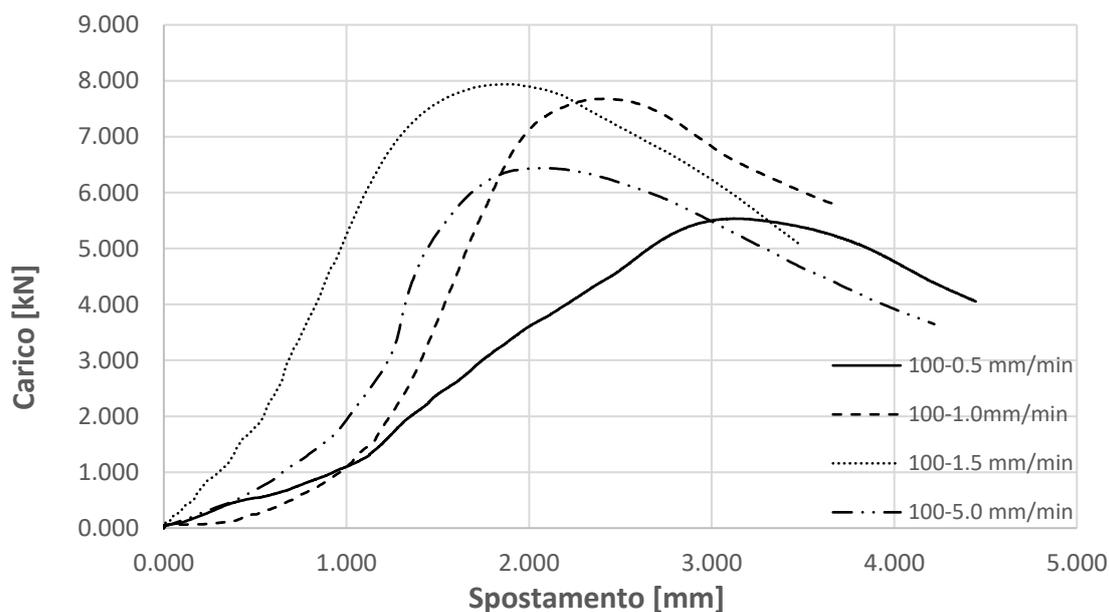


Figura 5.2: Curva Carico-Spostamento 100 kg/m³.

Una volta decisa la velocità di carico, sono stati testati i campioni a 60 e 100 kg/m³ a diverso tempo di maturazione. In particolare, si sono scelti tre diversi tempi: 3 giorni, 7 giorni e 28 giorni, al fine di vedere progressivamente l'andamento del modulo elastico nel tempo. Le miscele verranno indicate con il primo codice (ad esempio "C60") che indica il tipo di miscela, il secondo codice indica il tempo di maturazione (3, 7 o 28 giorni)

e il terzo codice indica il numero del campione (nel nostro caso sono tre per ogni tempo di maturazione).

Di seguito sono riportati tutti i risultati inerenti al tipo di miscela e al corrispettivo tempo di maturazione (Tabella 5.3 e 5.4).

Tabella 5.3: Tabella riassuntiva a 60 kg/m³ con tempo di maturazione pari a 3-7 e 28 giorni.

Provino	Carico massimo	UCS	Tempo a rottura
	[kN]	[MPa]	[s]
C60_3_1	2.450	0.31	234
C60_3_2	2.552	0.32	199
C60_3_3	2.618	0.33	226
C60_7_1	4.507	0.57	181
C60_7_2	4.878	0.62	135
C60_7_3	4.273	0.54	144
C60_28_1	6.244	0.80	121
C60_28_2	6.253	0.80	205
C60_28_3	7.102	0.90	152

Tabella 5.4: Tabella riassuntiva a 100 kg/m³ con tempo di maturazione pari a 3-7 e 28 giorni.

Provino	Carico massimo	UCS	Tempo a rottura
	[kN]	[MPa]	[s]
C100_3_1	4.88	0.62	143
C100_3_2	4.877	0.62	219
C100_3_3	4.164	0.53	202
C100_7_1	6.632	0.84	117
C100_7_2	8.132	1.04	136
C100_7_3	7.640	0.97	133
C100_28_1	11.35	1.45	144
C100_28_2	11.339	1.44	145
C100_28_3	10.864	1.38	236

Come si nota dalle tabelle sovraesposte, il massimo carico cresce via via con l'aumentare del tempo di maturazione del campione. In particolare, per quanto riguarda il campione a 60 kg/m³ è stata riscontrata una resistenza massima pari a 7.102 kN al contrario per il campione a 100 kg/m³ circa 11.350 kN. Di seguito è presente un grafico in cui è stato calcolato un valore medio di UCS ad un determinato tempo di maturazione. Quello che si denota è un aumento progressivo del valore di UCS all'aumentare tempo di

maturazione.

Valori UCS al variare del tempo di maturazione

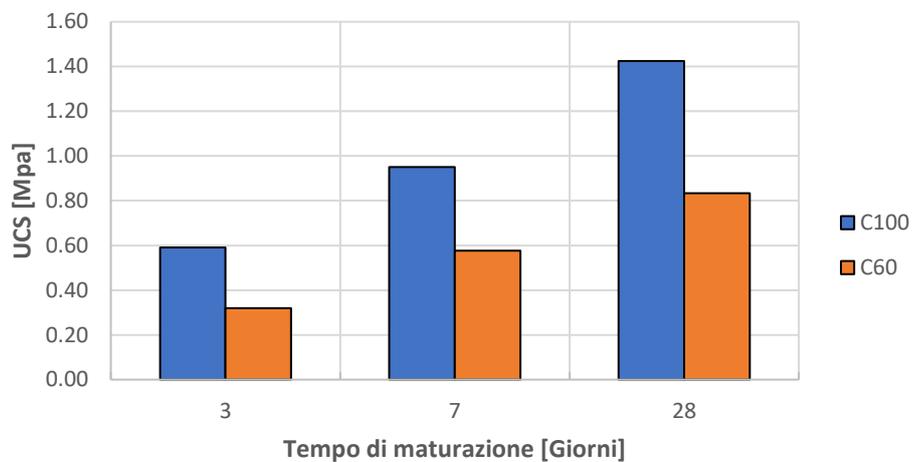


Figura 5.3: Grafico riassuntivo valori UCS a 60 e 100 kg/m³.

Sono inoltre riportare le curva circa i valori di carico e spostamento considerando le due miscele in esame (60 e 100 kg/m³). Come si evince dalla Figura 5.4, all'aumentare del tempo di maturazione da parte del campione la curva diventa sempre più alta, il che implica un valore a rottura più alto (come è logico aspettarsi).

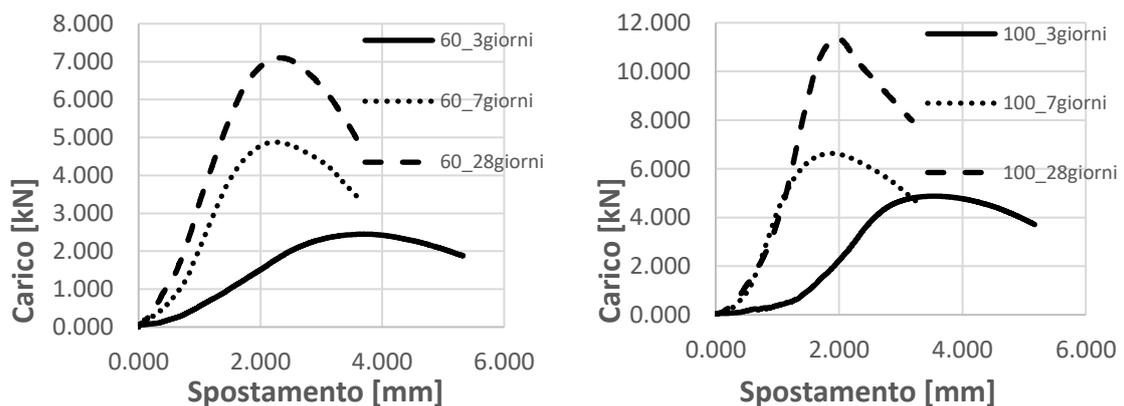


Figura 5.4: Confronto tra valori UCS rispettivamente a 60 e 100 kg/m³.

Dopo aver effettuato questo confronto, è stata effettuata una analisi tramite la Norma Austroads 2017 [16] (Figura 5.5) la quale permette, grazie al valore di UCS, di identificare il tipo di materiale in esame.

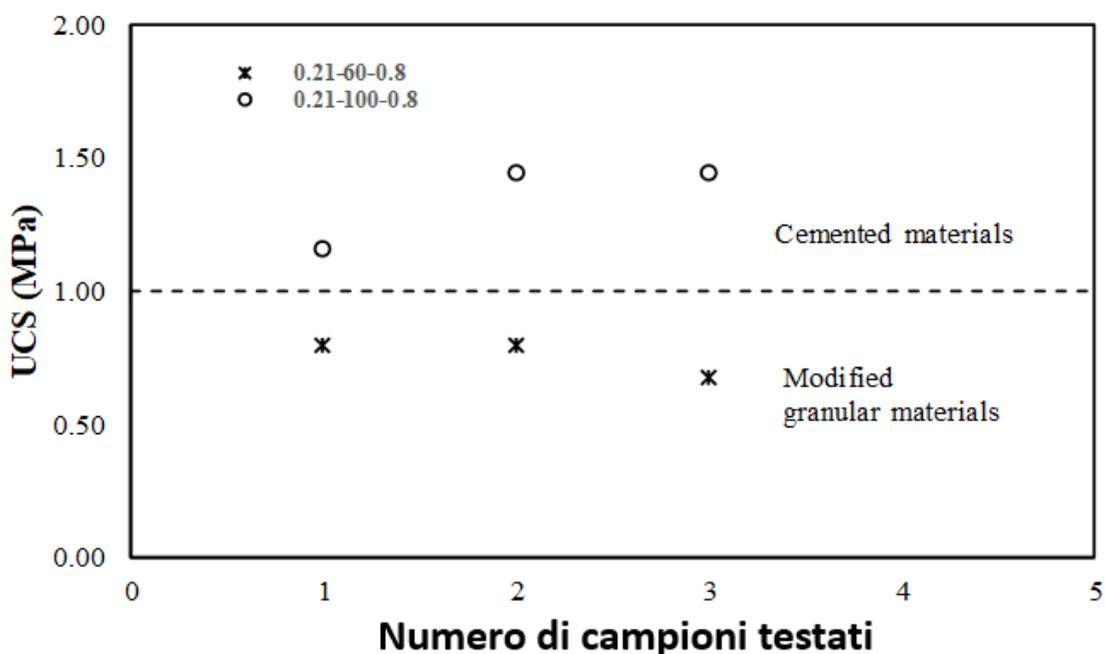


Figura 5.5: Utilizzo della normativa Austroads 2017 al fine di caratterizzare il materiale.

