

Università degli Studi di Parma

Facoltà di Ingegneria

Dottorato di Ricerca in Ingegneria Civile

Curriculum: Strade, Ferrovie ed Aeroporti (ICAR/04)

(XX Ciclo)

Elisa Degiovanni

**Analisi Sperimentale dei Materiali della
Sovrastruttura Stradale attraverso la
Modellazione agli Elementi Distinti
Particellari**

Dissertazione per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

Tutori: Prof. Ing. Antonio Montepara, Prof. Ing. Felice Giuliani

Coordinatore del Dottorato: Prof. Ing. Paolo Mignosa

Parma, Gennaio 2009

Ringraziamenti

Un sentito ringraziamento al Prof. Ing. Antonio Montepara e al Prof. Ing. Felice Giuliani per il valido, competente e professionale aiuto, ma soprattutto per l'incoraggiamento e gli insegnamenti che prescindono dall'esperienza del Dottorato di Ricerca.

Un grazie particolare all'Ing. Roberto Valentino, per gli utili consigli che mi hanno permesso di portare a termine il lavoro di modellazione numerica.

Grazie mille a chi mi ha accompagnato con fiducia in questi anni, a chi è ancora accanto a me e a chi, purtroppo, non c'è più. Grazie, in particolare a Giacomo, per la sua costante disponibilità, a Renata, per il supporto che sempre dà alle mie scelte, a Roberto e Silvia, per avermi indirizzato nel campo delle infrastrutture e, infine, a Marco e Chiara, con la speranza che non si stanchino di avere troppi ingegneri nei paraggi.

Un pensiero speciale a Luca, per l'indispensabile pazienza con cui mi sopporta tutti i giorni: grazie di cuore!

E grazie, infine, a chi si accinge a leggere questa breve dissertazione: ricordando Cartesio, "spero che i posteri mi giudicheranno con benevolenza, non solo per le cose che ho spiegato, ma anche per quelle che ho intenzionalmente ommesso, così da lasciare ad altri il piacere della scoperta".

*Io stimo più il trovar un vero,
benché di cosa leggiera,
che 'l disputar lungamente
delle massime questioni
senza conseguir verità nissuna.*

(Galileo Galilei)

Indice

Introduzione	1
1. Il metodo agli elementi distinti particellari e i materiali stradali	3
1.1. Introduzione	3
1.2. Lo studio micromeccanico dei materiali	5
1.3. Il codice di calcolo DEM	10
1.3.1. Le basi teoriche della procedura di calcolo: l'algoritmo time-stepping	14
1.3.2. La legge del moto e la legge forza/spostamenti	18
1.3.3. I modelli di contatto	21
2. I materiali granulari: le prove di portanza	24
2.1. Introduzione	24
2.2. La prova CBR	25
2.2.1. Materiali e aspetti sperimentali	27
2.2.2. La definizione del modello numerico	31
2.2.3. La modellazione numerica della prova CBR	38
2.3. La prova di carico su piastra	45
2.3.1. Materiali e aspetti sperimentali	46
2.3.2. La definizione del modello numerico	50
2.4. Conclusioni	56
3. I materiali legati con bitume: il ruolo del legante nel conglomerato bituminoso	58
3.1. Introduzione	58
3.2. Materiali e analisi sperimentale	59
3.2.1. Lo studio delle curve di addensamento	63
3.2.2. Caratterizzazione meccanica tradizionale: Modulo complesso e Trazione indiretta	66
3.2.3. Caratterizzazione meccanica avanzata: le prove di fatica	74
3.2.4. Caratterizzazione meccanica avanzata: il test di ormaimento	81
3.3. La modellazione numerica del conglomerato bituminoso	85

3.4. La modellazione numerica del test di trazione indiretta	91
3.4.1. Il test di Trazione indiretta tramite modello semplificato	92
3.4.2. La definizione del modello "reale"	102
3.4.3. Il test di trazione indiretta tramite il modello "reale"	107
3.5. La modellazione del Wheel tracking test	110
3.6. Conclusioni	114
4. I materiali legati con cemento: gli autobloccanti per pavimentazioni pedonali	116
4.1. Introduzione	116
4.1.1. Inquadramento tematico	117
4.1.2. Aspetti normativi	118
4.2. Materiali e analisi sperimentale	119
4.2.1. La resistenza agli agenti atmosferici	120
4.2.2. La resistenza meccanica	121
4.2.3. La resistenza superficiale	128
4.3. La modellazione numerica del test di trazione indiretta	132
4.3.1. La preparazione del modello	132
4.3.2. La modellazione del test di trazione indiretta in configurazione verticale	135
4.3.3. La modellazione del test di trazione indiretta in configurazione orizzontale	142
4.4. La modellazione della prova di compressione	145
4.5. Conclusioni	152
5. L'analisi della sovrastruttura stradale: le interferenze degli apparati radicali arborei con elementi della sede stradale	154
5.1. Introduzione	154
5.1.1. Inquadramento tematico: il verde urbano	155
5.2. Normativa di riferimento sul verde urbano	159
5.2.1. Normativa a livello nazionale	159
5.2.2. Regolamenti del Verde a livello locale	161
5.3. Il rilievo dei dissesti delle infrastrutture legati agli apparati radicali arborei	164
5.4. Modellazione numerica dell'interazione radici-terreno	170
5.4.1. La modellazione del terreno	171
5.4.2. Lo studio del fenomeno complessivo: la modellazione della radice come elemento in espansione	179
5.4.3. L'analisi di dettaglio: la modellazione della radice come punta penetrante	183
5.4.4. La modellazione della radice in diversi contesti esterni	196
5.4.5. Modellazione con una terra di diversa granulometria	202
5.4.6. La presenza della pavimentazione superficiale	205
5.5. Conclusioni	209

6. Conclusioni	211
6.1. Aspetti emersi nel corso della ricerca	211
6.2. Prossimi spunti della ricerca	212
6.3. Contributo originale	214
Bibliografia	iv
Riferimenti Normativi	xiii
Indice delle Figure	xvi
Indice delle Tabelle	xxiv

Introduzione

L'approccio tradizionale alla modellazione numerica si basa su uno studio macroscopico della risposta meccanica, attraverso modelli costitutivi basati sul continuo, che, per la loro intima concezione, non tengono conto della natura eterogenea della materia.

In ambito stradale, e più in generale, nell'ambito dell'ingegneria civile, si osserva tuttavia che il comportamento meccanico dei materiali utilizzati è spesso fortemente influenzato dalla mutua interazione tra le fasi eterogenee che lo costituiscono. Risulta pertanto auspicabile il ricorso ad uno strumento che sia in grado di considerare il carattere discreto della materia, rappresentando i materiali in esame attraverso una struttura eterogenea associabile a quella reale. È questo l'approccio del codice di calcolo DEM (Distinct Element Method), che modella la struttura microscopica del materiale come un insieme di particelle discontinue, rappresentando diversi aspetti della realtà sulla base di leggi costitutive semplici e un numero limitato di parametri intrinseci del materiale.

In particolare, la presente tesi si propone di studiare attraverso il metodo agli elementi distinti particellari, già utilizzato in letteratura per lo studio di materiali granulari non legati, la modellazione numerica dei materiali della sovrastruttura stradale, considerandone la peculiare eterogeneità data dalla presenza di una matrice litica, caratterizzata da un determinato assortimento granulometrico, e di un legante.

A fronte di ciò, attraverso l'utilizzo del software commerciale PFC2D della Itasca Software, la presente tesi ha affrontato lo studio di tre diverse tipologie di materiali:

- Materiali granulari non legati, con applicazione alle terre e a misti granulari stabilizzati, presentati nel capitolo 2;
- Materiali legati con legante bituminoso, con applicazione al conglomerato bituminoso confezionato con leganti naturali e modificati, presentati nel capitolo 3;
- Materiali legati con legante cementizio, sottoforma di masselli autobloccanti per pavimentazioni pedonali, presentati nel capitolo 4.

Per ogni tipologia di materiali è stata innanzi tutto svolta un'approfondita campagna sperimentale, al fine di conoscere quanto più possibile il comportamento meccanico macroscopico del materiale in esame. Successivamente sono state selezionate alcune prove sperimentali,

rappresentative del comportamento del materiale, per la simulazione attraverso il metodo ad elementi distinti particellari.

Particolare attenzione è stata prestata alla caratterizzazione iniziale dei modelli numerici e alla procedura di calibrazione degli stessi, finalizzata a raggiungere un soddisfacente grado di rispondenza ai risultati sperimentali attraverso una procedura di back analysis.

Dopo aver applicato il codice di calcolo alle diverse tipologie di materiale e avere verificato la sua versatilità, l'attenzione è stata focalizzata sull'intera sovrastruttura stradale, analizzando in particolare l'interazione tra gli apparati radicali arborei e gli elementi della sede stradale, argomento interessante e non ancora approfondito, ma di particolare attualità per quanto riguarda l'organizzazione degli spazi urbani e la sempre crescente attenzione alla disposizione del verde urbano. Le diverse configurazioni studiate, rappresentative di altrettante situazioni reali, costituendo un solido riferimento per una prima modellazione del fenomeno e propongono l'utilizzo del metodo DEM non solo come analisi di complemento, ma come strumento privilegiato per la descrizione di fenomeni reali non ancora del tutto compresi.

Capitolo 1

Il metodo agli elementi distinti particellari e i materiali stradali

1.1. Introduzione

Le scoperte di Newton e Leibnitz nella seconda metà del XVII secolo fornirono diretti stimoli per lo sviluppo della meccanica del continuo e della teoria dell'elasticità, focalizzando l'attenzione sul tentativo di definire il comportamento macroscopico dei materiali attraverso l'integrazione delle interazioni a scala molecolare. Tuttavia, già all'epoca nascevano i primi dubbi sull'applicabilità delle ipotesi di materiale continuo, che richiede alla materia di non avere una struttura discreta a livello molecolare.

Nonostante gli sviluppi delle conoscenze in merito, il dibattito è tuttora aperto.

L'approccio tradizionale alla modellazione numerica consiste, infatti, in uno studio macroscopico della risposta meccanica, attraverso modelli costitutivi basati sul continuo, come ad esempio i metodi FEM (Finite Element Method), che, per la loro concezione, non tengono conto della natura eterogenea del materiale. Tuttavia, in ambito stradale si osserva che il comportamento meccanico dei materiali utilizzati è spesso fortemente influenzato dalla mutua interazione tra le fasi eterogenee che lo costituiscono (Kim e Buttlar, 2006 - Collop et al., 2004). Diverse esperienze (Button et al., 1992 – Tashman et al., 2001) evidenziano la sostanziale influenza dell'orientamento e della distribuzione interna degli aggregati sulle proprietà volumetriche e meccaniche del materiale compattato.

Per superare questa discrepanza risulta pertanto opportuno fare riferimento ad un codice di calcolo che consideri il carattere discreto dei materiali in esame, rappresentando il materiale stesso come una struttura particellare associabile a quella reale. È questo l'approccio dei codici DEM (Distinct Element Method), che analizzano il materiale, identificato come un insieme di elementi discontinui, partendo dalla sua struttura microscopica.

Le principali differenze tra i codici al continuo (FEM) e quelli discreti (DEM) sono evidenti già da una semplice analisi dei dati di input e di output. Nei metodi al continuo il materiale viene definito in termini di modulo elastico e coefficiente di Poisson, caratteristiche macroscopiche del materiale oggetto di studio. Nei metodi discreti, invece, l'utente definisce l'esatta curva granulometrica del

materiale, o comunque un determinato assortimento granulometrico che tenga conto della natura eterogenea dello stesso, nonché i modelli di contatto microscopici che regolano il comportamento del sistema.

Analogamente, i risultati forniti da un codice FEM sono costituiti dai valori medi delle tensioni e delle deformazioni del materiale, mentre nei codici DEM si abbandona il concetto generale di tensione per ragionare su valori di picco di spostamenti e forze di contatto tra le particelle, che danno origine al comportamento macroscopico del materiale (Dondi et al., 2008).

La scelta tra i due approcci è in gran parte influenzata dalla scala di osservazione del fenomeno simulato, come schematizzato in Figura 1.1 (Kim et al., 2006). Il grafico mostra i range di applicazione delle diverse tecniche di analisi numerica, evidenziando che, in presenza di fenomeni localizzati, quali le fessure, non è opportuno trattare il materiale come continuo. Molti modelli al continuo non sono infatti in grado di considerare la natura discreta della fessura, così come questa si presenta nella realtà, né di analizzare il deterioramento del materiale.

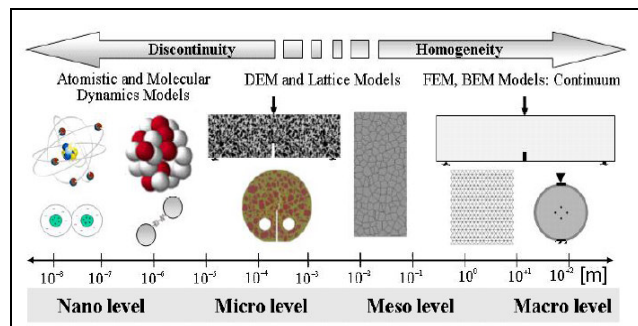


Figura 1.1 – strutture multi-scala e tecniche di modellazione numerica (Kim et al., 2006)

Nei modelli DEM, invece, il solido è rappresentato come un insieme di particelle, in cui è consentito il distacco dei legami, se questi sono inizialmente presenti, e il ricongiungimento di due superfici separate. Due sono, infatti, le ipotesi fondamentali che caratterizzano un metodo DEM (Cundall e Hart, 1992):

- il modello consente spostamenti e rotazioni finite di corpi discreti, incluso un completo distacco delle particelle;
- il modello riconosce i nuovi contatti automaticamente, via via che il calcolo procede.

Aspetto peculiare del codice DEM è dunque la capacità di rappresentare diversi aspetti della realtà basandosi su leggi costitutive elementari e un numero limitato di parametri intrinseci del materiale: il comportamento macroscopico del materiale viene infatti definito attraverso due semplici leggi iterate ripetutamente, ovvero la legge del moto di Newton applicata alle particelle e la legge forza/spostamento applicata ai contatti.

1.2. Lo studio micromeccanico dei materiali

Una volta evidenziate le principali differenze con l'approccio tradizionale, è opportuno analizzare nel dettaglio il metodo agli Elementi Distinti Particellari.

Le discontinuità furono introdotte per la prima volta nei modelli numerici alla fine degli anni '60 da Ngo et al. (1967) e da Goodman et al. (1968), attraverso modifiche effettuate sui modelli al continuo. Successivamente, fu Cundall (1971) a presentare un metodo alternativo, chiamato appunto Metodo agli Elementi Distinti: il modello discontinuo viene realizzato a priori e la materia viene schematizzata attraverso un insieme di particelle sferiche che interagiscono tra loro solo attraverso i punti di contatto.

Il metodo nasce per lo studio della meccanica delle rocce e, in particolare, per l'analisi della frattura progressiva degli ammassi rocciosi, rappresentati come un insieme di elementi discreti interagenti reciprocamente attraverso parametri microscopici quali attrito e rigidità. Gli elementi del modello possono staccarsi dall'ammasso roccioso, traslare, ruotare ed interagire successivamente con altri blocchi scambiandosi forze e momenti, secondo leggi del moto e leggi forza-spostamento che governano il sistema e costituiscono le basi teoriche del DEM.

Su questi concetti fondamentali si basa il codice di calcolo BALL, sviluppato da Cundall e Strack (1979): il programma consente di definire una rappresentazione numerica bidimensionale del materiale granulare, inserendo alcune caratteristiche in grado di considerare gli effetti dello smorzamento e della velocità di applicazione del carico. La validazione del codice è stata eseguita comparando le immagini della distribuzione delle forze di contatto nei modelli con le fotografie ottenute dall'analisi fotoelastica di provini reali (De Josselin de Jong e Verruijt, 1969).

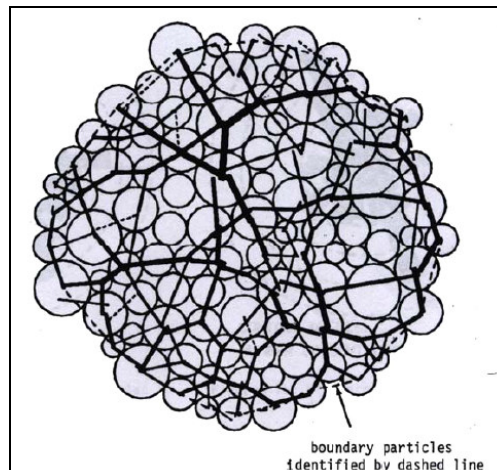


Figura 1.2 - Distribuzione delle forze di contatto per un modello di 100 particelle (Cundall e Strack, 1979)

Negli anni 80 Cundall, Drescher e Strack hanno implementato il codice BALL introducendo nuove metodologie per misurare il valore medio delle tensioni e delle deformazioni, definendo inoltre, appositi elementi boundary, necessari per l'impostazione delle condizioni al contorno.

Ancora Cundall sviluppò successivamente il primo codice di calcolo tridimensionale, TRUBAL: gli elementi, di forma sferica, sono generati in modo random all'interno di un volume di confinamento fino ad ottenere la densità desiderata. Un algoritmo di servo-controllo, attivo per un dato livello tensionale isotropo, permette di far convergere il modello verso la nuova condizione di equilibrio. Le simulazioni sono state validate sperimentalmente con le esperienze di laboratorio di Ishibashi e Chen (1988), mostrando buoni risultati nei test biassiali, ma scarsa precisione nei test triassiali.

Una versione modificata di TRUBAL fu proposta da Thornton et al. (1997) nel codice GRANULATE, in grado di modellare il meccanismo della frattura in un insieme di particelle legate dotate di energia superficiale con una funzione auto-adesiva, che garantisce l'attrazione reciproca delle particelle.

La prima versione del Particle Flow Code (PFC), il codice di calcolo cui si fa riferimento nel corso della presente tesi, compare invece già nel 1995. Dalla sua nascita, il software è stato utilizzato in diverse applicazioni, tra cui si ricorda la ricerca di Hazzard (2000) per lo studio dell'innescò e della propagazione della frattura nella roccia. Il confronto tra i risultati di laboratorio e le simulazioni numeriche hanno confermato l'affidabilità del modello di rottura DEM per l'analisi del meccanismo di frattura del granito.

In seguito, diversi studiosi hanno utilizzato il PFC per lo studio dei materiali rocciosi, nella versione sia bidimensionale (PFC2D) sia tridimensionale (PFC3D). Nel 2001 Cundall aveva previsto che entro il 2010 la tecnologia sarebbe stata in grado di far girare un modello contenente 10 milioni di particelle tridimensionali su un computer da 2.000\$ in un tempo compreso tra qualche minuto e un paio d'ore. Indipendentemente da tale assunzione, al momento è possibile ipotizzare che il DEM possa essere in futuro utilizzato accanto e a supporto delle analisi di laboratorio per estendere la base di dati a disposizione: dal "laboratorio fisico" si estrapoleranno le indicazioni e i parametri chiave da utilizzare come input per la calibrazione del modello a livello micromeccanico, mentre il "laboratorio numerico" avrà il compito di completare il range dei dati richiesti, stabilendo come cambiano le caratteristiche meccaniche di un materiale o di una miscela al variare del volume dei vuoti, della granulometria e di altri parametri di interesse.

Ad oggi, diverse sono le applicazioni del metodo DEM presenti in letteratura, sia in termini di argomenti trattati che di scala di analisi. A titolo esemplificativo si riporta lo studio a scala geografica di Zyrianov e Korsnes (1995) su un modello numerico per la simulazione dello scioglimento dei ghiacci a causa di fenomeni atmosferici (Figura 1.3) e la ricerca a scala industriale di Iwashita e Oda (1995) per l'analisi del flusso di materiale granulare in uscita da un silo (Figura 1.4).

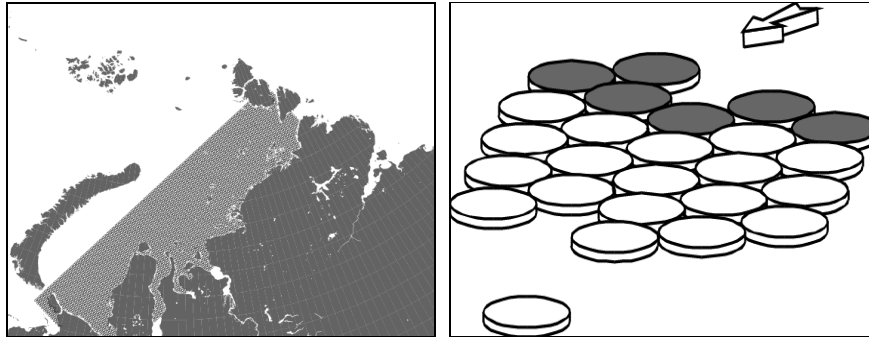


Figura 1.3 - simulazione dello scioglimento dei ghiacci a causa di fenomeni atmosferici (Zyrianov, Korsnes - 1995)



Figura 1.4 - studio del flusso di materiale granulare in uscita da un silo (Iwashita, Oda - 1995)

Di maggiore rilevanza ai fini della presente ricerca sono tuttavia le analisi su materiali quali rocce e terre, in cui il Particle Model è stato utilizzato per capire il comportamento meccanico di un materiale, descritto attraverso centinaia o migliaia di elementi soggetti a condizioni al contorno uniformi. Secondo Potyondy et al. (1996), il modello numerico di una roccia può essere infatti calibrato opportunamente in modo da cogliere diversi aspetti del problema, come il comportamento elastico, la microfessurazione in termini di separazione distribuita di legami di contatto, la resistenza ultima, il comportamento post-picco e le emissioni acustiche in termini di energia cinetica rilasciata dalla rottura dei legami.

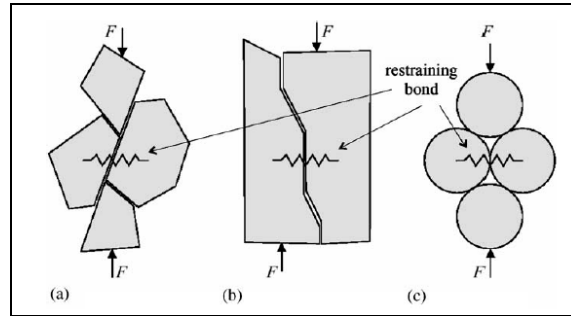


Figura 1.5 – meccanismo fisico di fessurazione indotto da trazione indiretta (a, b) e schematizzazione come insieme legato di particelle circolari (c)- Potyondy e Cundall, 2004

Tra le esperienze più significative a tal proposito, si ricorda quella di Potyondy e Cundall (2004), in cui viene proposto un modello numerico costituito da un impacchettamento di elementi circolari o sferici di diametro non uniforme, legati tra loro nei punti di contatto (Figura 1.5).

Le proprietà microscopiche dei materiali sono definite dai parametri di rigidezza e resistenza delle palline e dei loro legami. Questi dati permettono di rappresentare esplicitamente il danno nel materiale come rottura di legami, evento che porta alla formazione di una frattura macroscopica (Figura 1.6): in altre parole, il danno può essere rappresentato direttamente, attraverso la formazione e il monitoraggio di microfessure, e non più indirettamente, attraverso il suo effetto sul legame costitutivo del materiale, come nei metodi computazionali di materiale continuo. Il BPM (Bonded Particle Model) presentato, non impone dunque ipotesi e semplificazioni teoriche tipiche dello studio al continuo, ma può dare risultati macroscopici analoghi, se valutato alla scala opportuna.

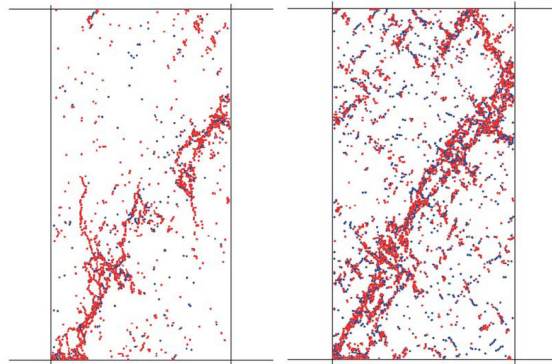


Figura 1.6 – distribuzione delle fessure post picco alla pressione di confinamento di 0.1 MPa (sinistra) e 70 MPa (destra) - Potyondy, Cundall, 2004

A tale proposito, è opportuno citare lo studio condotto da Calvetti (2003), in cui sono descritti diversi esempi di modellazione numerica agli elementi distinti, al variare della scala di definizione. Partendo dalla considerazione che il modello DEM è principalmente caratterizzato dalla sua natura discreta, sono infatti necessari diversi livelli di "idealizzazione" per simulare un problema reale, in funzione dei dati disponibili sull'assortimento granulometrico del materiale e della possibilità di definire un modello numerico che riproduca i principali aspetti del problema. Tutte le simulazioni presentate sono in grado di descrivere qualitativamente il comportamento previsto: questo implica che le ipotesi semplificative assunte nella modellazione possono essere controbilanciate da un'opportuna procedura di calibrazione. Ovviamente è richiesto un certo "engineering judgment" per verificare che il modello sia "il più semplice possibile, ma non ulteriormente semplice". In generale, più il modello è simile al problema reale, più generale può essere la procedura di calibrazione.

A fronte di queste osservazioni, risulta evidente che il principale vantaggio dell'approccio DEM è quello di bypassare la necessità di definire un modello costitutivo equivalente al continuo, in quanto i parametri di un modello ad elementi distinti sono puramente micromeccanici (rigidezza degli elementi e attrito interparticellare).

D'altro canto, la calibrazione di questi parametri è un punto critico. Esistono, infatti, tuttora troppe differenze tra un materiale reale e un insieme di particelle numeriche utilizzate in una simulazione DEM, cosa che rende impossibile l'utilizzo diretto della rigidezza e dell'angolo di attrito delle reali particelle di terreno. Le differenze riguardano principalmente la forma delle particelle e il numero relativamente piccolo di elementi distinti che può essere utilizzato per avere una sufficiente rapidità di calcolo. Di conseguenza, nella maggior parte dei casi, i parametri micromeccanici devono essere calcolati tramite back-analysis, procedura che verrà applicata nel corso della presente dissertazione.

In particolare, la procedura di validazione del modello numerico dovrà mirare a conseguire due aspetti fondamentali (Calvetti, 2006):

- definire un unico set di parametri micromeccanici in grado di riprodurre il comportamento del materiale oggetto di studio, in particolare al variare di alcuni elementi di riferimento, cercando relazioni micro-macro tra i parametri di contatto e le proprietà meccaniche del materiale;
- capacità di simulare, con il medesimo set di parametri, generici problemi al contorno che coinvolgano il materiale di riferimento, ovvero differenti condizioni di prova.

Nel corso della presente ricerca verranno analizzate tre diverse tipologie di materiali utilizzati in ambito stradale, partendo dai materiali granulari non legati, con applicazione alle terre e a misti granulari stabilizzati utilizzati per strati di sottofondo o fondazione, per poi passare agli strati più superficiali della sovrastruttura stradale, analizzando i materiali legati con legante bituminoso o idraulico. Per ogni tipologia di materiale, la campagna di indagini sperimentali ha fornito i dati di confronto, sui quali è stato calibrato il modello numerico attraverso una procedura di back analysis. In particolare, poiché le relazioni tra parametri

microscopici e macroscopici note in letteratura differiscono fra loro, secondo quanto suggerito da Apuani et al. (2005), nelle modellazioni presentate è stata ricavata una relazione specifica per i casi in esame, in grado di riprodurre i sistemi reali con la minore approssimazione possibile. Tale relazione è stata ottenuta eseguendo una fedele ricostruzione numerica delle curve sforzo deformazione sperimentali, attraverso un'analisi di sensitività mirata ad individuare i fattori che maggiormente influenzano il comportamento meccanico delle particelle a scala dell'aggregato, includendo pertanto non solo l'analisi della resistenza al picco del materiale ma anche delle condizioni pre-rottura in modo da poter rappresentare in maniera più idonea lo stato deformativo del materiale.

Di seguito si riportano brevi cenni di carattere generale sul codice di calcolo agli Elementi Distinti Particellari con particolare riferimento al Particle Flow Code della Itasca Software, utilizzato nella presente tesi, al fine di chiarire alcuni concetti fondamentali adottati nelle modellazioni definite nel corso della ricerca. Nei capitoli seguenti si descriveranno nel dettaglio gli studi condotti.

1.3. Il codice di calcolo DEM

Il codice di calcolo agli Elementi Distinti è basato sull'utilizzo di elementi indeformabili, che assunti circolari nel programma commerciale PFC2D dell'Itasca Software utilizzato nella presente tesi. Tali particelle hanno lo scopo di approssimare il comportamento tenso-deformativo del materiale, mediante una particolare "rigidezza", che viene attivata qualora gli elementi siano legati o in contatto tra loro e consente lo scambio di forze e momenti. Le forze esterne sono attribuite attraverso elementi boundary, di contorno, o particelle in moto, che generano un'onda di forza all'interno del modello. È importante osservare che il termine "particella" non ha la connotazione classica di "corpo le cui dimensioni sono infinitesime, perciò trascurabili ed assimilabili ad un punto", ma denota, in questo contesto, un "corpo che occupa una parte finita di spazio".

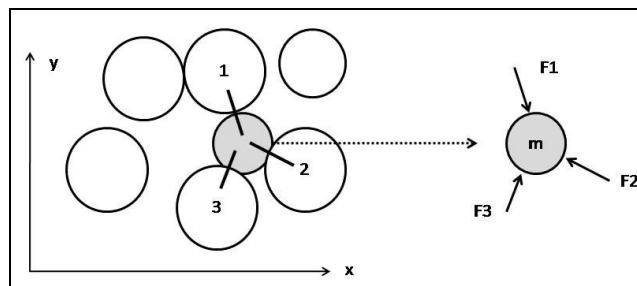


Figura 1.7 – schema di un mezzo granulare numerico

Si consideri il sistema bidimensionale costituito da elementi rigidi mostrati in Figura 1.7.

Il moto di una singola particella rigida è determinato dalla risultante delle forze e dei momenti che agiscono su di essa e può essere descritto in termini di moto traslazionale del centro di massa e moto rotazionale della particella attraverso le equazioni seguenti:

$$F_i(t) = (m - g\delta_{iy})\ddot{x}_i \quad (1.1)$$

$$M_i(t) = I\ddot{\theta} \quad (1.2)$$

dove:

- x_i è la posizione del centro di massa;
- θ è l'orientamento rispetto all'asse delle x ;
- F_i è la risultante delle forze agenti sulla particella;
- M_i è la risultante dei momenti agenti sulla particella;
- m è la massa totale dell'elemento;
- I è il momento di inerzia;
- g è l'accelerazione di gravità
- δ è il delta di Kronecker.

Se una sollecitazione esterna interviene per modificare l'iniziale stato di equilibrio del sistema, il sistema dà origine ad un processo dinamico fino a raggiungere un nuovo stato di equilibrio. Dal momento che lo "stato" di un elemento distinto è completamente definito dalle caratteristiche dell'elemento stesso (posizione, velocità e accelerazione) e di ogni contatto (posizione e forza), un codice numerico basato sulla teoria DEM deve essere in grado di identificare i contatti tra i diversi elementi, riconoscere la formazione di nuovi contatti e la separazione di altri. Il codice deve quindi aggiornare tutte le forze di contatto in seguito alle variazioni originate dal moto dei singoli elementi, calcolando accelerazioni, velocità e posizione di ogni particella sulla base delle forze che agiscono su di essa e risolvendo equazioni di equilibrio dinamico.

In particolare, l'implementazione del sistema risolutivo di equazioni non lineari, dato dalla seconda legge di Newton per le particelle e dalla legge forza-spostamento per i contatti, permette di determinare lo spostamento e la rotazione degli elementi nel tempo, l'eventuale distacco delle particelle e la formazione di nuovi punti di contatto. Il modello è descritto da particelle distinte che si muovono separatamente le une dalle altre e interagiscono solo nei punti di contatto: supponendo che le particelle siano rigide e che il comportamento dei contatti sia definito attraverso una legge in cui la rigidità normale, finita, rappresenti la rigidità reale che esiste nel punto di contatto, allora il comportamento meccanico di tale sistema può essere descritto in termini di moto delle particelle e forze interparticellari agenti nei punti di contatto. La legge di Newton fornisce quindi la relazione fondamentale per il moto degli elementi e le forze presenti danno origine al moto: sotto tali condizioni, il sistema può essere in equilibrio statico o dinamico.

Il comportamento dinamico del modello DEM è quindi descritto da un algoritmo di time-stepping, che divide il tempo di simulazione in sottointervalli con grandezze cinematiche costanti: il sistema presenta nel singolo time-step un comportamento statico, in cui l'onda di forza viene trasferita unicamente tra coppie di elementi a contatto. Tale aspetto verrà approfondito dal punto di vista analitico nei paragrafi seguenti.

Il metodo, calcolando in ogni istante temporale il movimento delle singole particelle, fornisce infine la distribuzione delle forze di contatto, che sono rappresentative dello stato tensionale del modello.

In definitiva, sei sono le ipotesi fondamentali che governano il codice di calcolo:

1. le particelle sono considerate corpi rigidi;
2. i contatti avvengono attraverso un'area di dimensioni infinitesimali, ovvero in condizioni puntuali;
3. è consentito che le particelle si sovrappongano in corrispondenza dei punti di contatto (soft-contact approach);
4. l'estensione dell'area di sovrapposizione è legata alla forza di contatto attraverso la legge forza-spostamento ed è comunque piccola rispetto alle dimensioni della particella;
5. possono esistere legami tra le particelle che si sviluppano nei punti di contatto;
6. tutte le particelle hanno forma circolare, anche se la logica dei clumps consente di creare super-particelle di forma arbitraria, formate ognuna da un insieme di particelle tradizionali sovrapposte, che si comportano come un corpo rigido con contorni deformabili.

Per quanto riguarda l'ipotesi di particelle non deformabili si evidenzia che questa risulta accettabile qualora la deformazione di un sistema fisico avvenga attraverso movimenti lungo le interfacce delle particelle stesse: a titolo esemplificativo, la deformazione di un campione di sabbia è ben rappresentata da tale assunzione, in quanto la deformazione stessa è il risultato di scorrimento e rotazione delle singole particelle e non della loro deformazione.

Ulteriore osservazione riguarda lo spazio di indagine, che può essere tridimensionale o bidimensionale, quest'ultimo utilizzato nella presente tesi e di seguito descritto.

Innanzitutto, nello spazio bidimensionale si hanno solamente due componenti di forza e una componente di momento, anziché le tre componenti di forza e le tre componenti di momento che si avrebbero in ambito tridimensionale. La componente di forza esterna al piano, così come le restanti componenti del momento agente, non sono mai considerate nelle equazioni del moto o nelle leggi forza-spostamento, al contrario di diversi codici di calcolo continui bidimensionali, che forniscono una risposta tridimensionale andando a incrementare la condizione di sforzo o deformazione piana attraverso il legame costitutivo sforzo-deformazione. Nel codice di calcolo in esame tale aspetto non è previsto, ragione per cui non è necessario imporre alcun vincolo o legame

costitutivo per le forze fuori dal piano. I risultati ottenuti saranno ovviamente influenzati da tale ipotesi funzionale. Si osserva che l'utilizzo di modelli 2D comporta indiscutibili vantaggi in termini di rapidità di calcolo, ma per meri motivi di natura geometrica influenza significativamente i risultati, e complica in modo molto marcato la definizione del modello stesso e l'interpretazione dei risultati. A tale proposito, si sottolinea, ad esempio, che anche nella definizione del volume dei vuoti del sistema è necessario distinguere tra spazio bidimensionale e tridimensionale: nel primo caso la porosità viene misurata come rapporto tra area dei vuoti totali e area totale, e varia in funzione della tipologia di "impacchettamento" degli elementi, con un valore minimo pari a 0.0931, mentre nel secondo caso è data dal rapporto tra volume dei vuoti totali e volume totale dell'insieme di particelle considerato, raggiungendo un valore minimo pari a 0.2595. In termini analitici:

$$\begin{aligned} \text{porosità}_{2D} &= \frac{\text{area dei vuoti totali}}{\text{area totale}} \Rightarrow 2D \\ \text{porosità}_{3D} &= \frac{\text{volume dei vuoti totali}}{\text{volume totale}} \Rightarrow 3D \end{aligned} \quad (1.3)$$

Non esiste una relazione precisa tra porosità in 2D e in 3D, ma in generale, si può assumere che, a parità di condizioni, la percentuale dei vuoti in un modello tridimensionale sia maggiore di quella che si può avere in un modello bidimensionale e minore di quella del provino reale, pur essendo in ogni caso funzione dell'impacchettamento delle particelle stesse.