Come si evince dalla figura in sovrapposizione, i campioni con percentuale di cemento pari a 60kg/m^3 risultano avere un valore di UCS inferiore a 1, il che implica la definizione di materiali modificati granulari; al contrario per percentuale di cemento superiore a 100 kg/m^3 il materiale risulta di tipo cementizio.

Dopo aver svolto per ogni miscela e per ogni tempo di maturazione la curva carico-spostamento, è stato calcolato e successivamente analizzato il modulo di rigidezza. Quest'ultimo, grazie all'utilizzo di documenti in letteratura, è stato valutato in tre differenti modi [20] grazie all'utilizzo di un foglio di calcolo Excel. I tre modi differenti sono così suddivisi: coefficiente angolare della retta secante tra il valore massimo e il valore iniziale, coefficiente angolare della retta secante corrispondente al 50% del carico e infine il coefficiente angolare della tangente al 50% del carico. Di seguito è riportata una immagine di esempio, al fine di mostrare la metodologia utilizzata (Figura 5.6).

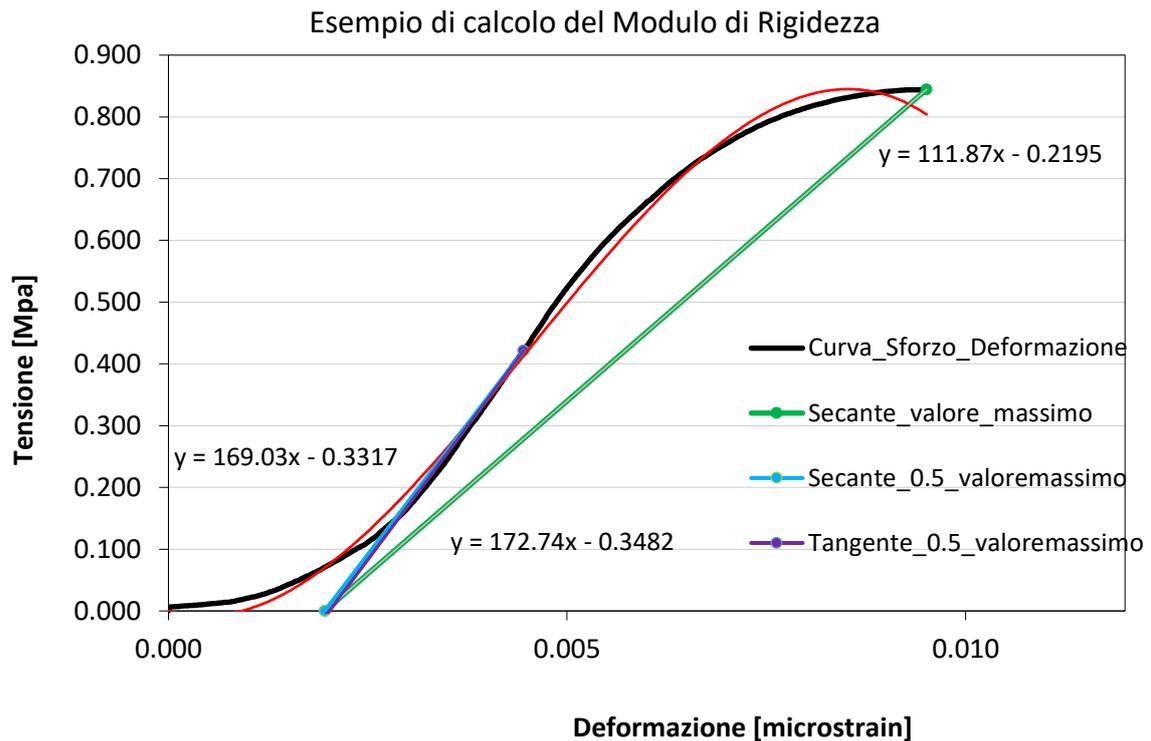


Figura 5.6: Esempio di calcolo del Modulo di Rigidezza.

È stato in un primo momento calcolata la curva (rossa) interpolante la serie di dati in input (curva tensione-deformazione), successivamente grazie al calcolo del corrispondente punto di flesso è stato possibile calcolare le tre differenti rette.

Questo tipo di approccio è stato utilizzato per tutti i campioni, e di seguito è presente uno schema riassuntivo (Tabella 5.5):

Tabella 5.5: Schema riassuntivo per il calcolo del modulo di rigidezza in tre differenti modi.

Provini		SecanteValoreMax(q) [MPa]	Secante0.5(q) [MPa]	Tangente0.5(q) [MPa]
60	C60_3_1	18.04	25.97	24.79
	C60_3_2	23.44	36.10	35.17
	C60_3_3	25.48	31.78	34.57
	C60_7_1	58.10	75.56	75.11
	C60_7_2	64.37	83.72	84.65
	C60_7_3	56.73	62.26	64.40
	C60_28_1	108.18	158.58	162.60
	C60_28_2	60.45	83.00	82.63
	C60_28_3	90.18	124.82	127.57
100	C100_3_1	61.27	95.08	96.52
	C100_3_2	47.59	55.58	58.87
	C100_3_3	41.60	47.01	46.18
	C100_7_1	111.87	169.03	172.74
	C100_7_2	112.51	156.21	150.09
	C100_7_3	156.63	164.94	148.88
	C100_28_1	221.95	261.32	180.49
	C100_28_2	201.82	217.41	233.65
	C100_28_3	98.82	152.03	136.66

Come si evince dalla tabella in esame il modulo rigidezza risulta molto simile per quanto riguarda la secante al 50% del valore massimo e la tangente anch'essa al 50%. Al contrario risulta molto diversa la prima colonna, quella inerente alla secante al valore massimo, infatti in quest'ultimo caso il valore risulta sottostimato rispetto agli altri due casi. Come è logico aspettarsi i valori di modulo di rigidezza per i provini a 100kg/m³ risultano sempre maggiori (circa il doppio) rispetto a quelli con percentuale di cemento pari a 60 kg/m³.

Un'altra importante valutazione è legata al tempo di maturazione del provino in esame, infatti come è logico aspettarsi all'aumentare dell'età del provino anche il modulo elastico aumenta; di circa il doppio tra 3 e 7 giorni, e di circa 50% tra 7 e 28 giorni.

Infine, considerando i valori UCS e i valori di rigidezza calcolati a 28 giorni, sono stati messi in relazione con materiali presenti in letteratura [7-21-22]. In particolare, quello che è possibile osservare dalla Figura 5.5, il materiale analizzato in questo lavoro di tesi segue abbastanza il trend dei due materiali di tipo A e di tipo B analizzati da "Chittoori e altri" [7] (i primi corrispondono a materiali cementizi contenenti materiali fini, i secondi sono materiali cementizi misti a calce).

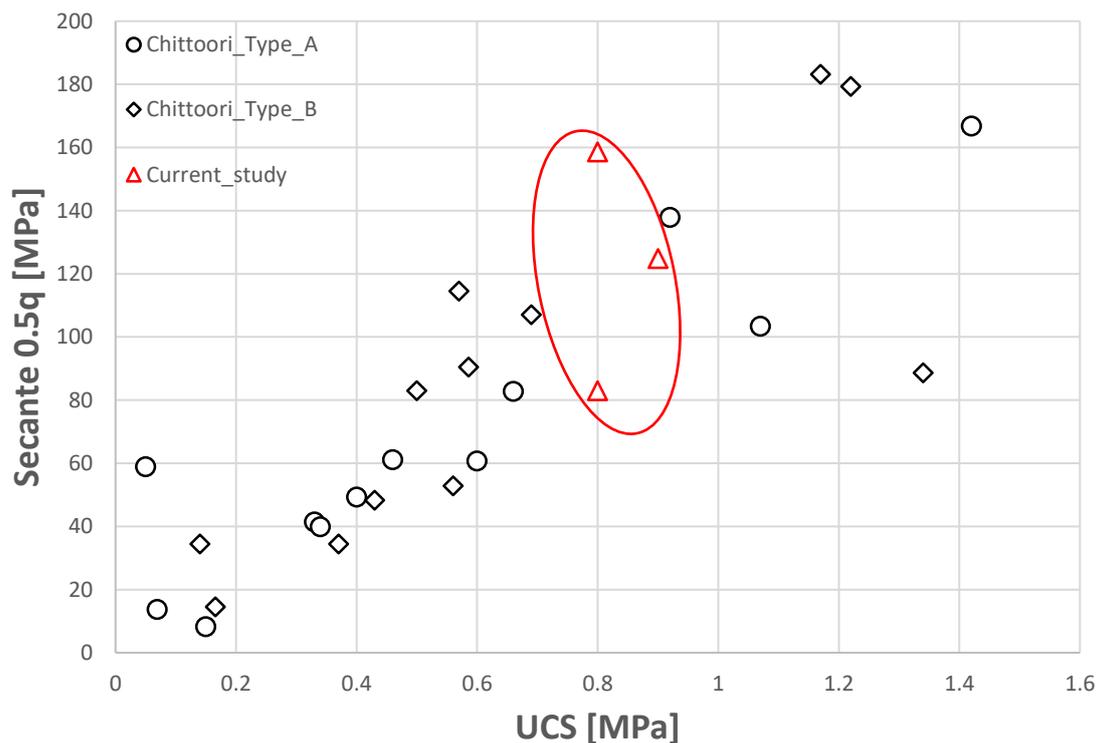


Figura 5.7: Confronto tra lo studio effettuato in questo lavoro di tesi e i due materiali analizzati da Chittoori.