Infine, analizzando nel dettaglio il codice utilizzato nella presente tesi, PFC2D, si osserva che, oltre alle applicazioni tradizionali, esso può essere utilizzato nell'analisi di corpi solidi soggetti a particolari condizioni iniziali e condizioni al contorno. Modelli di questo genere approssimano il comportamento di mezzo continuo considerando il solido come un insieme compatto di particelle.

Gli elementi costitutivi del codice PFC sono esclusivamente due:

- le particelle sferiche, denominate "balls", cui è possibile assegnare grandezze cinematiche e dinamiche;
- i muri di confine, denominati "wall", che consentono di applicare le condizioni al contorno all'insieme di palline attraverso l'applicazione della sola velocità di rotazione e traslazione.

Balls e walls interagiscono tra loro attraverso le forze di contatto, calcolate in base alle sollecitazioni ed alle rigidità esercitate da ciascuna coppia di elementi (ball-ball o ball-wall) nel generico punto.

Di seguito si analizzano le basi teoriche del ciclo di calcolo, con particolare riferimento agli algoritmi che lo regolano.

1.3.1. Le basi teoriche della procedura di calcolo: L'algoritmo time-stepping

Come anticipato, ogni ciclo di calcolo prevede un algoritmo che risolve due insiemi di equazioni: le leggi del moto e i legami costitutivi.

Secondo lo schema in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**:

- ad ogni particella viene applicata la legge del moto;
- ad ogni contatto viene applicata la legge forza-spostamento;
- contestualmente, per ogni wall si procede con un aggiornamento della posizione.

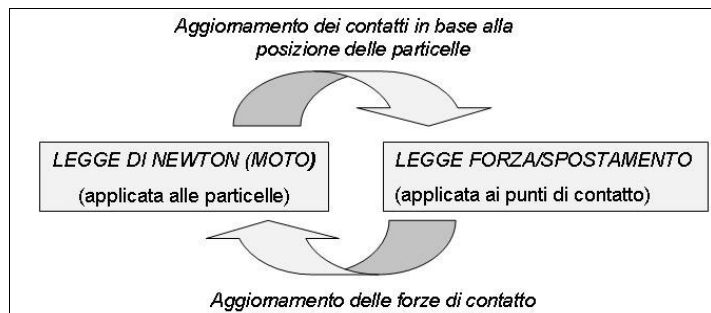


Figura 1.8- ciclo di calcolo PFC (Itasca, 2002)

I contatti che possono esistere tra due elementi si formano e si rompono automaticamente durante la simulazione.

Durante questo processo, un algoritmo time-stepping, in cui le velocità e le accelerazioni si assumono costanti in ogni time-step, è in grado di rappresentare numericamente il comportamento dinamico del materiale, mediante uno schema risolutivo analogo a quello utilizzato dal metodo alle Differenze Finite.

Ipotesi di base è che la durata di ogni time-step sia così breve che, durante un singolo time-step, la perturbazione non possa propagarsi da una particella a quella ad essa immediatamente vicina.

La procedura è stata esplicitata da Cundall e Strack nel 1979. Si consideri la Figura 1.9 e si applichi il sistema di equazioni non lineari a due dischi circolari, indicati con x e y , privi di peso e schiacciati da pareti rigide in movimento con velocità costante v .

Nell'istante iniziale $t=t_0$ si instaura il primo contatto parete-disco, che non genera alcuna forza (Figura 1.9 – a). Dopo un intervallo di tempo Δt , le pareti sono traslate verso l'interno di una quantità pari a $v \Delta t$, mentre non c'è stata alcuna propagazione della perturbazione da un disco all'altro: gli elementi circolari conservano pertanto la loro posizione iniziale nell'intervallo di tempo tra $t=t_0$ e $t=t_0+\Delta t$.

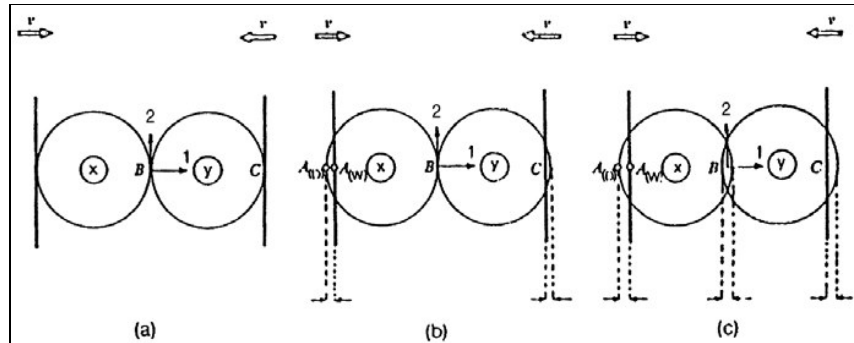


Figura 1.9 – Schema di dischi compressi tra pareti rigide (Cundall e Strack, 1979)

Nell'istante $t_1 = t_0 + \Delta t$ (Figura 1.9 – b) si osserva una sovrapposizione tra i due elementi nei punti di contatto A e C pari a:

$$\Delta n = v \cdot \Delta t \quad (1.4)$$

Il contatto A è il punto mediano del segmento $\overline{A_{(D)}A_{(W)}}$ che ha come estremi il punto $A_{(D)}$ del disco e il punto $A_{(W)}$ dell'elemento wall lungo la retta passante per i centri degli elementi circolari. $(\Delta n_{(A)})_{t_1}$ indica lo spostamento relativo di $A_{(D)}$ rispetto al punto $A_{(W)}$ nel singolo incremento di tempo.

Applicando la legge forza-spostamento si ottiene l'incremento di forza normale di contatto, funzione della rigidità normale k_n :

$$\Delta F_n = k_n \cdot (\Delta n)_{t_1} = k_n \cdot v \cdot \Delta t \quad (1.5)$$

Definita positiva la direzione 1 dal disco x al disco y, si calcolano quindi le risultanti delle forze $F_{(x)1}$ e $F_{(y)1}$ per i dischi x ed y al tempo t_1 :

$$F_{(x)1} = k_n \cdot (\Delta n)_{t_1} \quad (1.6)$$

$$F_{(y)1} = -k_n \cdot (\Delta n)_{t_1} \quad (1.7)$$

Da cui, applicando la legge di Newton, si determinano le accelerazioni dei dischi x e y nella direzione 1:

$$\ddot{x}_1 = \frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \quad (1.8)$$

$$\ddot{y}_1 = \frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}} \quad (1.9)$$

dove $m_{(x)}$ e $m_{(y)}$ sono le masse dei rispettivi elementi.

Le accelerazioni così trovate sono assunte costanti nell'intervallo di tempo tra $t_1=t_0+\Delta t$ e $t_2=t_0+2\Delta t$ e possono essere integrate due volte in modo da ottenere le velocità (\dot{x}_1 e \dot{y}_1) e gli spostamenti relativi nei punti di contatto A, B, C all'istante t_2 , assunti convenzionalmente positivi se di compressione:

$$\dot{x}_1 = \frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \Delta t \quad (1.10)$$

$$\dot{y}_1 = \frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}} \Delta t \quad (1.11)$$

$$(\Delta n_A)_{t2} = \left\{ v - \frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \Delta t \right\} \Delta t \quad (1.12)$$

$$(\Delta n_B)_{t2} = \left\{ \frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \Delta t - \frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}} \Delta t \right\} \Delta t \quad (1.13)$$

$$(\Delta n_C)_{t2} = \left\{ \frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}} \Delta t - (-v) \right\} \Delta t \quad (1.14)$$

Si osserva inoltre che la soluzione calcolata rimane stabile solo se la durata del time-step non eccede un time-step critico, legato al periodo di oscillazione del sistema.

A tal proposito, si consideri il sistema monodimensionale composto da una massa m e da una molla di rigidezza k , orientate secondo il sistema di riferimento in Figura 1.10. Il moto del punto in cui si concentra la massa è governato dalla legge elastica secondo l'equazione differenziale $-kx = m\ddot{x}$.

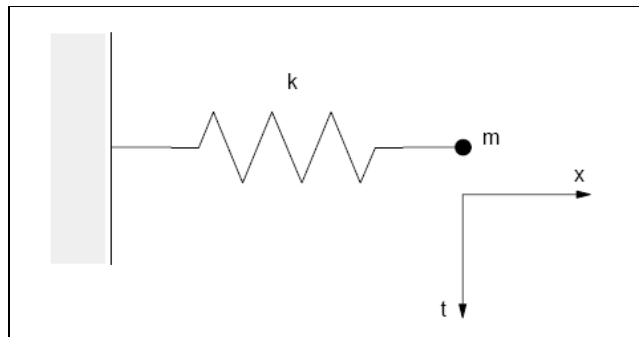


Figura 1.10 – Sistema massa/molla monodimensionale (Itasca, 2002)

Indicando con T il periodo del sistema, funzione della massa m e della rigidezza k della molla secondo l'equazione $T = 2\pi\sqrt{m/k}$, l'intervallo di tempo critico (t_{crit}), secondo Bathe e Wilson (1976), è pari a:

$$t_{crit} = \frac{T}{\pi} = 2\sqrt{m/k} \quad (1.15)$$

Si consideri ora una serie infinita di masse e molle, come rappresentato nella figura seguente (Figura 1.11).

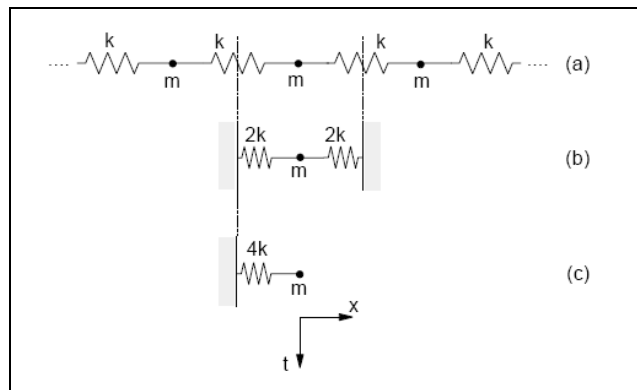


Figura 1.11 – Sistema multiplo massa/molla (Itasca, 2002)

Il minore periodo del sistema si ha quando le masse si muovono in moto sincronizzato e opposto tra loro, in modo che non si abbia alcun movimento in corrispondenza del centro di ogni molla. Il moto di ogni massa può essere descritto attraverso i due sistemi equivalenti riportati in Figura 1.11-b e Figura 1.11-c, che caratterizzano il moto di traslazione.

Applicando a questo sistema l'equazione 1.15 ottenuta per il sistema singolo, si calcola l'intervallo di tempo critico, funzione della rigidezza k di ogni molla del sistema:

$$t_{crit} = \frac{T}{\pi} = 2\sqrt{m/(2k)} = \sqrt{m/k} \quad (1.16)$$

Analogamente, il procedimento può essere seguito anche per il moto rotazionale, sostituendo nei sistemi che lo regolano il momento d'inerzia I della particella al posto della massa m e la rigidezza alla rotazione (k_{rotaz}) al posto della rigidezza k . Le equazioni generali dell'intervallo di tempo critico per il moto di traslazione e rotazione diventano dunque:

$$t_{crit} = \begin{cases} \sqrt{m/k^{tras}} \\ \sqrt{m/k^{rot}} \end{cases} \quad (1.17)$$

Considerando il modello numerico come un insieme di particelle e molle, ognuna delle quali ha una massa e una rigidezza differenti, si può calcolare l'intervallo di tempo critico applicando le equazioni appena definite separatamente ad ogni grado di libertà dell'elemento e ipotizzando che tali gradi di libertà non siano accoppiati. L'intervallo di tempo critico è il minore fra quelli calcolati per ogni grado di libertà di ogni particella. La durata di un time-step viene pertanto assunta pari ad una frazione del time-step critico.

1.3.2. La legge forza-spostamento e la legge del moto

Una volta definito l'algoritmo time-step che regola il procedimento di calcolo, è opportuno approfondire le ipotesi teoriche alla base delle leggi che regolano il ciclo di calcolo DEM in condizione generiche: la legge forza/spostamento e la legge del moto.

La legge forza-spostamento, in particolare, lega lo spostamento relativo tra due entità a contatto e la forza di contatto agente su tali entità. Come anticipato, tale forza giace in un piano di contatto, definito da un versore normale n_i , appartenente al piano bidimensionale in cui opera il codice di calcolo.

La legge forza-spostamento lega le componenti normali e tangenziali della forza di contatto alle corrispondenti componenti dello spostamento relativo attraverso le rigidzze normali e tangenziali ai contatti.

Si consideri la figura seguente, in cui sono riportate le notazioni di riferimento.

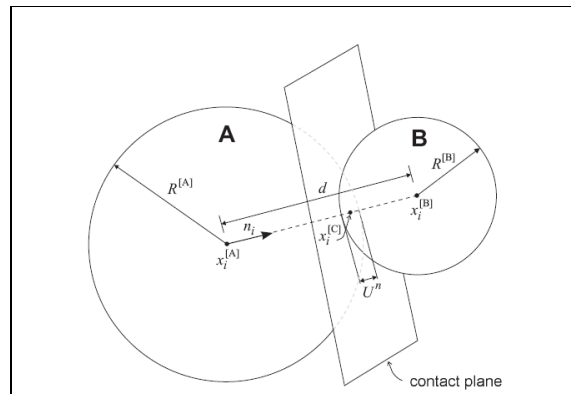


Figura 1.12 – Notazioni utilizzate per la descrizione di un contatto ball-ball (Itasca, 2002)

Nel contatto ball-ball il versore n_i è dato da:

$$n_i = \frac{x_i^{[B]} - x_i^{[A]}}{d} \quad (1.18)$$

Dove $x_i^{[A]}$ e $x_i^{[B]}$ sono i vettori posizione dei centri delle ball A e B, e d è la distanza tra i loro centri calcolata come:

$$d = |x_i^{[B]} - x_i^{[A]}| = \sqrt{(x_i^{[B]} - x_i^{[A]})(x_i^{[B]} - x_i^{[A]})} \quad (1.19)$$

La zona di sovrapposizione U^n , definita come lo spostamento lungo la direzione normale, è funzione del raggio $R^{[\Phi]}$ della ball Φ e si esprime come segue:

$$U^n = \begin{cases} R^{[A]} + R^{[B]} - d, & (\text{ball} - \text{ball}) \\ R^{[b]} - d, & (\text{ball} - \text{wall}) \end{cases} \quad (1.20)$$

Il punto di contatto viene dunque individuato dal vettore:

$$x_i^{[C]} = \begin{cases} x_i^{[A]} + \left(R^{[A]} - \frac{1}{2} U^n \right) n_i, & (\text{ball} - \text{ball}) \\ x_i^{[b]} + \left(R^{[b]} - \frac{1}{2} U^n \right) n_i, & (\text{ball} - \text{wall}) \end{cases} \quad (1.21)$$

A questo punto è possibile scrivere il vettore Forza di contatto, ovvero la forza che la ball A esercita sulla ball B, nelle sue componenti normale (n) e tangenziale (s) nel piano di contatto:

$$F_i = F_i^n + F_i^s \quad (1.22)$$

In particolare, si può esprimere la forza normale come funzione della rigidità normale K^n , rapporto tra forza e spostamento al contatto e definita come modulo secante, che relaziona la forza e lo spostamento totali:

$$F_i^n = K^n U^n n_i \quad (1.23)$$

La rigidità tangenziale K^s , invece, è un modulo tangente, che fa riferimento a forze e spostamenti incrementali: quando si forma un contatto, la forza tangenziale totale viene azzerata e incrementata ad ogni successivo spostamento tangenziale relativo tra i due elementi in contatto.

Per determinare la componente tangenziale della forza di contatto è necessario determinare innanzi tutto lo spostamento tangenziale relativo, funzione della quota parte di velocità in tale direzione.

Si calcoli innanzi tutto la velocità di contatto relativa V_i , ovvero la velocità della ball B rispetto alla ball A nel punto di contatto:

$$V_i = \left(\dot{x}_i^{[C]} \right)_{\Phi^2} - \left(\dot{x}_i^{[C]} \right)_{\Phi^1} \\ = \left(\left(\dot{x}_i^{[\Phi^2]} \right) + e_{i3k} \omega_3^{[\Phi^2]} \left(x_k^{[C]} - x_k^{[\Phi^2]} \right) \right) - \left(\left(\dot{x}_i^{[\Phi^1]} \right) + e_{i3k} \omega_3^{[\Phi^1]} \left(x_k^{[C]} - x_k^{[\Phi^1]} \right) \right) \quad (1.24)$$

dove $\dot{x}_i^{[\Phi^j]}$ e $\omega_3^{[\Phi^j]}$ sono la velocità traslazionale e rotazionale rispettivamente dell'elemento Φ^j , con $j=1,2$.

Scomponendo l'equazione 1.8 è possibile ricavare la componente della velocità tangenziale:

$$V_i^s = V_i - V_i^n = V_i - V_j n_j n_i \quad (1.25)$$

da cui, integrando lungo un periodo di tempo Δt :

$$\Delta U_i^s = V_i^s \Delta t \quad (1.26)$$

ed infine:

$$\Delta F_i^s = -k^s \Delta U_i^s = -k^s V_i^s \Delta t \quad (1.27)$$

in cui k^s è la rigidezza tangenziale al contatto, calcolata come tangente alla curva forza-spostamento.

La forza di contatto tangenziale si calcola dunque sommando il vettore forza tangenziale già esistente all'incremento di forza appena descritto. Una volta determinate le forze normali e tangenziali per ciascun contatto, queste vengono scomposte nelle due componenti lungo le direzioni 1 e 2. La somma di tali componenti fornisce, ovviamente, le forze risultanti. Analogamente è possibile calcolare il momento risultante agente sulla particella, considerato positivo se agente in senso antiorario.

Forze e momenti risultanti appena calcolati sono infine inseriti nella seconda legge di Newton allo scopo di determinare le nuove accelerazioni \ddot{x}_i e $\ddot{\omega}_i$.

Si consideri ora la legge del moto. Si ricorda che il moto di una singola particella rigida è determinato dalla forza risultante e dal vettore momento che agiscono su di essa e può essere descritto attraverso:

- la traslazione del centro di massa dell'elemento, definito dalla sua posizione, velocità e accelerazione;
- il moto rotazionale della particella stessa, definito in termini di velocità e accelerazione angolare.

In termini analitici è possibile scrivere la legge del moto attraverso un sistema di due equazioni vettoriali:

$$\begin{cases} F_i = m \ddot{x}_i & \text{moto traslazionale} \\ M_i = \ddot{\omega}_3 I_i & \text{moto rotazionale} \end{cases} \quad (1.28)$$

in cui:

- F_i è la forza risultante di tutte le azioni esterne applicate all'elemento;

- m è la massa totale della particella;
- \ddot{x}_i è l'accelerazione della ball;
- M_i è la risultante dei momenti agenti sull'elemento;
- $\ddot{\omega}_3$ è la velocità angolare della particella;
- I_i è il momento di inerzia della ball.

Considerando le accelerazioni della particella costanti nell'intervallo di tempo Δt , è possibile integrare le due equazioni precedenti ed ottenere un'espressione per la velocità di traslazione e la velocità angolare:

$$\begin{cases} (\dot{x}_i)_{t+\Delta t/2} = (\dot{x}_i)_{t-\Delta t/2} + \left(\frac{(F_i)_t}{m_i}\right)\Delta t \\ (\dot{\omega}_3)_{t+\Delta t/2} = (\dot{\omega}_3)_{t-\Delta t/2} + \left(\frac{(M_i)_t}{I_i}\right)\Delta t \end{cases} \quad (1.29)$$

I valori ottenuti sono dunque inseriti nella legge forza-spostamento ed il ciclo può essere ripetuto per un nuovo incremento di tempo.

Infine, integrando nuovamente le equazioni 1.12, è possibile ricavare le due espressioni necessarie per aggiornare la posizione dell'elemento:

$$\begin{cases} (x_i)_{t+\Delta t} = (x_i)_t + (\dot{x}_i)_{t+\Delta t}\Delta t \\ (\omega_3)_{t+\Delta t} = (\omega_3)_t + (\dot{\omega}_3)_{t+\Delta t}\Delta t \end{cases} \quad (1.30)$$

In ultimo, il modello comprende anche l'inserimento di forze di massa, come ad esempio le forze gravitazionali. In tal caso le espressioni iniziali si modificheranno come segue:

$$\begin{cases} F_i = m(\ddot{x}_i - g_i) & \text{moto traslazionale} \\ M_i = \ddot{\omega}_3 I_i & \text{moto rotazionale} \end{cases} \quad (1.31)$$

1.3.3. I modelli di contatto

Il legame costitutivo in PFC è simulato associando ad ogni contatto un semplice modello costitutivo, caratterizzato da tre aspetti che saranno descritti in sintesi nel prosieguo: modello di rigidità (stiffness model), modello di scorrimento (slip model) e modello di legame (bonding model).

Lo stiffness model stabilisce un legame elastico tra la forza di contatto e il relativo spostamento attraverso le equazioni di seguito riportate:

$$F_i^n = K^n U^n n_i \quad (1.32)$$

$$\Delta F_i^s = -k^s \Delta U_i^s = -k^s V_i^s \Delta t \quad (1.33)$$

Il particolare, il modello di contatto lineare adottato nel corso della ricerca, è definito dalle rigidità normale e tangenziale, k_n e k_s , delle due entità in contatto (ball-ball o ball-wall), secondo l'ipotesi che tali rigidità agiscano in serie per dare la rigidità di contatto normale K^n e tangenziale k^s :

$$K^n = \frac{k_n^{[A]} \cdot k_n^{[B]}}{k_n^{[A]} + k_n^{[B]}} \quad (1.34)$$

$$k^s = \frac{k_s^{[A]} \cdot k_s^{[B]}}{k_s^{[A]} + k_s^{[B]}} \quad (1.35)$$

Il modello di scorrimento, invece, esplicita la relazione tra le forze di contatto normali e tangenziali, in modo che i due elementi uniti possano scorrere l'uno rispetto all'altro. Di fatto il modello esprime una proprietà intrinseca delle due entità in contatto, consentendo che avvenga tra loro uno scorrimento reciproco regolato dalla forza di taglio e definito da un coefficiente di attrito adimensionale (μ), che si manifesta in corrispondenza del punto di contatto tra le due entità.

Il modello di scorrimento è sempre attivo, tranne nel caso in cui sia presente un legame di contatto, legame che prevale rispetto a quello di scorrimento.

Infine, il modello di legame è in grado di limitare la resistenza di contatto in termini di forza normale e tangenziale sopportati dal contatto stesso. PFC2D supporta due diversi legami costitutivi: un "contact-bond model" e un "parallel-bond model". Entrambi possono essere visti come la presenza di un collante che unisce due elementi distinti, con la differenza che nel Contact-Bond l'unione avviene in un'area infinitesimale, riducibile ad un unico punto di contatto e in grado di trasmettere solamente le forze, mentre nel Parallel-Bond l'area di contatto ha dimensioni finite ed è in grado di trasmettere forze e momenti.

I due tipi di contatti possono essere attivati contestualmente per legare due o più elementi: una volta attivato il contatto, questo rimane tale fino a che non viene raggiunta una configurazione tale da causarne la rottura.

In particolare, il contact-bond model è un contatto puntuale che può essere visto come una coppia di molle con rigidità normale e tangenziale costanti, che agiscono in corrispondenza del punto di contatto, precludendo la possibilità di scorrimento tra i due elementi uniti. In termini analitici, per definire un contact bond è necessario specificare le resistenze di contact bond normali e tangenziali, rispettivamente F_c^n e F_c^s .

La Figura 1.13 riporta il modello costitutivo che lega le componenti della forza di contatto normali e tangenziali ai relativi spostamenti nel caso di un contatto puntuale, utilizzando le notazioni seguenti:

- F^n è la forza di contatto normale e $F^n > 0$ indica trazione;
- U^n è il relativo spostamento normale: si ha $U^n > 0$ quando c'è sovrapposizione tra le due ball;

- F^S è l'intensità della forza di contatto tangenziale;
- U^S è lo spostamento complessivo registrato in direzione tangenziale rispetto al punto iniziale, in corrispondenza del quale si era formato il contatto.

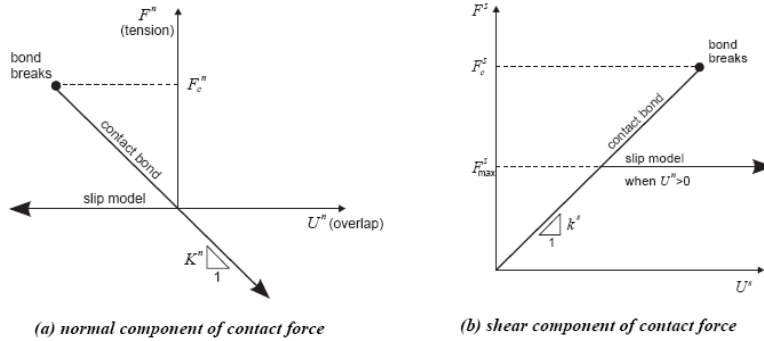


Figura 1.13 – Modello costitutivo per contatto puntuale (Itasca, 2002)

Si ricorda che uno dei problemi principali dell'applicazione del metodo DEM è la calibrazione dei parametri del modello numerico, non strettamente correlabili a valori deducibili da test di laboratorio. A fronte di ciò, nella presente tesi si è scelto di limitare i parametri caratteristici dei legami di contatto ma facendo riferimento esclusivamente al legame Contact-Bond e, dove richiesto, a un modello di contatto appositamente definito per il materiale in esame.

Capitolo 2

I materiali granulari: le prove di portanza

2.1. Introduzione

La prima tipologia di materiali stradali analizzata tramite il metodo agli elementi distinti particellari è quella dei materiali granulari, costituenti i rilevati e gli strati più profondi del pacchetto stradale.

Diverse sono le esperienze in letteratura che riportano simulazioni relative allo studio di materiali non legati, quali sabbie e argille. A livello esemplificativo, si ricorda lo studio di McDowell e Harireche (2002), i quali hanno utilizzato il metodo DEM per lo studio della meccanica della frattura nel singolo grano di terreno, simulando la compressione di una particella modellata attraverso un insieme di elementi sferici reciprocamente legati nei punti di contatto. Una volta calibrati i parametri microscopici del sistema in base alle reali proprietà del grano di terreno schematizzato, la simulazione ha fornito una resistenza a compressione simile a quella ottenuta in laboratorio. Ulteriore studio riguarda invece la modellazione della prova edometrica, in cui ciascun grano di sabbia è stato rappresentato da un insieme di particelle legate reciprocamente. I risultati delle tensioni di rottura forniscono valori inferiori a quelli sperimentali, pur riproducendo correttamente il meccanismo di rottura dei grani di terreno (McDowell et al., 2002).

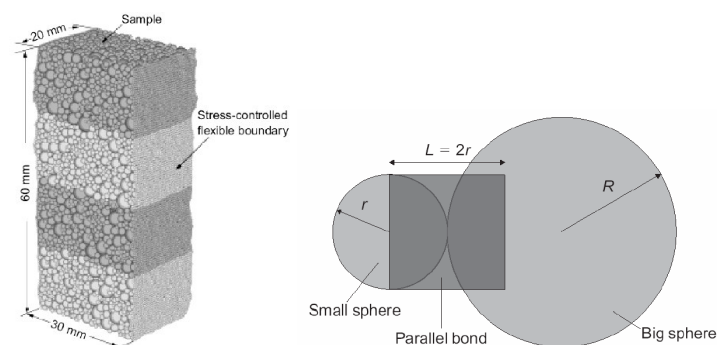


Figura 2.1 - Modello con 10000 particelle per il test di compressione biassiale (sinistra) e schema della coppia di sfere legate mediante contact bond (sinistra)- Powrie, 2005

In seguito, Powrie (2005) ha riprodotto una prova di compressione biassiale attraverso un modello DEM formato da 10000 particelle rigide, unite tra loro a coppie e cementate nel punto di contatto (Figura 2.1). Nell'analisi dei risultati è stata considerata l'influenza del fattore di forma definito in base ai raggi R e r per le coppie di particelle legate. Il modello con angolo di attrito interparticellare pari a 26° ha fornito dei risultati concordi alla prova di laboratorio.

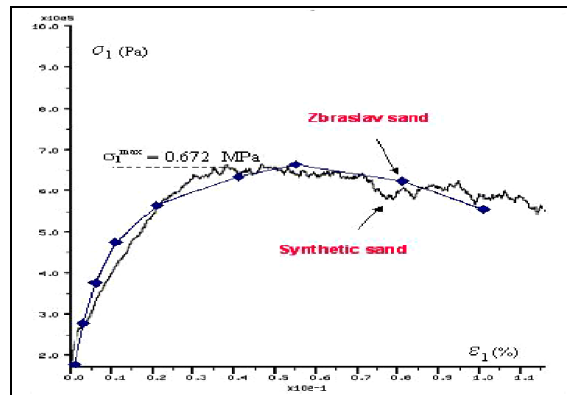


Figura 2.2 –grafico tensioni/deformazioni in una prova di compressione assiale (Dolezalova, 2002)

Dolezalova (2002) ha modellato una prova di compressione su provini di sabbia Zbraslav di media resistenza, mediante un insieme di particelle con parametri microscopici opportunamente calibrati. Nel modello, l'influenza del cammino tensionale sulla risposta deformativa è risultata essere in accordo con quella determinata in laboratorio.

In ultimo, Uthus e Hopkins (2008) hanno utilizzato una modellazione tridimensionale per la simulazione di prove triassiali su aggregato di gneiss, un materiale granulare non legato, frequentemente utilizzato nelle sovrastrutture stradali norvegesi.

Il metodo DEM, risultato pertanto un ottimo strumento per la caratterizzazione numerica dei materiali granulari, verrà applicato nel corso del capitolo ai materiali utilizzati in ambito stradale, analizzando in particolare due prove di uso comune per valutare la portanza del materiale in esame: la prova CBR, test di laboratorio in scala ridotta, e la prova di carico su piastra, test a scala reale da effettuarsi direttamente in situ. Le simulazioni di seguito presentate saranno un importante punto di partenza per la modellazione dell'intera sovrastruttura stradale, come si vedrà nel capitolo finale della presente tesi.

2.2. La prova CBR



Figura 2.3 – prova CBR: castello di prova, visione di insieme (sinistra) e dettaglio (destra)

La prova CBR (ASTM D 1883, AASHTO T 193, CNR UNI 10009) è un test di laboratorio utilizzato per la valutazione della capacità portante di un terreno, ovvero il cedimento che un terreno subisce sotto particolari condizioni di carico. Questa prova, nata negli anni quaranta, è particolarmente diffusa sia per la relativa facilità di esecuzione, sia perché i risultati sono alla base di un metodo di progettazione delle pavimentazioni stradali ricavato dallo studio di diverse pavimentazioni esistenti.

Il metodo consiste nel sottoporre un campione di terreno, precedentemente compattato secondo la metodologia Proctor (standard o modificata), a una prova di penetrazione effettuata tramite un ago di dimensioni standardizzate (diametro 50 mm e superficie 19.4 cm²), ricavando il carico corrispondente a valori di cedimento pari a 2.5 mm e 5.0 mm. L'indice CBR viene successivamente calcolato rapportando i valori sperimentali a carichi analoghi ottenuti per un terreno prestabilito, ovvero una particolare sabbia californiana compattata alla massima densità ottenuta con la AASHTO modificata.

La prova può essere eseguita su campioni di provini prelevati in situ o appositamente confezionati in laboratorio. Nel caso di terreni prelevati in situ, la scelta della tipologia del test è funzione della posizione in opera della terra, in trincea o in rilevato. Nel primo caso, in trincea, è consigliabile effettuare una prova in condizioni di saturazione, al fine di analizzare la situazione più sfavorevole in cui il terreno può trovarsi in opera: tale condizione si ottiene immergendo il campione in acqua per quattro giorni, caricato con un certo numero di pesi (anelli di piombo) che rappresentano il peso della sovrastruttura stradale. Nel caso in cui il terreno si trovi in rilevato, invece, è sufficiente preparare il provino all'umidità ottima, per conseguire la densità massima di

costipamento del secco, eventualmente confrontando i risultati della prova con quelli in condizione di saturazione.

Per il confezionamento dei provini in laboratorio si utilizza la frazione di terreno passante al crivello da 25 mm (UNI 2334), con la condizione che la frazione trattenuta non superi il 35% in peso del totale. Il terreno così vagliato e umidificato alla percentuale d'acqua prescelta, viene posto all'interno di un contenitore cilindrico di dimensioni standard (diametro interno 152 mm e altezza 178 mm), con un disco di confinamento, e compattato in cinque strati per mezzo di un pestello del diametro di 50.8 mm e del peso di 4.5 kg, in caduta da un'altezza pari a 45.7 cm effettuando 55 colpi per strato, con un'energia di costipamento pari a quella della prova AASTHO modificata. Una volta rimosso il disco di confinamento, il campione compattato ha un'altezza pari a 127 mm.

La prova viene infine eseguita facendo penetrare verticalmente sulla superficie del campione il pistone con velocità costante pari a 1 mm ogni 50 secondi, registrando i carichi in corrispondenza degli abbassamenti di 0.5 – 1.0 – 1.5 – 2.0 – 2.5 – 3.0 – 4.0 – 5.0 – 6.0 – 7.0 – 8.0 mm. Si osserva che durante l'esecuzione della prova, sulla superficie libera del provino, nella parte superiore della fustella, sono posizionati dei dischi di piombo che hanno la duplice funzione di simulare il peso della pavimentazione sovrastante ed impedire il rifluimento del materiale ai bordi del pestello.

Infine, l'indice CBR viene definito come il maggiore tra

$$\text{- Indice CBR a 2.5 mm: } I_{2,5} = \frac{P_{2,5}}{70} 100 \quad (2.1)$$

$$\text{- Indice CBR a 5.0 mm: } I_{5,0} = \frac{P_{5,0}}{105} 100 \quad (2.2)$$

in cui le pressioni registrate in corrispondenza degli affondamenti a 2.5 e 5.0 mm sono rapportate a quelle pari rispettivamente a 70 kg/cm² e 105 kg/cm², necessarie per ottenere uguali penetrazioni della sabbia californiana.

2.2.1. Materiali e analisi sperimentale

Sperimentalmente è stato testato, tramite prova CBR, un campione di terreno rimaneggiato per la formazione della fondazione stradale in misto cementato. Diverse sono state le prove di laboratorio eseguite al fine di avere la caratterizzazione più completa possibile, necessaria per tarare i parametri del modello numerico.

Innanzitutto è stata valutata la granulometria del materiale in esame, di cui la Figura 2.4 e la Tabella 2.1 riportano la frazione passante al crivello da 25 mm.

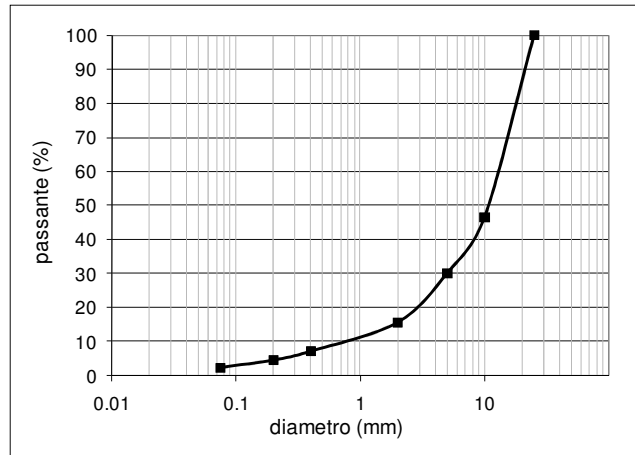


Figura 2.4 – curva granulometrica

Tabella 2.1 – analisi granulometrica

Diametro (mm)	Passante (%)
25	100
10	46.6
5	30.1
2	15.6
0,4	7.1
0,2	4.5
0,075	2.3

Passo successivo è stata la classificazione secondo la norma CNR-UNI 10006, che ha portato a definire la terra in esame come appartenente al gruppo A₂₋₄ (ghiaia con sabbia limosa).