Un secondo confronto è stato effettuato prendendo in considerazione il lavoro presentato da “Hoyos e altri”[21], in cui sono stati analizzati anche in questo caso due tipi di materiali con tempo di maturazione pari a 28 giorni: malte cementizie con percentuali di RAP e malte cementizie rinforzate con fibre (Figura 5.7). In questo caso, dato l’utilizzo di un diverso approccio da parte di Hoyos, è stato necessario per il materiale in esame in questo lavoro di tesi, calcolare la rigidezza considerando la retta secante tra il punto di partenza e il 25% del valore di picco.

Anche in questo caso i dati ricavati dal materiale in esame seguono il trend dei materiali analizzati da Hoyos e altri.

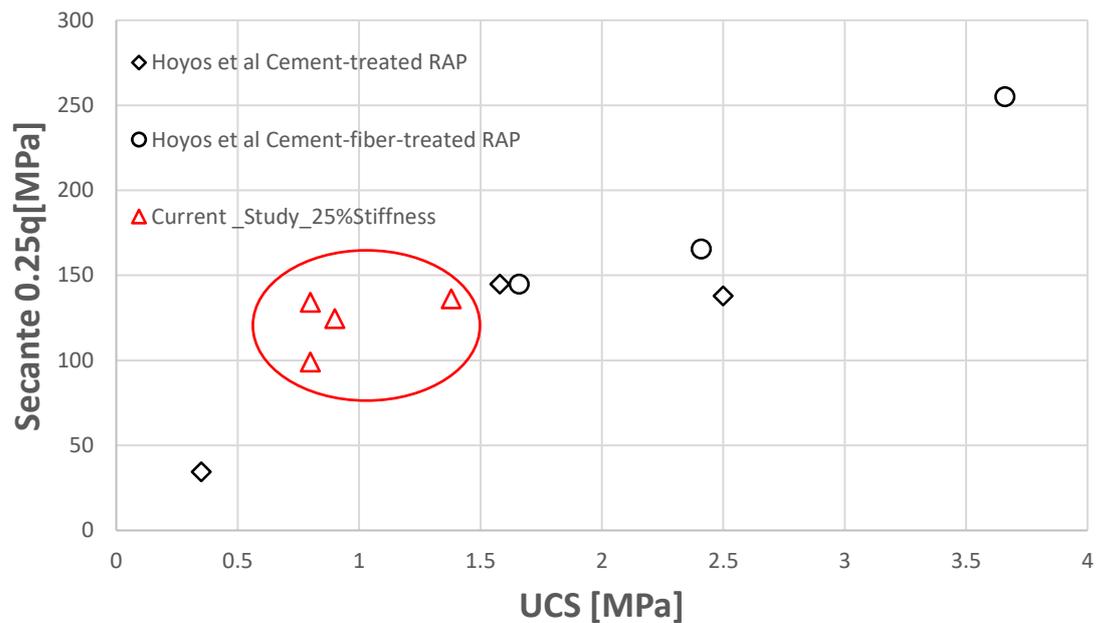


Figura 5.8: Confronto tra lo studio effettuato in questo lavoro di tesi e i due materiali analizzati da Hoyos.

Un ultimo confronto Figura 5.8 è stato effettuato con il lavoro effettuato da “Mneina e altri” [22], in cui in questo caso sono stati analizzati tre differenti materiali suddivisi in tre gruppi differenti: il gruppo 1 corrisponde a materiale cementizio che fa riferimento alla norma ACI 229, il gruppo 2 include sei differenti mix con all’interno percentuali di TOSW (Treated Oil Sand Waste) e infine il gruppo 3 che comprende nove differenti mix comprendente TOSW come sostituto del 100% delle ceneri.

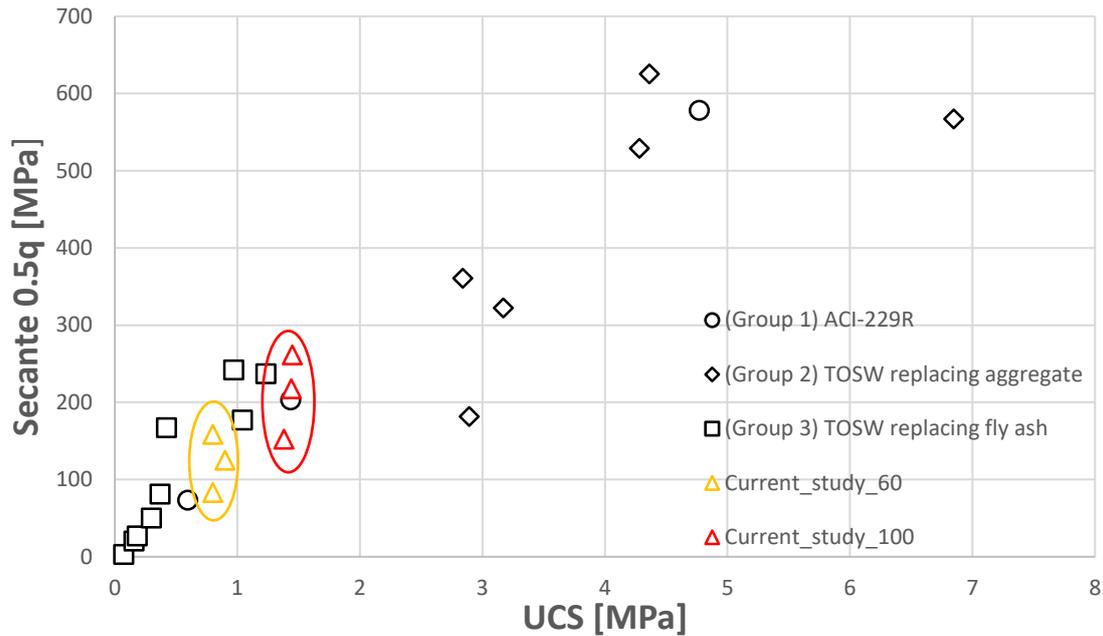


Figura 5.9: Confronto tra lo studio effettuato in questo lavoro di tesi e i tre materiali analizzati da Mneina.

Anche in quest'ultimo caso i materiali a 60 kg/m^3 e 100 kg/m^3 con tempo di maturazione di 28 giorni seguono il trend dei dati analizzati da Mneina e altri.

5.2 Risultati derivanti da prova ITSM

Il provino è sottoposto a carichi di compressione ripetuti attraverso un piano verticale diametrale e nella configurazione di prova viene misurata la rigidità della miscela cementizia. Particolare attenzione è stata posta, come descritto precedentemente, al settaggio della prova, infatti sono state svolte due misure su due diametri tra loro ortogonali, controllando successivamente che le differenze di misurazione non ecceda al più del 10%. Di seguito è riportata una tabella riepilogativa circa tutti i test in configurazione ITSM svolti (Tabella 5.6).

Tabella 5.6: Risultati prova ITSM.

Campione		Tempo di maturazione (giorni)	Rigidezza Media [MPa]
60	1° Diametro	7	-
	2° Diametro		-
	1° Diametro	28	1757
	2° Diametro		2077
100	1° Diametro	7	2544
	2° Diametro		2854
	1° Diametro	28	3431
	2° Diametro		3324

Come si evince dalla tabella in sovraimpressione, il test con percentuale di cemento pari a 60 kg/m³ e con tempo di maturazione pari a 7 giorni non è andato a buon fine. Infatti, il campione è risultato fessurato (dunque non testabile) durante la fase di settaggio della prova (di seguito se ne riporta un esempio, figura 5.10).



Figura 5.10: Esempio di campione rotto a 60 kg/m³ e tempo di maturazione pari a 7 giorni.

Per quanto concerne la rigidezza media, come attendibile, risulta essere maggiore per il provino con percentuale di cemento pari a 100 kg/m³ e tempo di maturazione pari a 28 giorni. Considerando la stessa percentuale, il secondo provino risulta avere una rigidezza media inferiore del 34%. Il provino con percentuale di cemento pari a 60kg/m³ e 28 giorni di maturazione risulta avere la rigidezza media più bassa di tutti e tre, attestandosi attorno al 50% in relazione al provino a 100kg/m³ e 28 giorni di maturazione e al 30% prendendo in considerazione la medesima percentuale ma con tempo di maturazione di 7 giorni.

5.2 Risultati derivanti da prova a flessione su quattro punti

Come già spiegato nel paragrafo 4.4.3 riguardante il settaggio della prova a flessione su quattro punti, la prova è svolta a controllo di spostamento con una velocità costante di 0,25 mm/min e con un valore di precarico pari a 50 N. Il test è stato effettuato sulle due diverse miscele in esame con percentuale di cemento pari a 60 e 100 kg/m³.