Tabella 2.2- parametri per la classificazione delle terre secondo la CNR_ UNI 10006

Analisi eseguita	valore
% passante al setaccio UNI 2332- 2mm	15,61
% passante al setaccio UNI 2332- 0,4mm	7,12
% passante al setaccio UNI 2332- 0,075mm	2,30
% passante al setaccio 0,075 / % passante al setaccio 0,4	0,32
limite liquido (LL)	12,28
limite plastico (LP)	8,31
indice plastico (IP)	3,97
indice di gruppo (IG)	0

Tabella 2.3 – parametri di densità e contenuto d'acqua

Analisi eseguita	valore
contenuto d'acqua (w)	11,59%
peso umido dell'unità di volume (γ_a)	1,926 g/cm ³
peso secco dell'unità di volume (γ)	1,726 g/cm ³

La Tabella 2.2 mostra i risultati delle analisi di laboratorio, studio della granulometria e determinazione dei limiti di Atterberg, utilizzati per la classificazione.

Tramite un densimetro ad acqua sono stati inoltre determinati i parametri relativi alla densità e al contenuto di acqua, riportati in Tabella 2.3.

I risultati ottenuti hanno permesso di calcolare l'indice dei vuoti (e) della terra in esame tramite la nota formulazione:

$$e = \gamma \frac{w + 100}{100 \cdot \gamma_a} - 1 \quad (2.3)$$

ottenendo un valore pari a 2×10^{-5} . Il risultato evidenzia che la terra presenta un indice dei vuoti, e pertanto una porosità estremamente bassa, che permette di assumere che la quota parte di vuoti liberi occupata dall'aria sia trascurabile, mentre la quasi totalità degli spazi liberi (11.59%) è occupati da acqua.

Successivamente, al fine di eseguire la prova CBR, scopo ultimo della presente indagine, è stata determinata la curva di costipamento (Figura 2.5) tramite prova Proctor, eseguita secondo il metodo AASHO modificato. La Tabella 2.4 riporta le caratteristiche dell'ottimo Proctor.

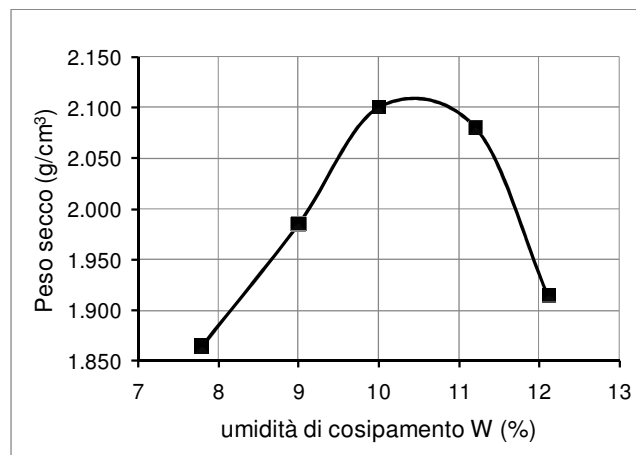


Figura 2.5 – curva di costipamento - Prova Proctor

Tabella 2.4 – caratteristiche dell'ottimo Proctor

ottimo Proctor		
umidità di costipamento	W	10,42%
peso secco	γ_d	2,116 g/cm ³ .

Una volta compattato il campione di terra secondo la metodologia Proctor, è stato possibile eseguire la prova CBR come da normativa, facendo penetrare il pistone standardizzato alla velocità di 1.27 mm/minuto e registrando i carichi corrispondenti ai cedimenti prefissati. I valori ottenuti sono stati riportati analiticamente in Tabella 2.5 e graficamente in Figura 2.6. A fronte dei risultati conseguiti è dunque possibile calcolare l'indice CBR, anche se ai fini della modellazione numerica verrà di fatto utilizzata la curva in Figura 2.6 per avere un riscontro complessivo e non puntuale sul comportamento della terra analizzata.

Tabella 2.5 – carichi registrati durante la prova CBR

Penetrazione pistone (mm)	Carico (kg)
0,50	83
1,00	186
1,50	304
2,00	467
2,50	585
3,00	704
4,00	940
5,00	1100
7,00	1264
9,00	1332

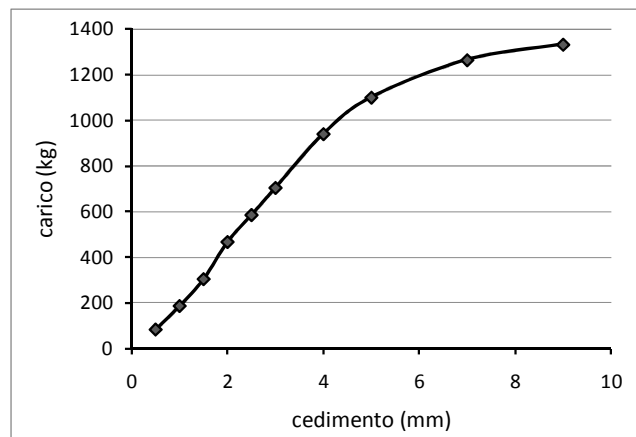


Figura 2.6 – prova CBR: dati sperimentali

Come da normativa, gli indici CBR vengono calcolati considerando il carico necessario per un cedimento del provino pari a 2.5 mm e 5.00 mm. Nel caso in esame i carichi corrispondenti sono rispettivamente 585 kg e 1100 kg, da rapportare ai corrispondenti ottenuti con la sabbia californiana pari a 1360 kg e 2040 kg rispettivamente. Sostituendo i valori nelle equazioni già citate si ottiene:

- indice CBR a 2,50 mm: $(585/1360) \times 100 = 43,0 \%$
- indice CBR a 5,00 mm: $(1100/2040) \times 100 = 53,9 \%$.

L'indice CBR della terra in esame è dunque pari a 53,9 %.

2.2.2. La definizione del modello numerico

Una volta ottenuti i dati sperimentali di confronto, lo studio è proseguito con l'impostazione della modellazione numerica.

Si osserva che, in senso lato, lo scopo della modellazione numerica è quello di rispondere alla mancanza di dati sperimentali che permettono di spiegare i meccanismi dominanti che governano il comportamento del sistema. Per questo motivo risulta necessaria una particolare cura nella realizzazione del provino numerico, così come si realizza con attenzione quello di laboratorio.

Una volta terminate le procedure di analisi preliminari, che permettono l'inquadramento generale del problema, è necessario definire il modello definitivo, seguendo, a tal proposito, sei passaggi fondamentali:

1. Impostazione delle condizioni al contorno;
2. Generazione del gruppo di particelle da studiare all'interno di elementi boundary;
3. Scelta del tipo d'interazione fra le particelle e delle caratteristiche del materiale costituente le stesse, utilizzando procedure di back analysis, calibrando le proprietà sulla base di test di laboratorio con dati sperimentali noti;
4. Impostazione delle condizioni iniziali di sollecitazione attraverso la gestione degli elementi wall, che possono alternativamente essere in moto a una determinata velocità, registrando la forza di reazione che si sviluppa su di essi, oppure in moto con velocità tale da mantenere una determinata forza di reazione;
5. Esecuzione del test mediante la definizione di forze ed azioni, intimamente legate alle condizioni al contorno e condizioni iniziali;
6. Interpretazione dei risultati ottenuti.

I dati di input necessari sono suddivisi in dati geometrici e proprietà fisiche. I dati geometrici descrivono la posizione e l'orientamento delle pareti rigide nonché posizione e raggio degli elementi ball, rispetto ad un sistema di riferimento globale piano (x, y). Le proprietà fisiche, invece, includono dati relativi a densità e coesione delle particelle, coefficiente d'attrito, rigidità dei contatti e dei legami instaurati tra gli elementi. Si ricorda, inoltre, che gli sforzi e le deformazioni

continue non esistono in tutti i punti dell'insieme di particelle, in quanto il mezzo è discreto: è tuttavia possibile calcolare i valori medi di tali grandezze come media dei valori assunti all'interno di opportuni cerchi di misura, definiti dall'utente. I risultati ottenuti devono pertanto essere interpretati con più attenzione rispetto ad un'analisi di sistemi al continuo in quanto il codice di calcolo in esame modella di fatto un sistema non-lineare formato da particelle discrete che evolvono nel tempo.

Sulla base della metodologia sintetizzata, punto di partenza per la modellazione in esame è stata la creazione degli elementi di contorno, che rappresentano le pareti della fustella, ovvero il contenitore del campione.

Si ricorda che il Particle Flow Code accetta qualsiasi sistema di unità di misura consistente: nel presente studio il sistema di unità di misura utilizzato è il Sistema Internazionale (SI), pertanto le lunghezze saranno espresse in metri (m) e le forze in Newton (N). Per completezza, la Tabella 2.6 riporta le principali unità di misura utilizzate.

Tabella 2.6 – sistema internazionale di misura (SI)

Grandezza	Unità di misura
Lunghezza	M
Densità	Kg/mc
Forza	N
Pressione	Pa
Accelerazione	m/s ²
Rigidezza ball (kn-ks)	N/m
Rigidezza del legame CB	N
Rigidezza del legame PB	Pa/m

Una volta definita l'origine degli assi cartesiani di riferimento, vengono impostati gli elementi wall, tramite le coordinate x e y del nodo iniziale e finale. Le dimensioni sono state scelte coerentemente con quelle della fustella reale, ovvero larghezza 15.24 cm e altezza 20.32 cm. Ad essi vengono inoltre attribuiti i parametri di rigidezza normale (kn) e tangenziale (ks) pari a 1×10^{15} N/m, valori piuttosto elevati al fine di ottenere elementi di contorno indeformabili.

Passo successivo è la definizione delle particelle, ball, che rappresentano la terra in esame. Nel paragrafo precedente, le analisi di laboratorio avevano definito, tra l'altro, la curva granulometrica del materiale in esame, che può essere riprodotta fedelmente in PFC. Alcune ipotesi semplificative sono state necessarie al fine di rendere più veloce la simulazione numerica. Innanzi tutto, considerando che la prova CBR viene eseguita solo sul passante al 25 mm, nel modello sono state inseriti esclusivamente elementi con diametro inferiore a 25 mm. In secondo luogo, per ridurre il numero di particelle e velocizzare l'elaborazione da parte del programma, si è fissato come diametro minimo pari a 0,4 mm.

La curva granulometrica di progetto è stata quindi suddivisa in quattro classi di diametri, proporzionali a crivelli e setacci da 0.4 mm a 25 mm, all'interno delle

quali il codice di calcolo genera un numero preciso di elementi ball, proporzionale al passante considerato.

Le particelle sono generate con la tecnica dell'espansione del raggio, ovvero per ogni range di diametri viene creato un certo numero di elementi, il cui raggio verrà in seguito aumentato o ridotto di un fattore tale per cui l'insieme definitivo di ball otterrà la porosità, e quindi l'indice dei vuoti, desiderato, mantenendo i rapporti granulometrici iniziali. Si osserva che ai fini dell'economia del programma, è opportuno generare le ball in ordine decrescente di diametro, in quanto il comando "generate" presuppone l'inserimento casuale della ball creata all'interno di un determinato spazio: se questo spazio fosse già riempito da ball di dimensioni ridotte, posizionate in modo random e senza ulteriori vincoli, si rischia di non avere spazio sufficiente per inserire ball di dimensioni maggiori.

Durante la generazione degli elementi, ad ogni particella viene automaticamente attribuito un codice numerico identificativo (ID) progressivo, garantendo una definizione univoca della particella.

La Figura 2.7 riporta il confronto tra la curva granulometrica sperimentale (linea continua) e quella definita attraverso il modello numerico (linea tratteggiata).

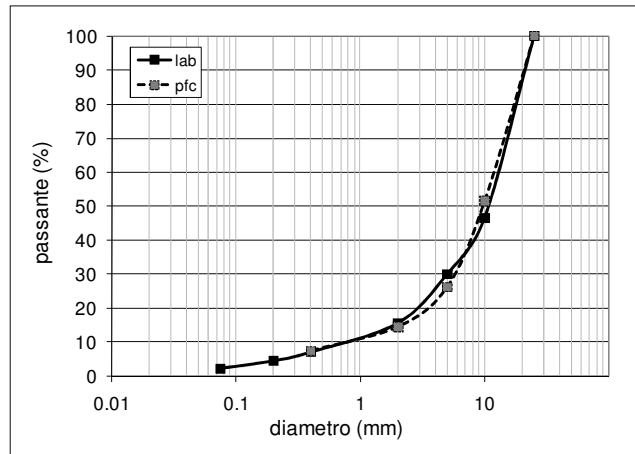


Figura 2.7 – curva granulometrica sperimentale e numerica

Ulteriore osservazione riguarda la tecnica di espansione del raggio delle ball. A tal proposito, una soluzione rapida ma piuttosto semplicistica è quella di fissare un coefficiente moltiplicativo a priori per ogni elemento ball. Questa procedura è formalmente corretta, ma non permette il preciso controllo della porosità del campione e degli sforzi interni che si vanno a creare a causa delle evidenti sovrapposizioni di particelle. Inoltre, così facendo, molte particelle acquistano una velocità piuttosto elevata che le fa letteralmente "scappare" fuori dagli elementi di contorno, come si osserva in Figura 2.8.

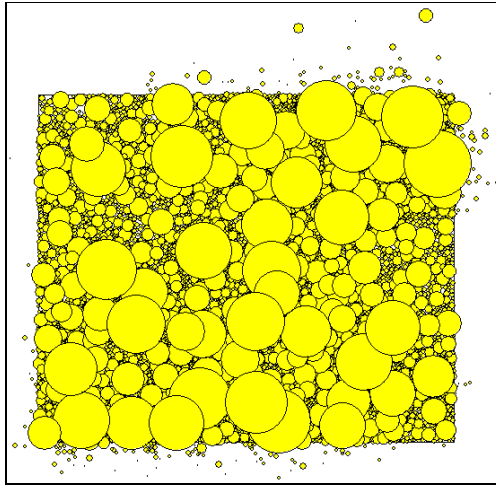


Figura 2.8 – espansione del raggio con moltiplicatore fisso: sovrapposizione ball e loro dispersione

Pur lasciando il tempo necessario alle particelle per ridurre la velocità ad un valore approssimativamente nullo e posizionarsi in modo da evitare le maggiori sovrapposizioni, il risultato ottenuto non è sufficientemente accurato.

È consigliato pertanto fare ricorso alla fish “expand”, che consente di raggiungere automaticamente la porosità desiderata (n) cercando il fattore moltiplicativo del raggio più opportuno. Analiticamente è possibile calcolare la porosità dell’insieme in funzione del rapporto tra l’area delle particelle (A_p) e l’area del contenitore (A):

$$n = 1 - \frac{A_p}{A} = 1 - \frac{\sum \pi R^2}{A} \quad (2.4)$$

Al termine della procedura di generazione degli elementi ball è possibile definire un valore n_0 di porosità “attuale”, ovviamente diverso dal valore finale n desiderato. Come primo step si ipotizza un fattore moltiplicativo iniziale del raggio pari a 1.1, corrispondente ad un incremento del 10%: ad incremento avvenuto è possibile calcolare la nuova porosità ottenuta e aggiornare quindi il fattore moltiplicativo con il valore corretto, dato dall’equazione:

$$m = \sqrt{\frac{1-n}{1-n_0}} \quad (2.5)$$

La procedura appena descritta porta alla creazione di un insieme di particelle con porosità assegnata. Tuttavia, è possibile che durante l’espansione del raggio delle particelle si verifichino delle sovrapposizioni tra gli elementi, che variano la porosità apparente del sistema creando un pretensionamento iniziale.

Si osserva che il calcolo della percentuale di vuoti dell'insieme di ball avviene all'interno di un cerchio di misura, appositamente creato, avente origine nel centro del provino e raggio tale da consentire uno studio adeguato. È da notare che la porosità così misurata sarà lievemente discordante dalla porosità reale del provino, in quanto la distribuzione dei vuoti può variare all'interno del provino e inoltre, la porosità finale deve tenere conto dei vuoti che si vanno a localizzare in prossimità dei wall, cosa che non può essere considerata calcolando la stessa all'interno del cerchio di misura. Queste differenze sono tuttavia trascurabili.

Si ricorda inoltre che, oltre alla porosità, all'interno dei cerchi di misura è possibile monitorare diverse quantità omogeneizzate, tra cui la tensione, la velocità di deformazione e il numero di contatti tra le particelle.

Tornando alla preparazione del modello numerico, la procedura appena descritta ha portato a ottenere un insieme di elementi ball con granulometria desiderata. Tuttavia, come già accennato, possono essere rimaste piccole sovrapposizioni ai contatti tra gli elementi. Queste sono causa di sforzi interni che, seppure limitati rispetto a quelli ottenuti con la tecnica iniziale della semplice moltiplicazione del raggio, danno comunque origine uno stato di pretensionamento del provino discorde dalla realtà e vanno, per quanto possibile, ridotti.

Lo sforzo isotropico interno è definito per ogni cerchio di misura come media delle tensioni principali:

$$isostr = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22}}{2} \quad (2.6)$$

Per raggiungere uno sforzo isotropico interno adeguato è possibile far ricorso ad un procedimento iterativo: tramite la fish expand_radii2, il programma analizza ogni contatto non virtuale, ovvero ogni contatto in cui la forza di contatto è non nulla, distingue i contatti wall-ball e ball-ball e calcola la somma delle forze normali di contatto. Successivamente calcola, all'interno di un cerchio di misura opportunamente definito, lo sforzo isotropico dell'insieme di ball e ne valuta la differenza rispetto a quello richiesto. Se tale differenza è maggiore della tolleranza ammissibile, il programma applica ai raggi degli elementi un coefficiente moltiplicativo α , funzione del rapporto tra la differenza suddetta e la somma delle forze di contatto normali. Tale procedura iterativa prosegue fino a che la differenza tra lo sforzo isotropico misurato e quello richiesto non rientra nei limiti della tolleranza ammissibile.

Le equazioni seguenti sintetizzano il procedimento appena esposto:

$$\Delta\sigma_{isotropico} = \sigma_{richiesto} - \sigma_{corrente}$$
$$\left| \frac{\Delta\sigma_{isotropico}}{\sigma_{richiesto}} \right| < \varepsilon_{tollerato} \Rightarrow \text{fine dell' iterazione} \quad (2.7)$$

Nel caso in esame, come riportato nel grafico in Figura 2.9, lo sforzo isotropico diminuisce, passando da un valore dell'ordine di grandezza di 180 kPa a valori, come richiesto, dell'ordine di 2 kPa, ritenuti sufficientemente piccoli e trascurabili nei risultati dei test successivi.

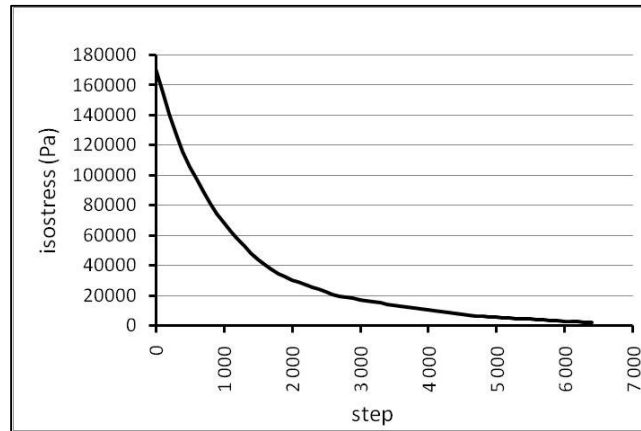


Figura 2.9 – andamento dello sforzo isotropico all'interno del provino

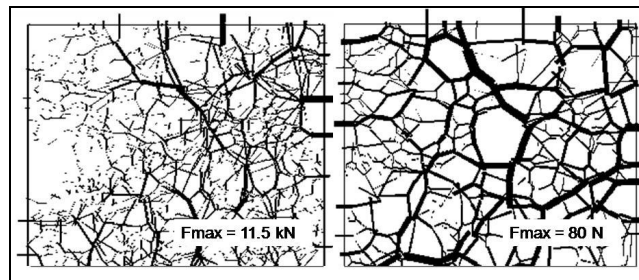


Figura 2.10 – distribuzione delle forze di compressione prima e dopo la ricerca dello sforzo isotropico

A fronte di ciò, come evidenziato in Figura 2.10, al termine della procedura la distribuzione delle forze di contatto risulta essere decisamente più omogenea e con valori di picco nettamente inferiori: nel caso in esame si passa da un valore di picco dell'ordine di grandezza di 11.5 kN a un valore pari a 80 N dopo la ricerca dello sforzo isotropico.

Infine, una volta definita la geometria del modello, è necessario attribuire le proprietà degli elementi in gioco. Si ricorda che il materiale da modellare è granulare e non legato, pertanto, come ricordato da Dondi e Vignali (2006), è sufficiente definire per ogni ball una rigidità normale (kn) e tangenziale (ks). Tali valori sono stati inizialmente posti pari a 5.2×10^6 N/m, sulla base di dati di letteratura, e saranno oggetto di verifica e taratura in funzione dei risultati della prova reale. Analogamente viene posto inizialmente pari a 0.8 il coefficiente di attrito interparticellare, che, si ricorda, è correlato ma non direttamente corrispondente al coefficiente di attrito interno del materiale. L'unico parametro

fissato e non oggetto di variazione è la densità delle particelle, imposta pari a 1926 kg/mc, corrispondente alla densità del campione reale. La Tabella 2.7 riporta sinteticamente le caratteristiche iniziali attribuite al modello numerico.

Tabella 2.7 – caratteristiche iniziali del modello numerico

Caratteristica	valore	u.m.
Numero ball	4000	-
Kn (wall)	1×10^{15}	N/m
Ks (wall)	1×10^{15}	N/m
Kn (ball)	5.2×10^6	N/m
Ks (ball)	5.2×10^6	N/m
Coefficiente di attrito interparticellare	0.8	-
Densità	1926	Kg/mc

Ultimata la preparazione del modello numerico, è opportuno effettuare semplici e rapide verifiche di quanto progettato, prima dell'esecuzione dei test.

Tra queste è immediato il controllo relativo alle grandezze attribuite alle particelle: attribuendo al modello l'azione della sola forza di gravità, la forza peso agente sulla base del provino in esame deve essere congruente con il peso reale del campione. Il risultato dipende dal numero di particelle, dalla porosità e dalle caratteristiche attribuite alle singole ball, come meglio spiegato nel capitolo 3. La verifica eseguita ha portato al risultato richiamato in Figura 2.11. La linea continua mostra l'andamento della forza peso registrata sull'elemento wall inferiore, una volta impostata nel modello l'azione dovuta all'accelerazione di gravità: dopo un periodo di assestamento in cui la forza peso assume valori via via crescenti, il valore finale rimane costante e pari al peso del campione reale. L'assestarsi degli elementi ball è confermato anche dallo studio sull'andamento della velocità assunta dalle particelle (linea tratteggiata nel grafico): il primo effetto legato all'imposizione dell'accelerazione di gravità è uno spostamento verso il basso delle particelle, che assumono pertanto velocità negativa. Proseguendo nel corso del test si osserva che, una volta stabilizzata la forza peso attorno al valore finale costante, anche le ball raggiungono una condizione di equilibrio statico e la loro velocità viene azzerata.

La Figura 2.12 mostra il modello al termine della procedura di preparazione: a sinistra si possono osservare i contatti interparticellari, mentre a destra sono evidenziate le forze interne di contatto, forze di compressione concentrate, a causa dell'azione della forza di gravità, nella parte inferiore del provino, sulla base di appoggio.

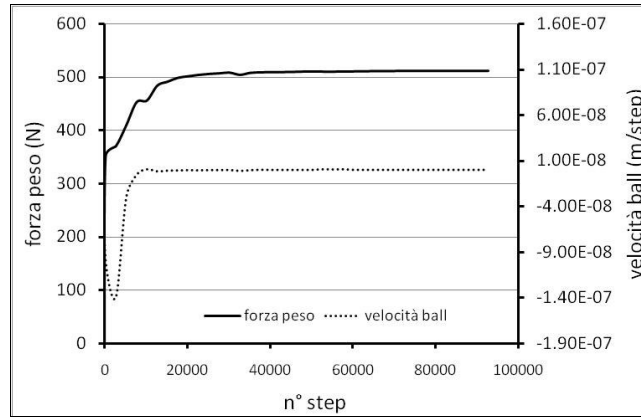


Figura 2.11 – valutazione della forza peso a fronte dell'installazione dell'accelerazione di gravità (forza peso linea continua, velocità linea tratteggiata)

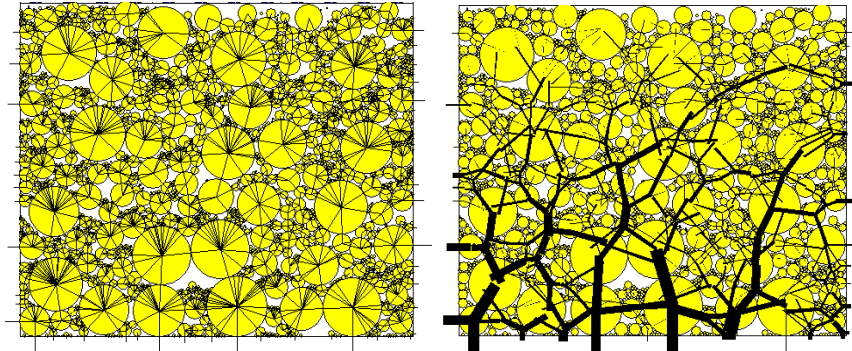


Figura 2.12 – modello per prova CBR: contatti (sinistra) e forze di contatto interne (destra)

2.2.3. La modellazione numerica della prova CBR

Una volta certi della bontà del modello creato, è possibile procedere alla simulazione della prova CBR. Attraverso il comando "set dt dscale" si ipotizza la diretta corrispondenza tra step di calcolo e unità di tempo, impostando per il modello numerico la medesima velocità del punzone reale. La prova ha una durata complessiva di 8000 cicli di calcolo. Durante il corso della prova viene monitorata la forza agente sulla piastra di carico, che rappresenta, a meno di semplici conversioni di unità di misura, il carico registrato durante la prova CBR reale.

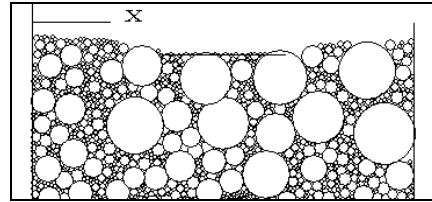


Figura 2.13 – fustella CBR al termine della prova (particolare)

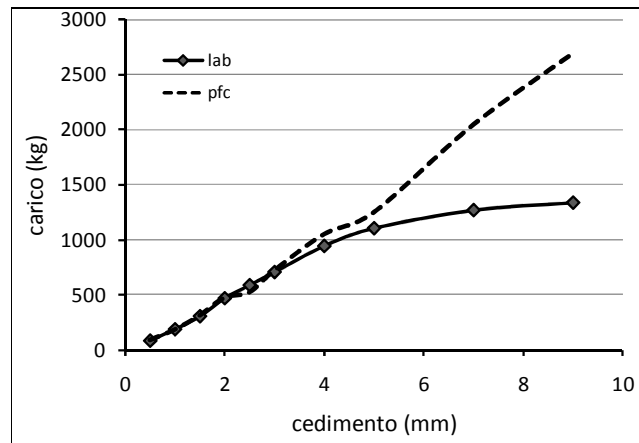


Figura 2.14 – grafico carico/cedimento con semplice piastra di carico

Inizialmente si è ipotizzato un modello semplificato, in cui il punzone penetrante viene ridotto a una parete orizzontale di lunghezza 4,95 cm, corrispondente diametro della punta usata nella prova CBR, e caratterizzata da rigidità normali e tangenziali elevate, dell'ordine di 10^{50} N/m.

La Figura 2.13 rappresenta il modello numerico al termine della prova: come si può facilmente notare, l'ipotesi sulla piastra di carico risulta eccessivamente semplificativa e non porta alla corretta modellazione del comportamento della terra in esame. Osservando la figura si evidenzia, infatti, un netto rifluimento ai lati della piastra di carico, che durante la prova reale viene impedito dagli anelli di piombo rappresentanti il peso della pavimentazione sovrastante. Quanto emerso viene confermato anche dal grafico carico/cedimento (Figura 2.14), in cui si osserva come nella prima parte del test la modellazione numerica sia rappresentativa della prova reale, mentre nella seconda parte la curva fornita da PFC si discosta notevolmente da quella reale: in altre parole, la terra sottoposta al carico della piastra non è vincolata dalla pavimentazione sovrastante, ma di fatto le ball riescono a variare la loro posizione, assumendone una più favorevole (rifluimento laterale), che consente di portare una maggiore percentuale di carico.

Ciò ha portato ad una modellazione più accurata del castello di prova: il punzone costituito da un semplice wall è stata dunque sostituita da un elemento

bidimensionale, formato da 4 wall disposti a formare un rettangolo. Altri due rettangoli sono stati posizionati a fianco del punzone di carico a rappresentare gli anelli di piombo laterali. Infine, i 3 rettangoli sono stati riempiti con 4 elementi ball ciascuno, in modo da poter conferire loro un determinato peso ed evitare che le ball del provino di terra penetrino all'interno degli anelli.

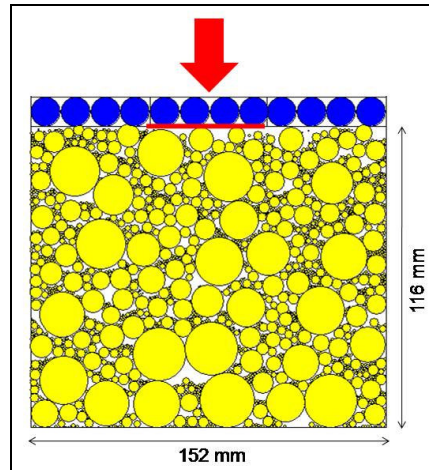


Figura 2.15 – simulazione prova CBR: inizio test (in blu le piastre di carico)

Le ball delle piastre di carico, dovendo rappresentare un materiale metallico, rigido e indeformabile, sono state dotate di legami tipo “contact bond”, con elevati valori (5×10^5 N) di rigidzze di legame normale (n_bond) e tangenziale (s_bond). In questo procedimento è indispensabile definire con esattezza le ball oggetto di variazioni di proprietà per evitare che, accidentalmente, le nuove proprietà imposte vengano attribuite a tutte le ball del modello.

La Tabella 2.8 riassume le caratteristiche attribuite alle piastre di carico, mentre la Figura 2.15 mostra il provino predisposto per l’inizio del test.

Elementi wall e ball del punzone centrale sono soggetti alla medesima velocità, mentre gli elementi laterali sono vincolati a mantenere la posizione iniziale tramite il comando “fix”.

Tabella 2.8 – caratteristiche delle piastre di carico

Caratteristica	valore	u.m.
Kn (wall)	1×10^{50}	N/m
Ks (wall)	1×10^{50}	N/m
Kn (ball)	1×10^{20}	N/m
Ks (ball)	1×10^{20}	N/m
Nbond (ball)	5×10^7	N
Sbond (ball)	5×10^7	N
Coefficiente di attrito interparticellare	0.5	-

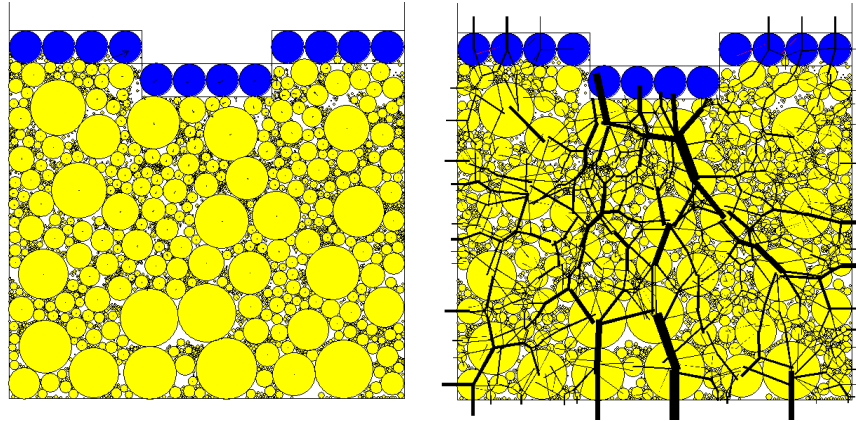


Figura 2.16 – prova CBR: vettori velocità (sinistra) e forze di contatto(destra) a fine test

La Figura 2.16 mostra il provino alla fine del test: è immediato osservare la corretta modellazione del comportamento del terreno che, a causa della presenza degli elementi laterali di confinamento non può rifluire, mentre tende invece a compattarsi maggiormente. La figura di sinistra riporta, infatti, i vettori velocità delle singole ball, che tendono a spostarsi lateralmente a causa della penetrazione del punzone nel provino. La figura di destra, invece, mostra la nuova distribuzione delle forze di contatto, maggiori in corrispondenza del punzone di carico. Quanto osservato viene confermato anche dall'andamento dell'addensamento nel corso della prova, riportato in Figura 2.18 con riferimento ai cerchi di misura riportati in Figura 2.17.

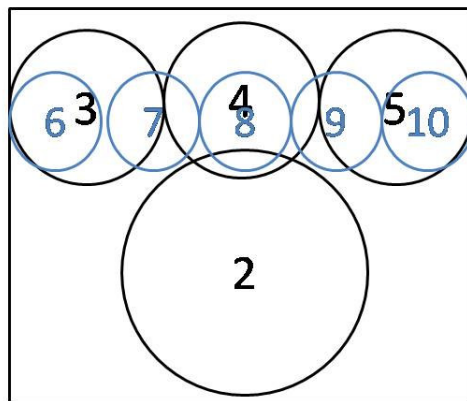


Figura 2.17 – cerchi di misura utilizzati durante la prova CBR

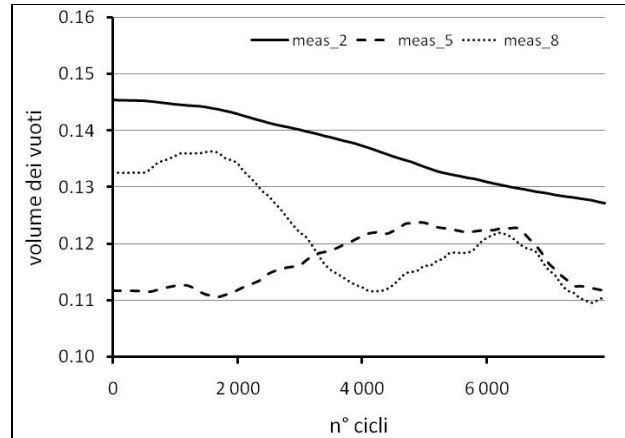


Figura 2.18 – andamento dell'addensamento all'interno del modello numerico durante la prova CBR

In particolare il cerchio di misura n° 2, posizionato al centro del modello, presenta un addensamento crescente nel tempo: si osserva che la sua posizione rimane di fatto indisturbata dalla presenza del punzone di carico e pertanto le particelle all'interno del cerchio subiscono una semplice compressione che va a ridurre il volume dei vuoti interparticellari.

Diverso invece il discorso relativo ai cerchi di misura n° 5 e 8. Il primo, cerchio di misura n° 5, è posizionato a lato del punzone di carico, sotto all'anello di contenimento: in questo punto del modello, le ball inizialmente mantengono il volume dei vuoti iniziale, in quanto il punzone penetra loro accanto, lasciandole indisturbate. In un secondo tempo, le ball posizionate sotto al punzone di carico, in corrispondenza del cerchio di misura n° 8, subiscono, a causa della compressione, uno spostamento verso il basso, lasciando libero uno spazio che viene colmato dagli elementi laterali. Questi ultimi, spostandosi verso il centro, sono la causa della diminuzione dell'addensamento in corrispondenza del cerchio di misura n° 5.

In ultimo, una volta verificato il comportamento qualitativo del modello presentato, per arrivare a una corretta simulazione analitica della prova ed ottenere il confronto con il test reale anche dal punto di vista quantitativo, è stato necessario calibrare i parametri del modello numerico.

Il risultato finale, che fornisce un'ottima rispondenza alla prova sperimentale, come evidenziato in Figura 2.19, è stato conseguito applicando i valori in Tabella 2.9, in cui si osserva che le rigidità degli elementi ball, normali e tangenziali sono dello stesso ordine di grandezza, pari la prima a 2.9×10^7 N/m e la seconda a 3.0×10^7 N/m.