Entrambe le miscele presentano un comportamento di tipo fragile, e il massimo carico supportato dalla trave a 60 kg/m³, pari a 1.454 kN, è risultato circa il 50% di quello supportato dalla trave con percentuale di cemento pari a 100kg/m³ (3.062 kN). Questo è un risultato attendibile data la differenza marcata di percentuale di cemento, e inoltre, a conferma di ciò, il valore di resistenza a trazione per flessione (σ) risulta essere anch'esso ben diverso. Infatti, per la trave con percentuale maggiore di cemento il valore di σ si attesta attorno a 0.69 MPa, al contrario per la seconda trave pari a 0.33 MPa.

Di seguito si riportano i grafici inerenti alle curve carico-spostamento dei due differenti campioni (Figura 5.11).

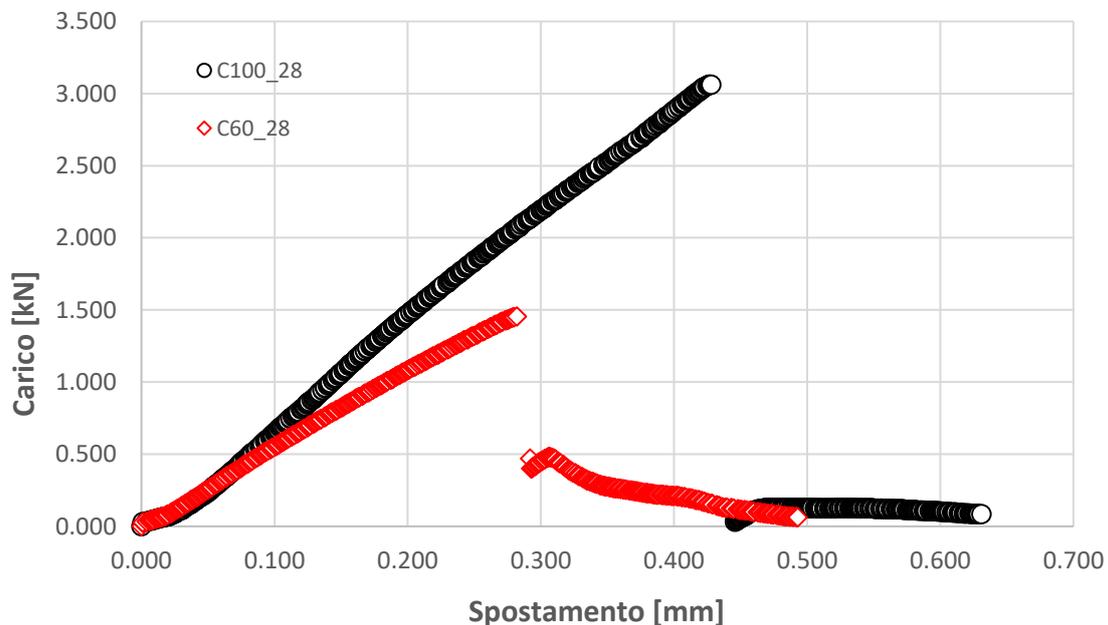


Figura 5.11: Curve Carico-Spostamento per le due miscele in esame.

5.3 Risultati derivanti da prove a fatica

Per quanto concerne i risultati derivanti da prove a fatica, sono stati estratti diversi file di tipo .txt da un personal computer collegato al macchinario NAT per le prove a fatica, in cui sono presenti diversi parametri tra cui il numero di cicli, percentuale e valore assoluto di rigidità del materiale.

Per questo tipo di test è stata analizzata solamente la miscela con percentuale di cemento pari a 100kg/m^3 data la non sufficiente resistenza da parte della miscela a 60 kg/m^3 .

In particolare, sono stati effettuati diversi test a diverse deformazioni imposte in input ($50\mu\text{m}$, $100\mu\text{m}$, $200\mu\text{m}$, $300\mu\text{m}$) al fine di calcolare la retta di vita utile a fatica, in cui sull'asse delle ascisse fosse presente i numeri di cicli a rottura e sull'asse delle ordinate la deformazione imposta [7-9]. Il materiale in esame (SC-CBM) risulta avere un andamento molto particolare, con un picco iniziale di valore di rigidità, e successivamente una veloce decrescita dello stesso (Rettangolo blu). Di seguito viene rappresentata una figura riepilogativa circa il comportamento del materiale soggetto a prove a fatica a diversi livelli di deformazione imposte (Figura 5.12).

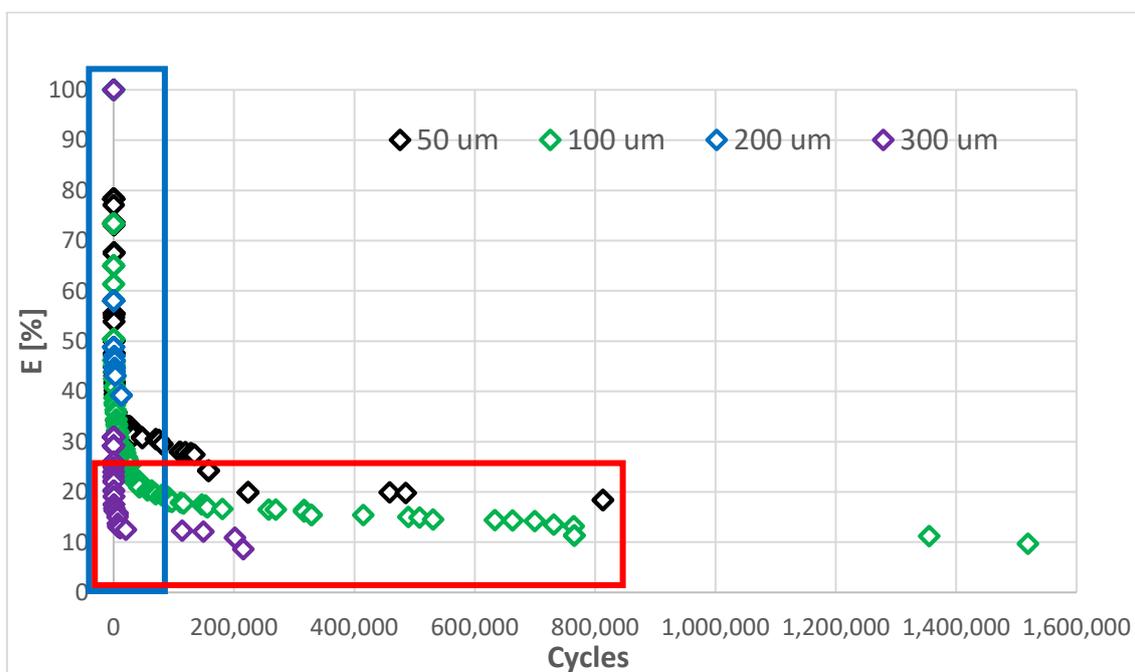


Figura 5.12: Esempio andamento rigidità dopo test a fatica.

Convenzionalmente, in questo tipo di test a fatica, il punto di rottura considerato risulta

essere quando il modulo di rigidezza si riduce del 50% rispetto al valore iniziale [4-7] (Paragrafo 4.4.4).

Tabella 5.7: Tabella Deformazioni, N. di Cicli e rigidezza con percentuale a rottura pari al 50%.

Deformazioni imposte	N. di Cicli	E [Mpa]
50	632	1731.4
100	304	1006.7
200	199	405.3
300	119	922.6

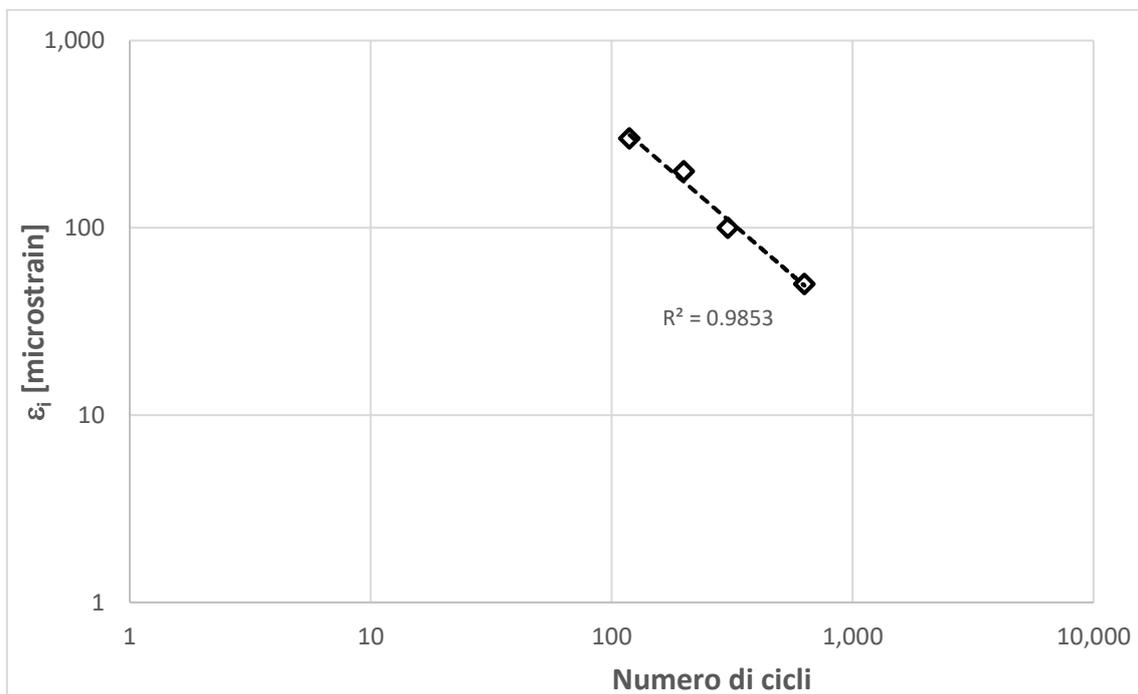


Figura 5.13: Relazione tra la deformazione applicata in input e la vita utile a fatica (percentuale a rottura pari al 50%).