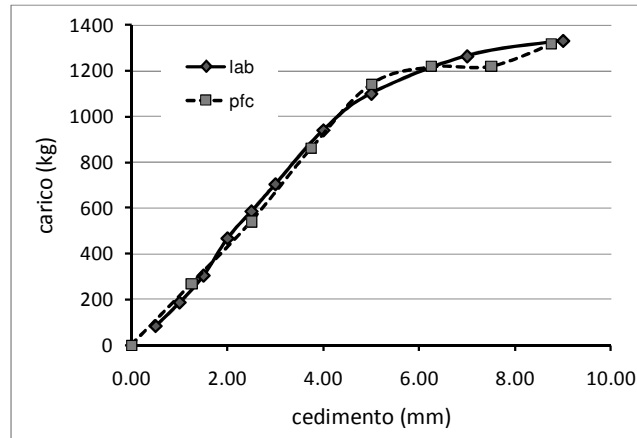


Figura 2.19 – prova CBR: confronto tra dati sperimentali e modellazione numerica

Tabella 2.9 – prova CBR: parametri del modello numerico

Parametro	Valore
Kn (N/m)	2.9×10^7
Ks (N/m)	3.0×10^7
Fric (-)	0.36

Il coefficiente di attrito è stato diminuito, rispetto al valore imposto inizialmente, fino a 0.36, garantendo la rispondenza del modello numerico ai dati sperimentali ed evidenziando la maggiore attitudine alla deformazione e allo scorrimento reciproco tra i grani del campione, una volta innestata la deformazione dello stesso. Si ricorda a tale proposito che l'importanza del ruolo assunto dal coefficiente di attrito è stata più volte dimostrata in letteratura. Diversi autori hanno tentato di definire delle curve in grado di correlare il coefficiente di attrito macroscopico al coefficiente di attrito interparticellare. In particolare, Apuani et al. (2005) hanno effettuato una serie di simulazioni di prova triassiale a diversi valori di μ per verificarne la relazione con l'attrito alla macroscale. Ogni gruppo di simulazioni è stato condotto per diverse pressioni di confinamento in modo da ricavare l'involuppo a rottura del materiale e derivare il corrispondente angolo di attrito macroscopico. La figura seguente (Figura 2.20 - sinistra) mostra la relazione trovata fra attrito macroscopico e microscopico, espresso come $(\phi\mu) \arctan(\mu)$, che evidenzia come al crescere del valore di μ il rapporto fra i due decresca e raggiunga valore unitario per valori attorno a 50° . Tali risultati, che permettono di definire una relazione di potenza fra i due parametri, sono in linea con quanto ottenuto da Herten (1999) e confermano sia la marcata non linearità esistente fra i due parametri, sia l'esistenza di un valore di attrito macroscopico diverso da zero quando quello microscopico è nullo (Kruyt e Rothenburgh, 2004). Risultati analoghi, riportati in Figura 2.20 – destra sono stati conseguiti da Morchen e Waltz (2002).

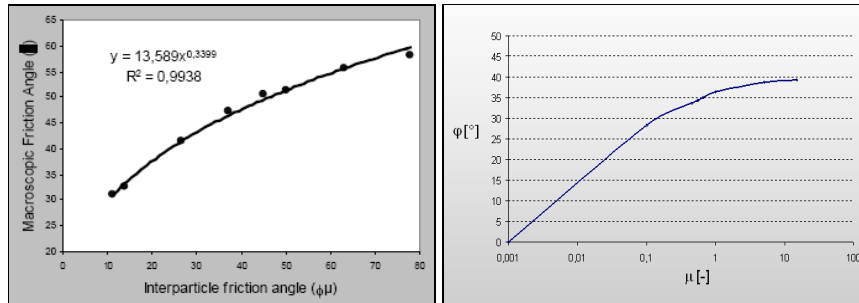


Figura 2.20 – rapporto tra coefficiente di attrito macroscopico e microscopico secondo Appiani (2005)- a sinistra – e Morchen e Waltz (2002)- a destra

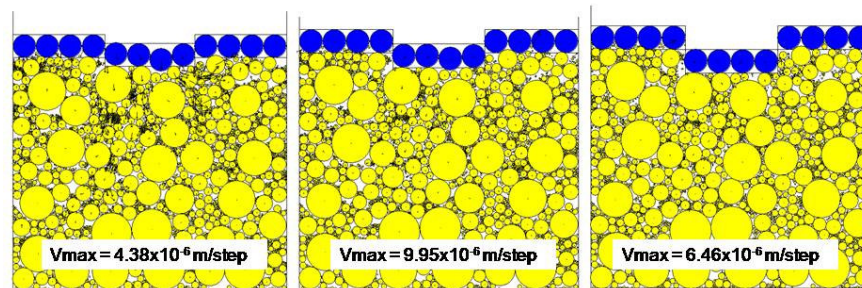


Figura 2.21 – prova CBR: Velocità max. Da sinistra: 3000 step = $4.38 \times 10^{-6} \text{ m/step}$; 5000 step = $9.95 \times 10^{-6} \text{ m/step}$; fine test = $6.46 \times 10^{-6} \text{ m/step}$.

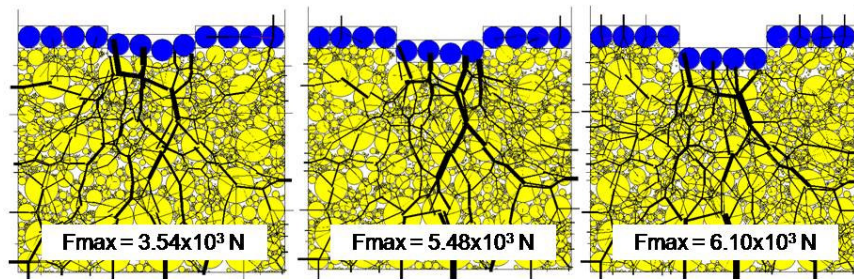


Figura 2.22 – prova CBR: Forza max. Da sinistra: 3000 step = $3.54 \times 10^3 \text{ N}$; 5000 step = $5.48 \times 10^3 \text{ N}$; fine test = $6.10 \times 10^3 \text{ N}$

In Figura 2.21 e Figura 2.22 è riportata infine l'evoluzione del modello nel corso della prova, evidenziando nella prima i vettori velocità attribuiti agli elementi ball in moto verso la successiva condizione di equilibrio, e nella seconda le forze di contatto che si sviluppano all'interno del provino.

2.3. La prova di carico su piastra

Ulteriore analisi svolta riguarda lo studio della prova di carico su piastra, utile per valutare l'applicazione del metodo agli elementi distinti particellari ai materiali granulari e necessaria per confermare la definizione di un modello "robusto" del terreno, che potrà successivamente essere utilizzato per la simulazione della sovrastruttura stradale.

Analogamente a quanto accade nella prova CBR il carico, in questo caso definito da una piastra di acciaio indeformabile, agisce verticalmente sul terreno, con la differenza che, come già anticipato, la prova CBR viene eseguita in laboratorio, mentre la prova di carico su piastra è a scala reale.

La prova di carico su piastra fa riferimento alla metodologia riportata nel Bollettino CNR BU 146/92 "determinazione dei moduli di deformazione M_d e M_d' mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare", in cui il modulo di deformazione viene definito come un misura convenzionale della capacità portante dei terreni di sottofondo, degli strati di rilevato nonché degli strati non legati di fondazione e di base delle pavimentazioni stradali. In termini analitici M_d è dato dal rapporto tra l'incremento di pressione Δp (N/mm²) trasmesso da una piastra circolare rigida del diametro $D = 300$ mm e il corrispondente cedimento Δs (mm) della superficie caricata, il tutto moltiplicato per il diametro della piastra D (mm):

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta s} D \quad (2.8)$$

La prova può essere eseguita a singolo o doppio ciclo di carico: nel secondo caso nel primo ciclo si determina il Modulo di Deformazione M_d convenzionalmente indicativo della portanza, mentre con il secondo ciclo si determina il Modulo di deformazione M_d' , calcolato in analogia a M_d , che consente di valutare, tramite il rapporto M_d/M_d' il grado di costipamento dello strato in esame.

Per l'esecuzione della prova è necessario disporre di un contrasto fisso, che può essere costituito dalla parte posteriore dell'assale di un autocarro già presente in cantiere, su cui gravi un carico almeno doppio di quello massimo da esercitare sulla piastra. Una volta scelto il punto di indagine, la piastra viene posizionata sulla superficie dello strato da valutare, prestando particolare attenzione affinché il contatto sia il più completo possibile, livellando eventuali irregolarità tramite la stesa di un sottile strato di sabbia o altro materiale incoerente. Disposti a 120° sul perimetro della piastra, tre comparatori centesimali misurano il cedimento del terreno. La prova inizia con l'applicazione di un precarico di 0.02 N/mm²: una volta esauriti i cedimenti, ovvero quando la differenza tra due letture consecutive dello stesso comparatore a intervalli di 1 minuto è pari a +/-0.02 mm, si porta il carico a 0.05 N/mm². A seconda della tipologia dello strato in esame vengono quindi applicati i seguenti incrementi di carico, effettuando ogni minuto le letture dei comparatori fino alla stabilizzazione dei cedimenti:

- Terreni di sottofondo e strati di rilevato: incrementi di carico di 0.05 N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0.2 N/mm²;

- Strati di fondazione: incrementi di carico di 0.1 N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0.35 N/mm²;
- Strati di base: incrementi di carico di 0.1 N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0.45 N/mm².

Una volta letto il cedimento relativo al carico massimo si esegue lo scarico fino a 0.050 N/mm² e si rileva il cedimento residuo. Nel caso di secondo ciclo di carico si precede come segue:

- Terreni di sottofondo e strati di rilevato: incrementi di carico di 0.05 N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0.15 N/mm²;
- Strati di fondazione: incrementi di carico di 0.1 N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0.25 N/mm²;
- Strati di base: incrementi di carico di 0.1 N/mm² fino a raggiungere la pressione di 0.35 N/mm².

I moduli di deformazione vengono quindi determinati in relazione ai seguenti intervalli di carico:

- Terreni di sottofondo e strati di rilevato: $\Delta p = \Delta p' = 0.1$ N/mm², calcolato nell'intervallo tra 0.05 N/mm² e 0.15 N/mm²;
- Strati di fondazione: $\Delta p = \Delta p' = 0.1$ N/mm², calcolato nell'intervallo tra 0.15 N/mm² e 0.25 N/mm²;
- Strati di base: $\Delta p = \Delta p' = 0.1$ N/mm², calcolato nell'intervallo tra 0.25 N/mm² e 0.35 N/mm².

Per la valutazione del grado di costipamento si valuta, come già anticipato, il rapporto M_d/M_d' (<1), che risulta tanto più prossimo all'unità quanto migliore è la qualità del costipamento.

2.3.1. Materiali e aspetti sperimentali

Le prove di carico su piastra oggetto di modellazione numerica sono state eseguite lungo un tratto di strada di nuova realizzazione in località Calerno di Sant'Ilario (RE) sull'ultimo strato del rilevato realizzato con terreno stabilizzato a calce (3.0% di Ossido di Calcio puro).

Il trattamento di stabilizzazione a calce di un terra consiste nella intima miscelazione della terra con calce ed eventualmente acqua, in quantità tali da modificarne attraverso reazioni chimico-fisiche le caratteristiche di lavorabilità e di resistenza meccanica in opera, secondo quanto previsto dal Bollettino CNR BU 36/73 "Stabilizzazione delle terre con calce".

Per quanto riguarda il materiale oggetto di studio i dati a disposizione rimandano alle prescrizioni di capitolato. In particolare, la terra viene classificata all'interno dei gruppi A₆/A₇, terre fini plastiche limoargillose, con valori dell'indice plastico normalmente compreso tra 10 e 50 e caratterizzata da una curva granulometrica rientrante all'interno del fuso riportato in Figura 2.23 (B.U. CNR n. 36).

I requisiti chimici e fisici delle calce utilizzabili nei trattamenti delle terre sono indicati nella Tabella 2.10, riportante i valori percentuali in peso.

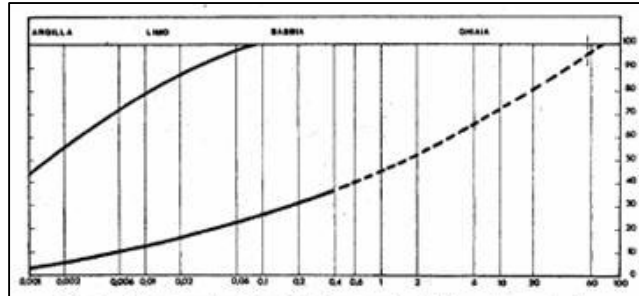


Figura 2.23 – fuso granulometrico delle terre per la stabilizzazione con calce (CNR B.U. 36/73)

Tabella 2.10 – requisiti chimici e fisici della calce

Requisito	Calce Viva	Calce Idrata
CO ₂	< 5%	-
(CaO-MgO) Totali	> 84%	-
Titolo in idrati	-	>85%
SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃ +SO ₃	< 5%	< 5%
Pezzatura	< 2mm	-
Passante al setaccio con luce netta da:	200μm > 90%	90μm > 85%

Il consumo iniziale di calce (CIC) determinato secondo norma ASTM C977-92, ovvero della quantità di calce necessaria per soddisfare le reazioni immediate terra-calce, in relazione alla capacità di scambio cationico dei minerali d'argilla, deve essere maggiore dell'1,5% come verifica di idoneità.

Ai fini della classificazione è stata inoltre eseguita la prova di costipamento Proctor, secondo la CNR 69/73 applicando il metodo di esecuzione AASHO Modificato, con le caratteristiche di compattazione riportate in Tabella 2.11. I risultati della prova sono riportati in Tabella 2.12 e in Figura 2.24.

Tabella 2.11 – caratteristiche di compattazione

N° strati	colpi/strato	M _{pest.} (Kg)	H _{caduta} (cm)	φ _{fust.} (mm)	V _{fust.} (cm ³)
5	25	4.535	45.7	116.4	943

Tabella 2.12 – caratteristiche dell'ottimo Proctor – terra additivata con 3.0% di calce

ottimo Proctor		
umidità di costipamento	W _{opt}	12.72%
peso secco	Y _{gmax}	1.739 g/cm ³ .

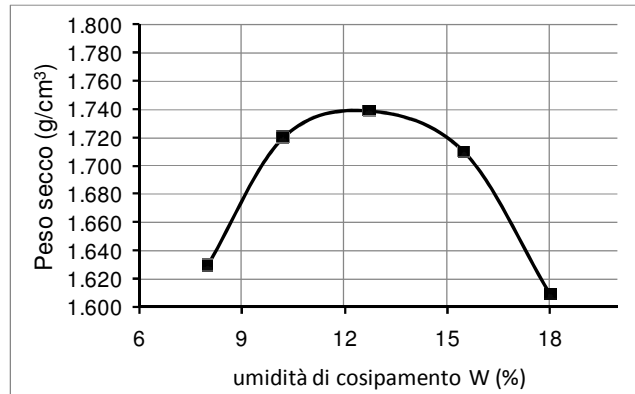


Figura 2.24 – grafico della curva di compattazione – Prova Proctor

Una volta in sito, sono state effettuate tre prove di densità con il metodo del volumometro a sabbia (Figura 2.25), secondo lo standard riportato nel Bollettino CNR BU 22/72, conseguendo i risultati in Tabella 2.13. La media di tali valori, pari a 1.919 kg/dm^3 , verrà utilizzata nella modellazione numerica.

In ultimo sono state eseguite le tre prove di carico su piastra, il cui allestimento è evidenziato in Figura 2.26 e Figura 2.27.



Figura 2.25 – verifica della densità tramite volumometro a sabbia

Tabella 2.13 – risultati della prova di densità in situ

Campione	γ terreno umido (kg/dm ³)	γ terreno secco (kg/dm ³)	Umidità terreno (U%)
1	1.912	1.662	15.1
2	1.919	1.678	14.4
3	1.925	1.701	13.2



Figura 2.26 – prova di carico su piastra: allestimento sperimentale (manometro)



Figura 2.27 – prova di carico su piastra: allestimento sperimentale (castello di prova)

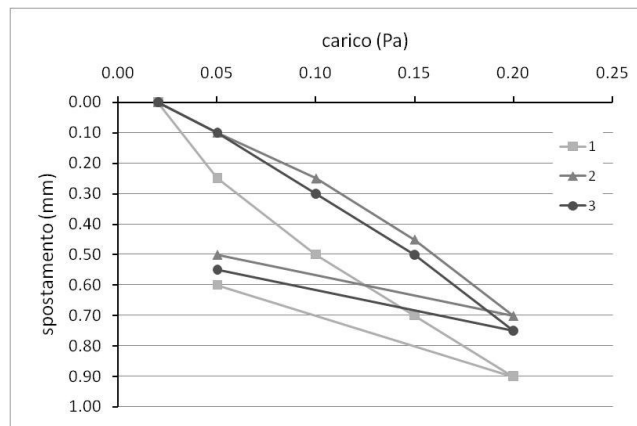


Figura 2.28 – prova di carico su piastra: curva sperimentale carico/cedimento

Tabella 2.14 – prova di carico su piastra: modulo di deformazione (dati sperimentali)

Prova di carico	Modulo di deformazione (0.05-0.15)
1	66.60 N/mmq
2	85.71 N/mmq
3	75.00 N/mmq

La

Tabella 2.14 riporta i valori del modulo di deformazione calcolato per lo strato in esame, mentre la Figura 2.28 mostra il grafico carico/cedimenti che sarà oggetto di modellazione attraverso il codice DEM.

2.3.2. La definizione del modello numerico

Due sono stati i principali problemi affrontati nella modellazione della prova di carico su piastra: la mancanza di curva granulometrica reale e la tipologia di esecuzione della prova, in controllo di carico anziché in controllo di spostamento. La non conoscenza della granulometria reale del terreno è stata bypassata utilizzando una curva granulometrica “standard”, i cui elementi ball rientrano all’interno di un range di diametri definito a priori secondo una distribuzione gaussiana. Questa curva non ha dunque la pretesa di rappresentare ogni singola particella di terreno, ma è in grado comunque di coglierne il comportamento macroscopico, caratterizzato dall’eterogeneità dello stesso.

Accorgimenti di questo tipo sono stati più volte utilizzati in letteratura, ricordando la natura stessa della modellazione numerica, che punta a una schematizzazione della realtà. Secondo Dolezalova et al. (2002), infatti, non si deve confondere il modello micro strutturale “sintetico” con la reale microstruttura del materiale “fisico”: il comportamento meccanico di un modello numerico dipende infatti, oltre che da parametri fisici come la porosità, la granulometria, la rigidità dei contatti e il carico applicato, anche dalla metodologia di generazione del modello stesso, dalle condizioni al contorno attribuite inizialmente, con particolare riguardo allo sforzo isotropico interno e dal modalità numerica di calcolo. Analogamente Calvetti (2003) ricorda come il grado di semplificazione del modello sia strettamente legato alla procedura di calibrazione da utilizzare, ma comunque in grado di fornire risultati adeguati.