Come si evince dalla Figura 5.13 e dalla tabella 5.7, data la poca variabilità dal punto di vista del numero di cicli a rottura e in termini di modulo elastico, l'approccio utilizzato risulterà differente.

Come si può osservare dalla figura 5.12 anche dopo un milione di cicli il valore di rigidezza non si annulla mai completamente, ma al contrario presenta una rigidezza residua che si attesta attorno al 20% di rigidezza (Rettangolo rosso). Questo tipo di comportamento è molto particolare, ed è dovuto in parte alla natura del materiale in esame e in parte al possibile cluster di calce idrata e cemento. Infatti, il limo utilizzato in

questo tipo di miscela è stato stabilizzato a calce (Paragrafo 4) e questo permette, durante la fase di indurimento, la formazione di legami. I vuoti presenti all'interno della miscela vengono "riempiti" dalla pasta cementizia, che grazie alla sua caratteristica di coesione e costituzione di deboli legami, mantiene il materiale intatto. Un primo danneggiamento è riscontrabile attraverso una prima e localizzata fessurazione dopo circa 1000 cicli (prima parte del grafico a cui corrisponde una accentuata decrescita della rigidità – Rettangolo blu), successivamente il materiale tende a rimanere compatto (zona di plateau – Rettangolo rosso), senza disgregarsi o distaccarsi completamente. Nella maggior parte dei test dunque il campione è risultato "leggermente" fessurato. Dopo aver effettuato questa considerazione circa la percentuale a rottura, sono stati calcolati il numero di cicli corrispondenti (Tabella 5.8) e successivamente è stata tracciata la relazione tra la deformazione applicata in input e numero di cicli con percentuale a rottura pari al 20% della rigidità (Figura 5.14).

Tabella 5.8: Tabella Deformazioni, N. di Cicli e rigidità con percentuale a rottura pari al 20%.

Deformazioni imposte	N. di Cicli	E [Mpa]
50	304951	1266
100	66103	1006
200	24974	405
300	511	923

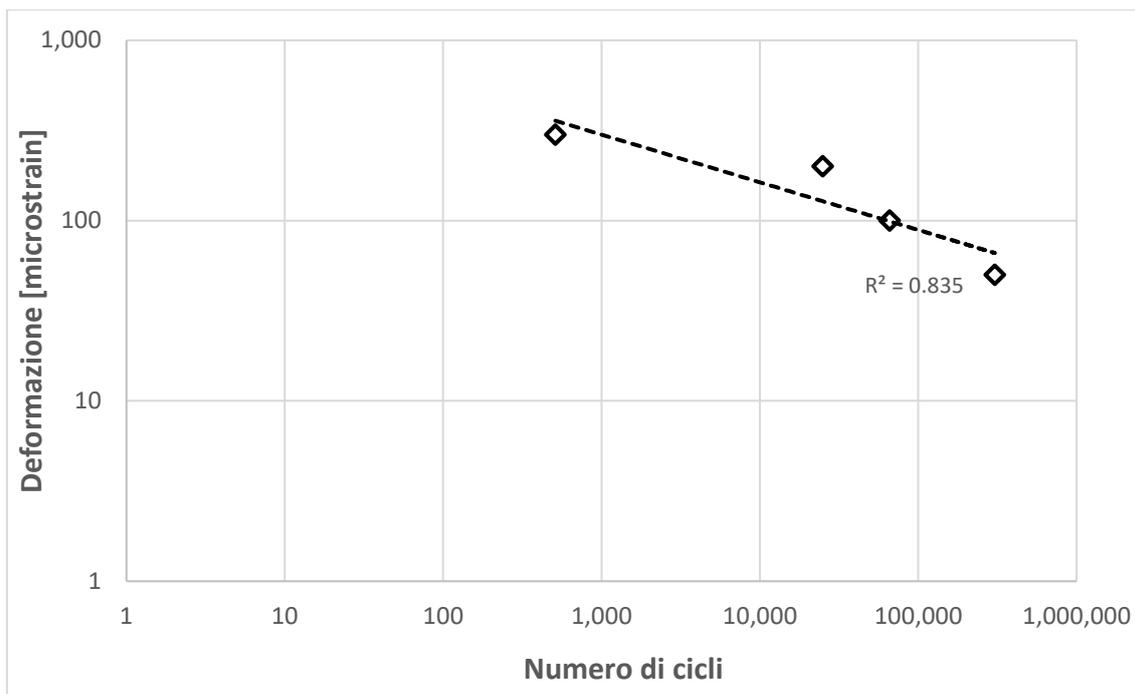


Figura 5.14: Relazione tra la deformazione applicata in input e la vita utile a fatica (percentuale a rottura pari al 20%).

Come risulta chiaro dal Grafico 5.14 e dalla Tabella 5.8 il comportamento del materiale risulta coerente, infatti all'aumentare della deformazione imposta, il campione si fessura in minor tempo e il punto di rottura risulta spostato nella parte sinistra del grafico, a cui corrispondono valori di cicli a rottura più bassi; al contrario per valori di input di deformazione più bassi, i cicli a rottura risultano maggiori e dunque i punti risultano spostati sulla parte destra della figura 5.14.

Dopo aver tracciato la curva numero di cicli-deformazione (Figura 5.14) riguardante il materiale in esame (SC-CBM), è stato in un secondo momento messo in relazione con i materiali sottoposti a prove a fatica tramite flessione su quattro punti presenti in letteratura [9-7]. La Figura 5.15 mostra una relazione del materiale in esame con quelli proposti da "Sountharajah e altri (2019)" (un primo materiale cementizio con frazioni di quarzo e un secondo con percentuali di rocce fessurate di Holcim Gosnells Quarry in Perth (HRB)) e "Jitsangiam e altri (2016)" (base trattata con cemento (CTB)).

Inoltre, sono stati inseriti anche i dati relativi al punto di rottura pari al 50% della rigidezza iniziale per il materiale in esame in modo da poterlo confrontare meglio con i dati convenzionalmente presenti in letteratura.

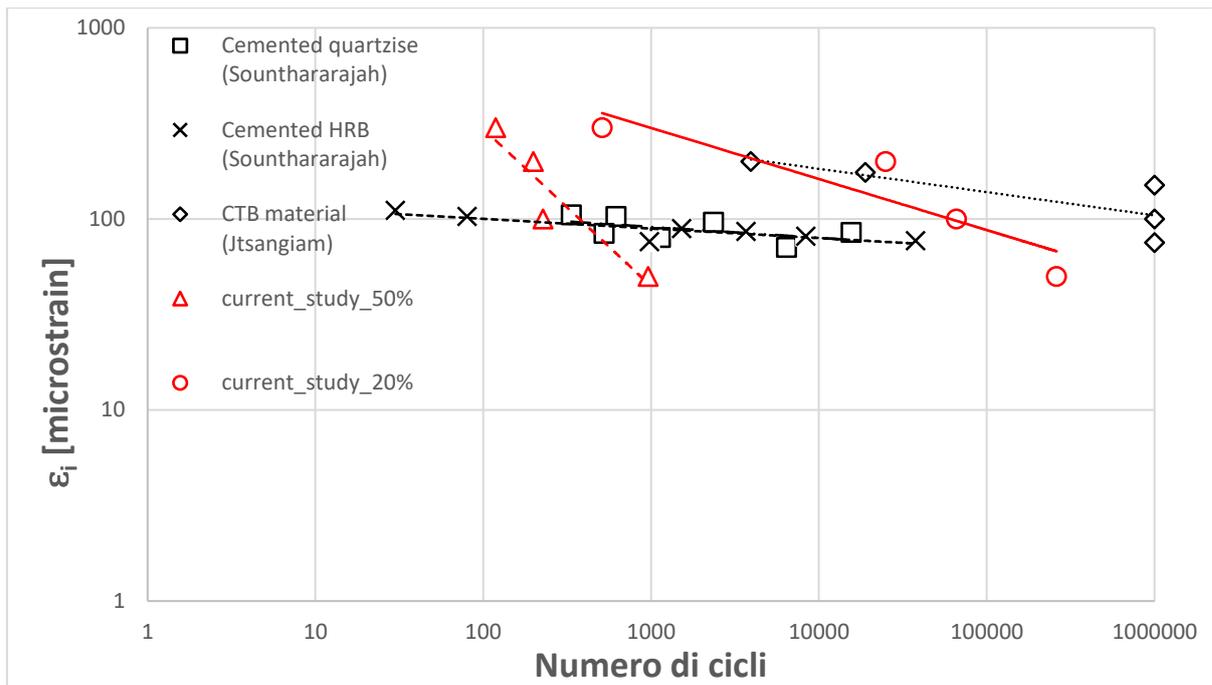


Figura 5.15: Confronto tra lo studio a fatica effettuato in questo lavoro di tesi e gli studi proposti da Sounthararajah (2019) e Jitsangiam (2016).

Come si evince dal grafico i valori di rottura a fatica relativi al 20% del presente lavoro di tesi risultano abbastanza simili ai dati presenti nel lavoro di Jitsangiam anche se con un range di numero di cicli ben diverso (i primi tra 900 e 20000, i secondi tra 5000 e 1000000). Al contrario il trend di dati del presente studio con percentuale di rottura al 50% risulta ben diverso a confronto con il lavoro effettuato da Sounthararajah. Questo è dovuto sicuramente sia al diverso input in termini di deformazione imposta (range molto meno variabile rispetto a quelli utilizzati in questo lavoro di tesi) e sia per la composizione del materiale in esame che comporta un range di cicli molto più piccolo nel presente studio (tra 200 e 1000) al contrario tra 40 e 8000 negli studi di Sounthararajah.

Un'ultima interpretazione dei dati è stata effettuata attraverso la normativa Austroads 2017 [23], infatti in quest'ultimo documento sono stati analizzati e differenziati i principali fattori che influenzano la vita a fatica dei materiali cementizi tra cui la distribuzione delle dimensioni delle particelle, la forma, densità, contenuto di umidità, efficienza di miscelazione e modello di rottura. Più in particolare la norma differenzia la vita a fatica in due diverse condizioni: vita a fatica derivante da test in laboratorio e

condizioni applicate alla pavimentazione in servizio.

Il primo approccio utilizzato è quello relativo ai dati derivanti dai test in laboratorio; di seguito è presente l'equazione utilizzata considerando come dati input le deformazioni $[\varepsilon]$ e il numero di cicli effettuati nel test a fatica $[N]$ Tabella 4.7 e 4.8:

$$N = \left(\frac{k}{\mu\varepsilon} \right)^{12} \quad (28)$$

Dove,

- N è il numero di cicli a fatica;
- $\mu\varepsilon$ sono le deformazioni imposte;
- k è una costante (valore medio delle k_i di ogni campione).

L'obiettivo di tale test è quello di calcolare la costante k grazie all'utilizzo dell'equazione 28. Più nel dettaglio gli step utilizzati nella norma per il calcolo del valore di k sono i seguenti:

- Per ogni campione deve essere calcolato il parametro k_i ;
- Calcolare la media e la deviazione standard dei valori k_i ;
- Eliminare i valori che differiscono dal trend;
- Ricalcolare il valore medio k .

Una volta calcolato il valore k , è possibile ricalcolare i valori del numero di cicli per la vita a fatica (N). In questo caso però la norma prescrive di utilizzare l'equazione (29) prevista per la vita utile in servizio da parte della pavimentazione. Il fattore di traslazione (SF) pari a 1.55 applicato al parametro k è usato per legare le caratteristiche a fatica determinate in laboratorio al comportamento in servizio.

L'equazione utilizzata è la seguente:

$$N = RF \left(\frac{K}{\mu\varepsilon} \right)^{12} \quad (29)$$

Dove,

- N è il numero di cicli a fatica;
- $\mu\varepsilon$ sono le deformazioni imposte;
- K è calcolata come $(k \cdot 1.55)$;
- RF è definito in relazione all'affidabilità desiderata da parte del progetto.

Una volta calcolati i numeri di cicli della pavimentazione in servizio, vengono in un secondo momento messi in relazione con altri tre materiali standard previsti dalla norma. (Tabella 5.9).

Tabella 5.9: Tre differenti materiali previsti dalla norma Austroads 2017 [21].

Property	Base quality granular material 4–5% cement	Subbase quality crushed rock 3–4% cement	Subbase quality natural gravel 4–5% cement	SC-CBM
Typical modulus (MPa)	5000	4000	3000	922 MPa - 1710MPa
Typical flexural strength (MPa)	1.4	1.2	1.0	0.69
In-service fatigue constant K	235	233	261	183 (50% of stiffness) 279 (20% of stiffness)

Come si evince dalla tabella in sovrapposizione il modulo elastico risulta molto diverso dai casi che la normativa propone, al contrario per quanto riguarda il valore di σ (resistenza a trazione) risulta essere più simile; infatti risulta paragonabile anche se minore dell'unità. Infine, il valore di K è stato calcolato per entrambe le percentuali di rigidità, e come è possibile notare all'interno del range sono compresi i tre materiali proposti da Austroads 2017.

Sono stati successivamente diagrammati i valori di Numero di cicli e deformazioni (Figura 5.16).

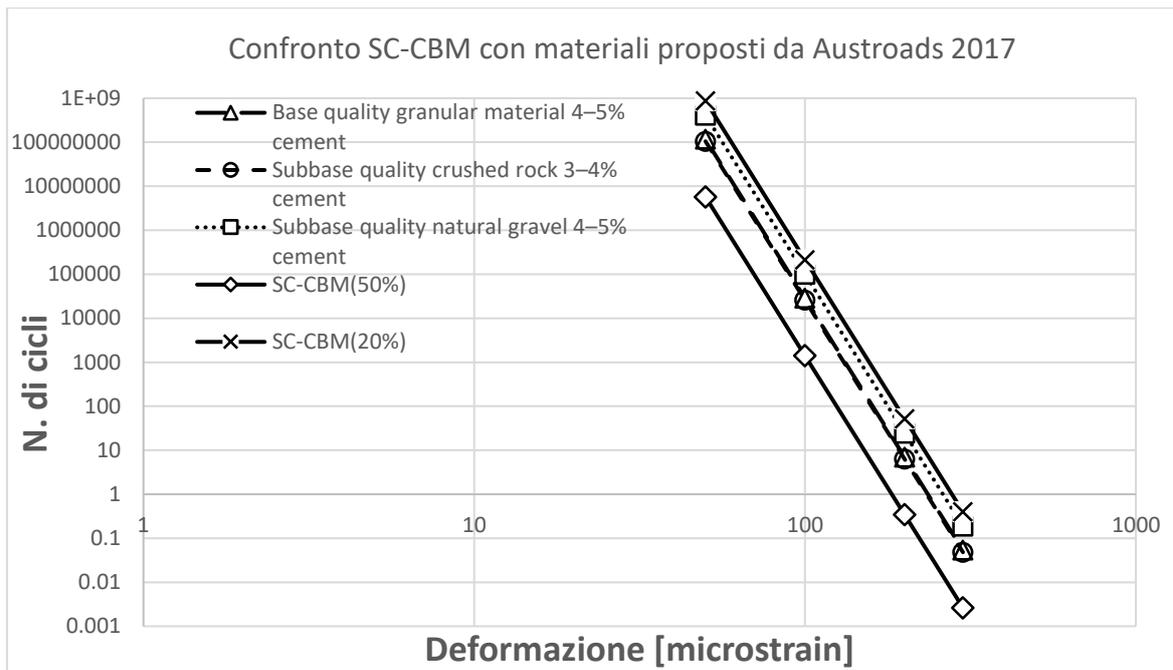


Figura 5.16: Confronto SC-CBM con materiali proposti da Austroads 2017.

Il grafico in sovrapposizione mostra un diverso comportamento da parte del materiale SC-CBM. Infatti, come è possibile notare, e come risulta intuitivo, al diminuire della percentuale di rigidità a rottura considerata, il numero di cicli a fatica aumentano. Per tale motivo la retta relativa al materiale SC-CBM al 20% risulta essere superiore, e dunque con una vita a fatica maggiore, rispetto alla retta SC-CBM al 50%. Inoltre, a conferma della giusta scelta di considerare non il 50% ma il 20%, quest'ultima risulta più simile a quelle relative ai materiali proposti da Austroads 2017.

5.4 Risultati derivanti da prova a deformazioni permanenti (Ormaiamento)

L'obiettivo di questo test è quello di analizzare la risposta del materiale in esame al fenomeno del rutting. In particolare, risulta fondamentale conoscere la deformazione della pavimentazione per tempi di maturazione molto bassi (compresi tra 3 e 7 giorni). Questo tipo di analisi permette di capire il comportamento della fondazione di tipo SC-CBM al passaggio veicolare da parte di mezzi pesanti a pochi giorni dal getto, il che risulta fondamentale ai fini della costruzione di tutta la sovrastruttura stradale. L'output del test sono 21 misurazioni suddivise in sette ognuna comprendente tre sensori. È stata effettuata una prima misurazione antecedente al test, al fine di calcolare l'altezza della lastra in esame, e successivamente è stata calcolata la deflessione, o più in generale la differenza di altezza, dopo un certo numero di cicli (Paragrafo 4.4.5).

Le differenze di altezza misurate dai sensori, sono state poi confrontate con le misurazioni iniziali e successivamente è stato calcolato il valore medio ad ogni fine ciclo così da avere l'evoluzione della profondità del solco nel tempo. Di seguito (Figura 5.17 e 5.18) sono stati diagrammati i comportamenti delle miscele a diverso tempo di maturazione e diversa percentuale di cemento.

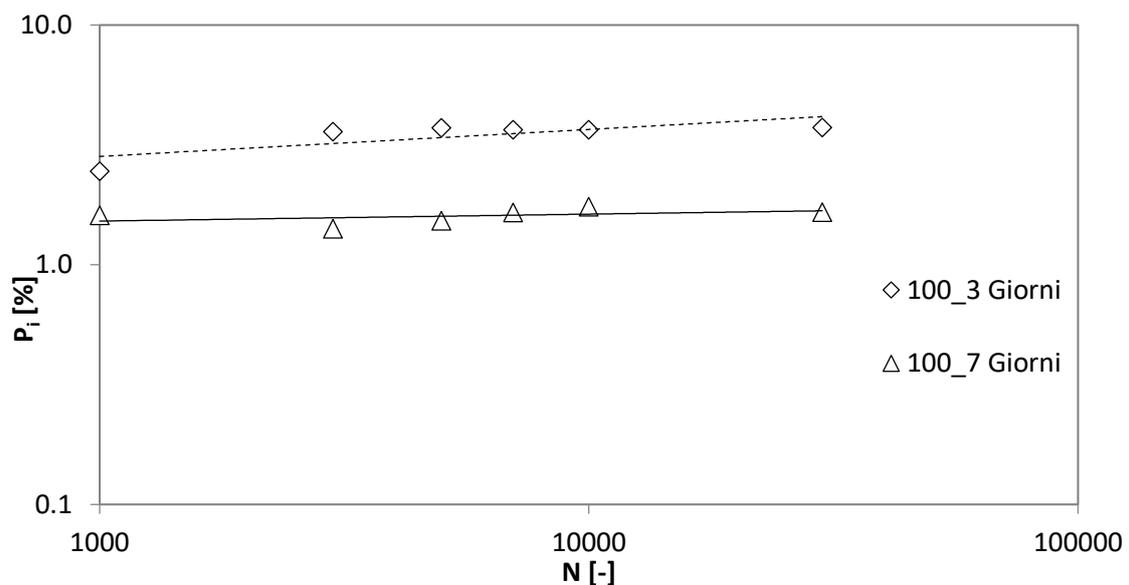


Figura 5.17: Comportamento della miscela a 100kg/m³ con tempo di maturazione 3, 7 giorni.

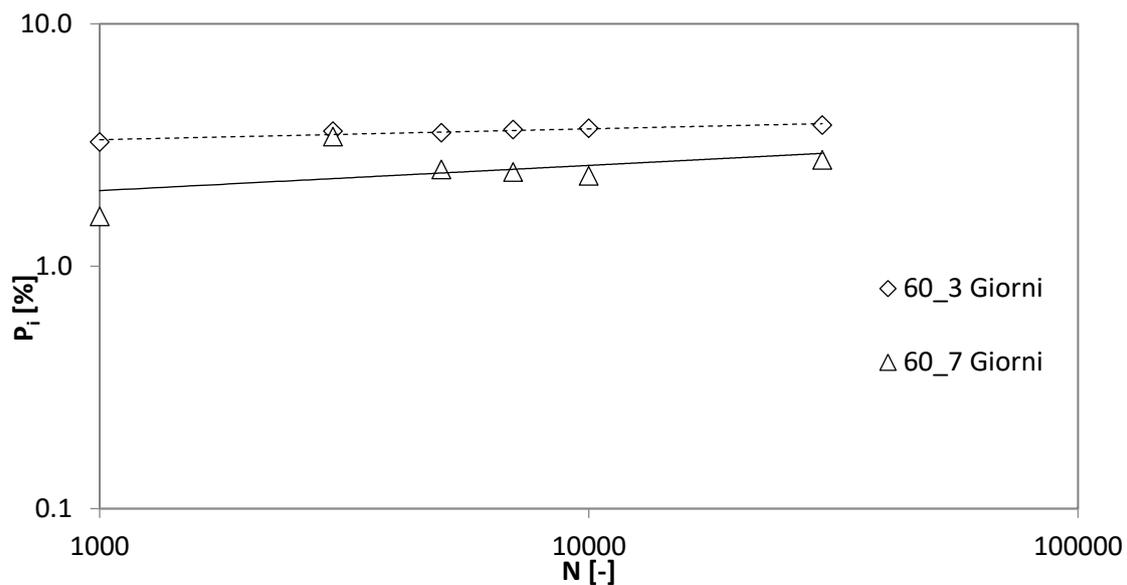
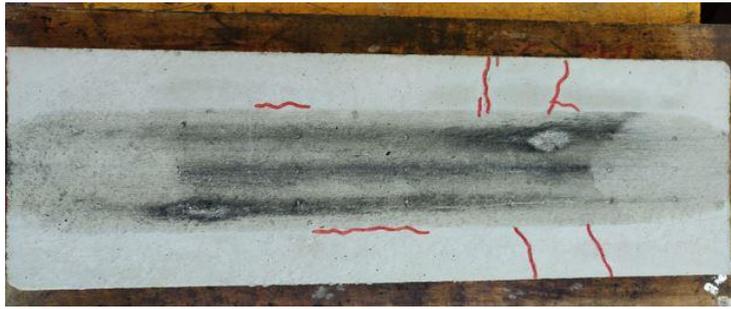


Figura 5.18: Comportamento della miscela a 60kg/m³ con tempo di maturazione 3, 7 e 28 giorni.

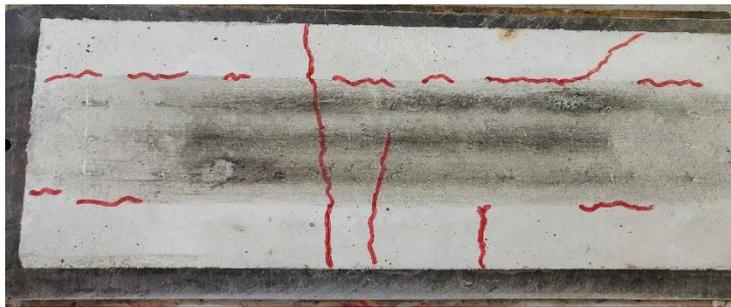
Come si evince dai grafici in esame il comportamento delle lastre risulta coerente, poiché con l'aumento del tempo di maturazione entrambe le miscele (60 e 100 kg/m³) tendono a deformarsi in maniera minore, e dunque la curva a 7 giorni risulta posizionata nel grafico nella parte inferiore, e quella a 3 giorni nella parte superiore (a cui corrisponde una deformazione maggiore). Più in generale quello che si può affermare è che entrambe le miscele in esame dopo una iniziale deformazione dovuta soprattutto al contatto ruota pneumatica-lastra ove, è noto, si registra un accumulo dell'ordine dei 3-4 mm di acqua e pasta cementizia durante le fasi di getto, non subiscono ulteriori deformazioni. Questo ci permette di affermare che la deformazione maggiore avviene in modo repentino nel primo tratto del grafico per poi rimanere pressoché costante nel tempo.

Alla fine di ogni test effettuato si è proceduto anche con un'analisi dal punto di vista qualitativo e visivo (Figura 5.19 e 5.20) delle lastre sottoposte a tutti i cicli in esame (fino a 30000). Tutte le fessurazioni presenti sono state evidenziate con un pennarello e di seguito sono riportate le foto e le relative differenze.

3 Giorni 100kg/m³



7 Giorni 100kg/m³

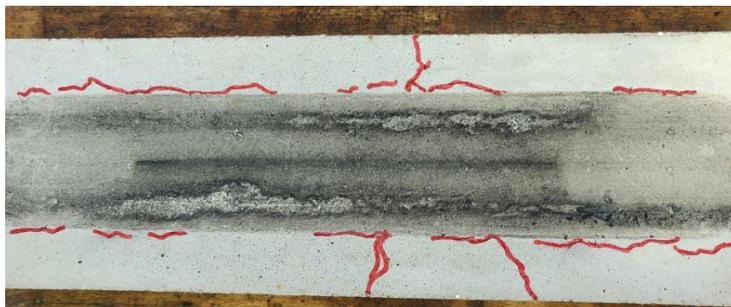


28 Giorni 100kg/m³



Figura 5.19: Differenza a fine prova trave con percentuale di cemento pari a 100kg/m³

3 Giorni 60kg/m³



7 Giorni 60kg/m³



28 Giorni 60kg/m³



Figura 5.20: Differenza a fine prova trave con percentuale di cemento pari a 60kg/m³

Dall'analisi delle due Figure 19 e 20 in sovrapposizione il materiale in esame (SC-CBM) incrementa la sua rigidità con l'aumento del tempo di maturazione, infatti come è facile osservare è presente un significativo aumento di fessurazioni da 3 giorni e 28 giorni. Questo tipo di fessure a 28 giorni risultano però perlopiù superficiali, al contrario per le lastre a 3 e 7 giorni di maturazione in cui le fessure si propagavano anche in direzione trasversale. Lo stato fessurativo raggiunto non desta particolari preoccupazioni, ma anzi grazie al raggiungimento di uno stadio pre-fessurativo permette alla pavimentazione un allungamento della vita utile evitando tutte le problematiche legate alle fessure di riflesso. Quest'ultime implicano la nascita di accentuate fessure trasversali all'interno della fondazione stradale intaccando successivamente lo strato superficiale di conglomerato bituminoso. Grazie allo stadio pre-fessurativo questo tipo di fessure vengono evitate così da salvaguardare lo strato di conglomerato bituminoso. Andando più nel particolare durante la fase di test, le due lastre a 28 giorni risultano avere una deformazione molto diversa rispetto a quelle a 3 e 7 giorni. Infatti, quello che si nota è una presenza molto accentuata di materiale fine durante la prova a 28 giorni, questo è dovuto alla completa evapotraspirazione dell'acqua nel corso del processo di maturazione. In Figura 5.21 si nota un accumulo di materiale fine sia al

centro che ai lati del solco della ruota pneumatica.



Figura 5.21: Diverso comportamento trave a $100\text{kg}/\text{m}^3$ con tempo di maturazione di 28 giorni rispetto a 7.

6 Conclusioni

Questo lavoro di tesi ha avuto come finalità la caratterizzazione prestazionale di materiali a matrice cementizia autocompattanti, denominati SC-CBM (self-compacting cement-bound mixture), da adottare nella costruzione degli strati inferiori delle sovrastrutture stradali.

La miscela cementizia oggetto di analisi è stata realizzata con elevati volumi di materiale di recupero altrimenti destinati allo smaltimento in discarica quali fresato bituminoso, proveniente da pavimentazioni ammalorate, e fanghi minerali derivanti dalle consuete operazioni di lavaggio di un impianto di frantumazione (limo).

Sono stati indagati due dosaggi di cemento pari, rispettivamente, a 60 e 100 kg/m³.

Dall'analisi delle prove meccaniche eseguite si è potuto osservare che:

- coerentemente con le aspettative, la resistenza a compressione non confinata (UCS) è risultata fortemente influenzata dal dosaggio di legante e dal tempo di maturazione. Per quanto non comparabile con i valori ottenuti da conglomerati cementizi tradizionali, i dati desunti dalle prove sperimentali hanno evidenziato una resistenza a compressione analoga a quella registrata dalle miscele trattate a cemento normalmente impiegate nella costruzione degli strati di fondazione delle pavimentazioni stradali;
- la determinazione del modulo di rigidezza desunto da prova in configurazione di trazione indiretta (ITSM) è stata possibile solo per le miscele aventi rigidezza maggiore (elevato dosaggio di cemento e tempi di maturazione prolungati). Infatti, per la miscela contenente 60 kg/m³ non si sono potuti ottenere valori affidabili causa la limitata resistenza a trazione del materiale quando soggetto a carichi impulsivi; il materiale realizzato con 100 kg/m³ di cemento ha, invece, evidenziato un modulo di rigidezza crescente al crescere del tempo di maturazione (coerentemente con il comportamento già osservato per la prova UCS);
- la resistenza a flessione, valutata a 28 giorni di maturazione, ha mostrato per

entrambe le miscele una rottura di tipo fragile. Anche in questo caso il contenuto di legante ha inciso notevolmente sullo sviluppo delle resistenze, definendo una resistenza per la miscela avente 100 kg/m^3 di cemento doppio rispetto a quella contenente 60 kg/m^3 (rispettivamente, 0.69 MPa e 0.33 MPa);

- il comportamento a fatica del materiale ha evidenziato un comportamento alquanto particolare: il modulo di rigidezza, se sottoposto a sollecitazione ciclica di tipo sinusoidale, manifesta un repentino decadimento nelle fasi iniziali della sollecitazione per poi assestarsi, senza ulteriori danneggiamenti, su valori pressoché costanti e pari a circa il 20% del modulo iniziale. Tale comportamento, comune a tutte le prove eseguite, ha suggerito l'esistenza di due fasi di danneggiamento: una prima fase, relativa ai cicli iniziali, in cui il materiale si danneggia, repentinamente, fessurandosi a causa delle ridotte resistenze meccaniche; però, la natura del materiale in cui il volume della pasta cementizia è elevato e la percentuale dei vuoti ridotta, e la contestuale presenza di cluster di calce idrata e cemento al suo interno, ha consentito, verosimilmente, la nascita di deboli legami di coesione all'interno del materiale in grado di offrire una resistenza residua al progredire del numero di cicli. Ciò ha suggerito di definire il numero di cicli di rottura come quel numero in cui si registra una diminuzione del modulo di rigidezza iniziale pari all'80% (e non al 50% come riportato in letteratura per materiali simili).

Le curve di fatica così determinate hanno evidenziato un comportamento che, seppur differente rispetto a quanto riportato in letteratura a causa delle differenti caratteristiche compositive e di resistenza dei materiali indagati, presenta strette analogie con quanto previsto dalla normativa internazionale normalmente adottata per tali materiali.

È opportuno sottolineare come non sia stato possibile effettuare l'analisi del comportamento a fatica per la miscela contenente 60 kg/m^3 di cemento a causa della bassa resistenza flessionale che non ha permesso l'esecuzione della prova;

- l'evoluzione dell'accumulo delle deformazioni permanenti ha mostrato comportamenti del tutto analoghi per entrambe le miscele: una iniziale deformazione relativa all'impronta dello pneumatico sullo strato superficiale del materiale (ove, è noto, si registra un accumulo dell'ordine dei 3-4 mm di acqua

e pasta cementizia durante le fasi di getto, tipico delle miscele autocompattanti ad elevata fluidità). Al progredire del numero di cicli di sollecitazione la deformazione non sembra aumentare e risulta attestarsi su valori costanti nel tempo. Tale comportamento non sembra essere influenzato dal tempo di maturazione.

È interessante osservare come il passaggio dello pneumatico sulla lastra, che ambisce a simulare il passaggio dei mezzi di costruzione, porti ad una fessurazione controllata della lastra, fessure che non compromettono la stabilità dello strato e possono ridurre fenomeni deleteri in fase di esercizio quali i problemi relativi alle fessure di richiamo.

In base ai risultati ottenuti è possibile affermare che il materiale trattato in questo lavoro di tesi ha i requisiti per essere adottato, con opportuni accorgimenti, nella realizzazione degli strati di fondazione delle pavimentazioni stradali. Le prestazioni meccaniche desiderate dovranno essere attentamente valutate in relazione alla destinazione d'uso della sovrastruttura e in base al traffico presunto di progetto ed alle caratteristiche ambientali.

Particolare attenzione dovrà essere posta alla scelta del contenuto di legante da adottare in quanto le prestazioni meccaniche sono strettamente legate.

Studi futuri per corroborare le conclusioni a cui si è giunto con questo primo lavoro di tesi dovranno interessare la valutazione della resistenza ai fenomeni di gelo/disgelo, l'utilizzo di configurazioni di prova differenti per la valutazione della resistenza a fatica (in modo da confermare il peculiare comportamento di tali materiali nei confronti di tale danneggiamento) e la realizzazione di stese in vera grandezza per definire le modalità di posa in opera di tali materiali.

Sarà, altresì, fondamentale individuare opportune leggi di comportamento di tali materiali da adottare nel progetto delle pavimentazioni ove i coefficienti di trasferimento, attualmente, sono basati su materiali di tipo tradizionale.

Bibliografia

- [1] F. A. Santagata, "Strade - Teoria e Tecnica delle costruzioni stradali," vol. 1-Progetta, 2016.
- [2] E. C. Ezio Santagata, Pier Paolo Riviera, "SC-CBMs_Mix_Design_2019." .
- [3] S. F. Said, "Fatigue and Stiffness Properties of Roadbase Layer Using Indirect Tensile Tes," 1996.
- [4] C. T. Gnanendran and J. Piratheepan, "Indirect diametrical tensile testing with internal displacement measurement and stiffness determination," *Geotech. Test. J.*, vol. 32, no. 1, pp. 45–54, 2009.
- [5] T. Mandal, G. Technologies, J. M. Tinjum, and T. B. Edil, "Geotechnical Testing Journal Protocol for Testing Flexural Strength , Flexural Modulus , and Fatigue Failure of Cementitiously Stabilized Materials Using Third-Point," no. September 2015, 2016.
- [6] D. R. Biswal, U. C. Sahoo, and S. R. Dash, "Mechanical characteristics of cement stabilised granular lateritic soils for use as structural layer of pavement," *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 0, no. 0, pp. 1–23, 2018.
- [7] B. Chittoori, M. Asce, A. J. Puppala, F. Asce, and A. Raavi, "Strength and Stiffness Characterization of Controlled Low-Strength Material Using Native High-Plasticity Clay," vol. 26, no. 6, pp. 1–8, 2014.
- [8] P. Jitsangiam, K. Nusit, S. Chummuneerat, P. Chindapasirt, and P. Pichayapan, "Fatigue Assessment of Cement-Treated Base for Roads: An Examination of Beam-Fatigue Tests," 2016.
- [9] A. Sounthararajah, L. Wong, N. Nguyen, H. Hong, and J. Kodikara, "Evaluation of flexural behaviour of cemented pavement material beams using distributed fibre optic sensors," *Constr. Build. Mater.*, vol. 156, pp. 965–975, 2017.
- [10] H. F. Ahmed, R. D. Andrew, H. T. Nicholas, A. Sarhat, and J. S. Martin, "Flexural characteristics of rubberized cement-stabilized crushed aggregate for pavement structure," *Mater. Des.*, vol. 88, pp. 897–905, 2015.
- [11] S. Lv, C. Liu, J. Lan, H. Zhang, J. Zheng, and Z. You, "Fatigue Equation of Cement-Treated Aggregate Base Materials under a True Stress Ratio," *Appl. Sci.*, vol. 8,

- no. 5, p. 691, 2018.
- [12] M. Alexander *et al.*, “Flexural fatigue evaluation of cement-treated mixtures of reclaimed asphalt pavement and crushed aggregates,” vol. 158, pp. 320–325, 2018.
- [13] A. Sountharajah *et al.*, “Early-Age Fatigue Damage Assessment of Cement-Treated Bases under Repetitive Heavy Traffic Loading,” vol. 30, no. 6, pp. 1–15, 2018.
- [14] R. Development *et al.*, “Austroads (2014).”
- [15] Nzta, “RR 463 - Development of tensile fatigue criteria.”
- [16] A. Report, *Austroads 2018*. 2017.
- [17] E. Santagata Gabriele Zisa Ing Pier Paolo Riviera Ing Eldho Choorackal Avirachan, “POLITECNICO DI TORINO Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile NELLE SEDI STRADALI IN GALLERIA: MIX DESIGN E PROVE DI CAMPO IN VERA GRANDEZZA,” 2017.
- [18] S. Frasca, “Indagine sperimentale multi-scala su conglomerati porosi con leganti ad attivazione alcalina Multi-scale experimental investigation on porous concrete,” 2018.
- [19] UNI, “UNI EN 12697-22:2007 Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 22: Metodo della traccia delle ruote (wheel tracking),” 2007.
- [20] J. Piratheepan, C. T. Gnanendran, and S. R. Lo, “Characterization of Cementitiously Stabilized Granular Materials for Pavement Design Using Unconfined Compression and IDT Testings with Internal,” vol. 22, no. May, pp. 495–505, 2010.
- [21] L. R. Hoyos, M. Asce, A. J. Puppala, M. Asce, and C. A. Ordonez, “Characterization of Cement-Fiber-Treated Reclaimed Asphalt Pavement Aggregates : Preliminary Investigation,” vol. 23, no. July, pp. 977–989, 2011.
- [22] A. Mneina, A. M. Soliman, A. Ahmed, and M. H. El Naggar, “Engineering properties of Controlled Low-Strength Materials containing Treated Oil Sand Waste Engineering properties of Controlled Low-Strength Materials containing Treated Oil Sand Waste,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 159, no. January, pp. 277–285, 2018.

[23] Austroads, *Guide to Pavement Technology Part 2* .