A fronte di tale osservazione si è ritenuto opportuno procedere, nel caso in esame, definendo un modello numerico caratterizzato da 500 elementi ball di diametro compreso tra 8.69×10^{-3} m a 1.30×10^{-2} m. Gli elementi ball sono stati inseriti all’interno di un rettangolo di confinamento di larghezza 1.00 e altezza 0.50 m, sufficiente per cogliere l’intero bulbo di pressioni che si sviluppa durante una prova di carico.

Particolare attenzione è stata prestata allo spessore del modello. Si ricorda che la piastra di carico ha forma circolare di diametro 0.30 m, corrispondente ad

un'area di circa 0.070 mq. Lavorando con un codice di calcolo bidimensionale, non è possibile imporre un'impronta di carico circolare, pertanto si è scelto di

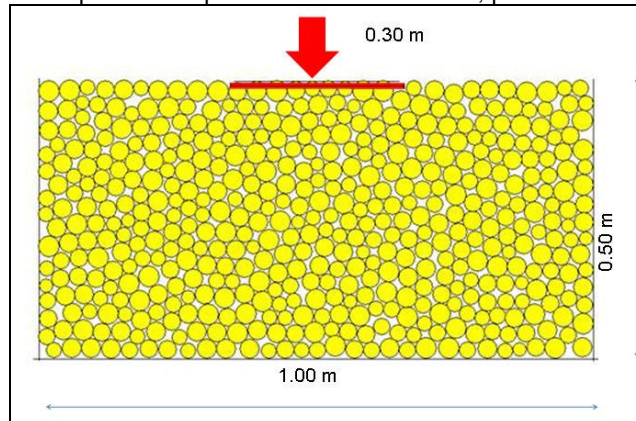


Figura 2.29 – prova di carico su piastra: modello numerico all'inizio del test

mantenere la larghezza della piastra pari a 0.30 m, corrispondente a quella reale, e attribuire uno spessore al modello pari a 0.24 m, in modo che la pressione esercitata dalla piastra di carico, in questo caso ipotizzata rettangolare, sia la stessa di quella reale.

Diretta conseguenza è la scelta del “castello di prova” da impostare nel modello numerico. Si ricorda che la prova reale avviene in controllo di carico, ovvero il carico viene imposto per step successivi. Il software PFC2D consente tre diverse modalità di carico nelle simulazioni numeriche:

- Controllo degli elementi wall: viene imposta la velocità (due componenti traslazionali e una componente rotazionale) agli elementi wall, che si muovono pertanto a velocità costante indipendentemente dalla resistenza delle particelle e degli altri eventuali wall.
- Controllo della forza agente sulle ball: è possibile sostituire gli elementi boundary con un set di forze equivalenti applicate alle particelle posizionate sul contorno del modello. Tali forze possono successivamente essere scalate (aumentate o diminuite) al fine di rappresentare cambiamenti nelle forze di confine.
- Controllo della velocità delle particelle: è possibile definire un set di elementi ball, inizialmente a contatto con un elemento wall che viene successivamente rimosso, a cui attribuire una velocità data.

Delle tre procedure riportate si osserva che la terza non consente di modellare test in controllo di carico ed è pertanto esclusa a priori, mentre la seconda, pur essendo stata utilizzata alcune volte in letteratura (Figura 2.30), è altamente sconsigliata in quanto è imprecisa e può dare problemi di equilibrio.

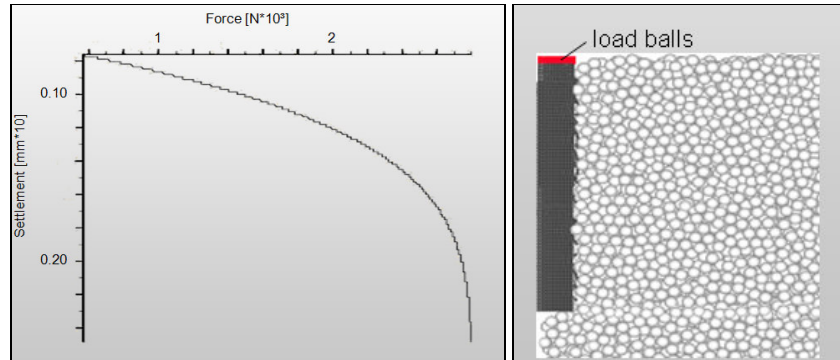


Figura 2.30 – prova di carico su pali – Morchen e Waltz (2002)

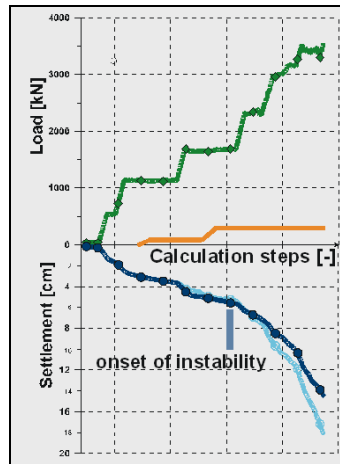


Figura 2.31 – studio della stabilità delle fondazioni a nastro (Konietzky et al., 2002)

La prima procedura indicata è stata pertanto risulta l'unica adattabile alla modellazione di una prova in controllo di carico, attraverso la definizione di un servo-meccanismo che regola la velocità della piastra in modo da garantire lo stato tensionale voluto all'interno del modello. Un riscontro interessante si trova in letteratura, nello studio di Konietzky et al. (2002) sulla stabilità delle fondazioni a nastro, in cui il carico viene attribuito per step successivi, come viene riportato in Figura 2.31.

Nella presente tesi, partendo dagli spunti presenti in letteratura, il modello di carico è stato approfondito per creare condizioni analoghe alla realtà. Una prima funzione fish, definisce le tensioni all'interno del provino, calcolate come la media degli sforzi agenti su ogni coppia di wall opposti. Ad ogni ciclo di carico un'ulteriore subroutine provvede ad azzerare la differenza tra la tensione

misurata all'interno del provino e quella richiesta, determinando la velocità degli elementi wall come:

$$\dot{u}^{(wall)} = G(\sigma^{misurata} - \sigma^{richiesta}) = G \Delta\sigma \quad (2.9)$$

Dove G è il "parametro di guadagno", funzione dell'area A dell'elemento wall, del fattore α di rilassamento, del timestep Δt , del numero di contatti agenti sul wall e della loro rigidità:

$$G = \frac{\alpha A}{k_n^{(wall)} N_c \Delta t} \quad (2.10)$$

Definendo infatti il massimo incremento di forza agente sul wall legata al moto dello stesso wall durante un timestep come

$$\Delta F^{(wall)} = k_n^{(wall)} N_c \dot{u}^{(wall)} \Delta t \quad (2.11)$$

Si ottiene la massima variazione tensionale, semplicemente dividendo l'equazione 2.11 per l'area A.

Per garantire la stabilità del modello, il valore assoluto di tale variazione deve essere inferiore alla differenza tra sforzo misurato e sforzo richiesto tramite appunto il fattore di rilassamento:

$$|\Delta\sigma^{(wall)}| < \alpha |\Delta\sigma| \quad (2.12)$$

Sostituendo quanto ottenuto nelle equazioni precedenti si ottiene pertanto l'equazione che regola la fish in esame:

$$\frac{k_n^{(wall)} N_c G \dot{u}^{(wall)} \Delta t}{A} < \alpha |\Delta\sigma| \quad (2.13)$$

Attraverso questo procedimento iterativo è pertanto possibile imporre una pressione costante sulla piastra di carico e, di conseguenza, sulla superficie del terreno simulato, così come avviene in realtà.

Ulteriore aspetto da analizzare è il passaggio da uno step di carico a quello successivo: nella prova reale il passaggio avviene solo quando la deformazione del terreno si è stabilizzata, ovvero, quando due letture consecutive effettuate sui tre comparatori del castello di prova differiscono per meno di 2 centesimi di millimetro. La medesima condizione è stata imposta anche al modello numerico, ovvero il carico imposto viene mantenuto fintanto che due letture consecutive del cedimento registrato presentano un errore inferiore al valore imposto dalla normativa.

La Tabella 2.15 riporta gli step di carico imposti nella modellazione in esame, ricordando che si fa riferimento ad una prova ad un unico ciclo di carico. Si osserva che, per evitare che il modello numerico del terreno venga assoggettato improvvisamente ad una pressione eccessiva è stato aggiunto uno step di precarico, pari rispettivamente a 2×10^4 N/mq.

Tabella 2.15 – prova di carico su piastra: step di carico

Step di carico PFC	Pressione (N/mq)
Precarico numerico	2×10^4
1	5×10^4
2	1×10^5
3	1.5×10^5
4	2×10^5
Scarico	5×10^4

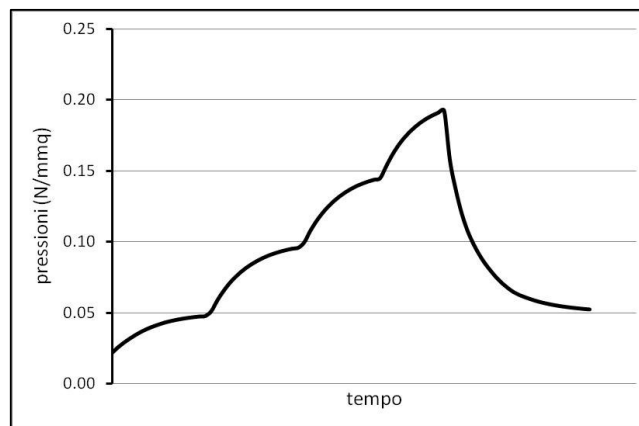


Figura 2.32 – prova di carico su piastra: step di carico

Passaggio successivo riguarda la calibratura del modello numerico.

La deformabilità di un materiale granulare non cementato è infatti principalmente descritta dai valori di rigidità (normale, k_n , e di taglio, k_s) delle singole particelle che lo compongono. Al fine di ridurre il numero di variabili da determinare e data la scarsa conoscenza del materiale in esame, si è considerata in questo studio l'uguaglianza tra k_n e k_s (McGuire e Gallagher, 1979). Tale ipotesi è stata assunta anche da Apuani et al. (2002) nella modellazione numerica dei depositi della Sciera del Fuoco, in cui l'analisi dei risultati conseguiti ha mostrato come la variazione della rigidità influenzi principalmente il comportamento del materiale pre-rottura nella fase di deformazione elastica ma anche, seppur in misura minore, il valore di resistenza al taglio di picco.

In particolare, nello studio di seguito proposto, l'analisi di sensitività è stata compiuta facendo variare inizialmente il valore della rigidità fino ad ottenere l'andamento della curva sforzo-deformazione che meglio approssimasse quello sperimentale. Al fine di conseguire un risultato soddisfacente, si è osservato che la sola caratterizzazione mediante i parametri di rigidezza k_n e k_s non è sufficiente, in quanto la compattazione del terreno attribuisce al materiale stesso un comportamento più complesso. Inoltre, alcuni autori, tra cui Dolezalova et al. (2002), hanno osservato che la caratterizzazione del materiale è direttamente

influenzata da alcuni aspetti metodologici attribuiti attraverso il file di input, tra cui la velocità della piastra di carico. Tale problema viene parzialmente risolto dall'introduzione di un legame di contatto (contact-bond) che limita la rotazione interparticellare degli elementi ball.

Al termine della procedura di calibrazione, il modello è caratterizzato dai parametri riportati in Tabella 2.16, in cui si osserva come i legami di contatto siano differenti nella fase di carico e scarico in quanto durante la fase di carico avviene un'ulteriore compattazione del terreno.

Tabella 2.16 – prova di carico su piastra: parametri del modello numerico

Parametro	Valore
kn (N/m)	1×10^9
ks (N/m)	1×10^9
Fric (-)	0.75
n_bond = s_bond (carico)	2×10^5
n_bond = s_bond (scarico)	6.3×10^3

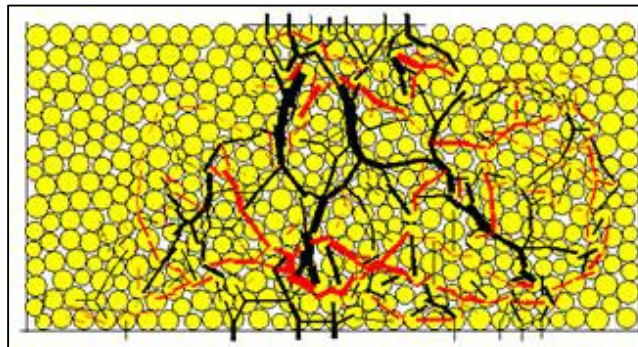


Figura 2.33 – prova di carico su piastra: modello al termine del ciclo di carico

La Figura 2.33 riporta il modello numerico al termine del ciclo di carico: si evidenzia la distribuzione interna delle forze di contatto, di compressione in nero e di trazione in rosso, disposte secondo il ben noto bulbo di pressioni teorico.

Infine, in Figura 2.34 è riportato il grafico carico/cedimento del terreno, in cui sono indicate in grigio le curve sperimentali e in nero la curva relativa al modello numerico. Si osserva che, mentre la curva relativa alla fase di carico ottenuta dal modello numerico cade esattamente all'interno dell'involucro dei dati sperimentali, il tratto di scarico segue il percorso indicato dal tratteggio, ovvero a fronte di una repentina diminuzione di carico, il cedimento rimane inizialmente invariato, per poi convergere nel punto finale, coerentemente con i dati sperimentali. Questo può essere spiegato considerando che il modello numerico, procedendo secondo una sequenza di stati di equilibrio, necessita di alcuni cicli di assestamento per raggiungere la nuova configurazione richiesta: si osserva sperimentalmente, infatti, che andando a spezzare lo scarico in due trince

consecutive, il tratto orizzontale in cui il cedimento rimane costante diminuisce. Inoltre, è bene ricordare che, anche dal punto di vista sperimentale, non si ha la certezza dell'esatto comportamento del terreno, in quanto la prova prevede semplicemente di unire tramite una retta il punto finale raggiunto durante il ciclo di carico, con il punto raggiunto al termine dello scarico, senza dare riferimenti su quanto accade nel tratto intermedio.

A fronte di ciò, l'analisi dei dati evidenzia un'ottima rispondenza del modello numerico alla realtà sperimentale.

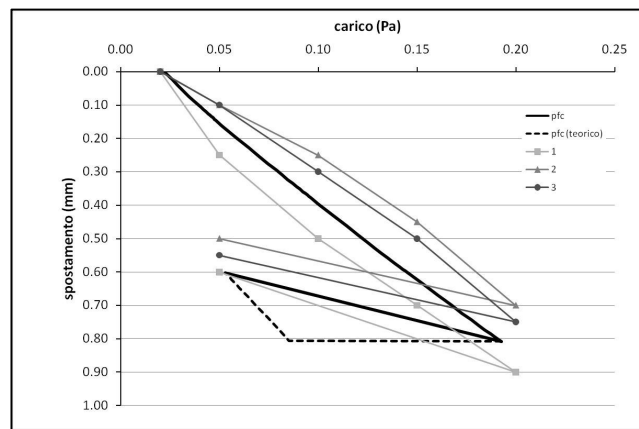


Figura 2.34 – prova di carico: confronto dati sperimentali e numerici

2.4. Conclusioni

L'analisi effettuata nel presente capitolo ha confermato l'adattabilità della modellazione agli elementi distinti particellari materiali granulari non legati, per altro già evidenziata in letteratura.

Aspetto peculiare emerso nel corso dello studio riguarda la definizione stessa del modello numerico e in particolare la distribuzione degli elementi ball che lo costituiscono.

Interessante è stata a tal proposito la simulazione della granumoletria utilizzata nella prova CBR, che consente di garantire una valida rappresentazione della realtà a fronte di un onere computazionale ragionevole.

Tuttavia, i risultati ottenuti nella simulazione della prova di carico su piastra dimostrano come non sia strettamente necessario definire l'esatta matrice litica del materiale, in quanto il codice di calcolo, per la sua stessa definizione, consente di considerare comunque la natura eterogenea della materia. La scelta tra i due approcci è ovviamente influenzata, oltre che dai reali dati a disposizione, dalla scala di osservazione del fenomeno simulato: più il fenomeno è localizzato,

maggiore sarà la precisione richiesta nella sua modellazione e, di conseguenza, maggiore sarà la scala di definizione della distribuzione granulometrica degli elementi. Quando l'indagine si sposta ad un dettaglio inferiore o i dati a disposizione non sono sufficienti, le simulazioni eseguite permettono di affermare che il codice consente comunque di ottenere dati attendibili. Si osserva infatti che, come ricordato da Dolezalova et al. (2002), non si deve confondere il modello micro strutturale "sintetico" con la reale microstruttura del materiale "fisico", in quanto il comportamento meccanico di un modello numerico dipende, oltre che da parametri fisici come la porosità, la granulometria, la rigidità dei contatti e il carico applicato, anche dalla metodologia di generazione del modello stesso nonché dalle condizioni al contorno attribuite inizialmente.

In secondo luogo, particolare attenzione è stata prestata alla caratterizzazione iniziale dei modelli numerici, osservando che sono sufficienti semplici verifiche quali l'attribuzione della sola forza di gravità e l'analisi delle forze interne di contatto, per ottenere una prima conferma della bontà del modello realizzato.

Rilevante è stato, infine, lo studio dei legami costitutivi caratterizzanti i materiali oggetto di studio. Per quanto riguarda i materiali granulari, in particolare, si è verificato come sia principalmente sufficiente definire le rigidità dei singoli elementi, parametri che rimangono costanti per tutta la durata del test. Nella simulazione della sola prova di carico su piastra è stato, inoltre, necessario il ricorso alla definizione di legami di contatto tra le particelle, volti a rappresentare l'aspetto relativo alla compattazione del terreno oggetto di indagine. Tale accorgimento consente di raggiungere risultati numerici perfettamente confrontabili con quelli reali.

Capitolo 3

I materiali legati con bitume: il ruolo del legante nel conglomerato bituminoso

3.1. Introduzione

Una volta analizzato il contesto dei materiali granulari, la ricerca ha posto l'attenzione sui materiali stradali legati, analizzando in primo luogo il conglomerato bituminoso, materiale principe nell'ambito delle infrastrutture.

Il conglomerato bituminoso è, come noto, un materiale composito ed eterogeneo, il cui comportamento meccanico è fortemente influenzato dalle proprietà dei suoi costituenti: per questo motivo, spesso, l'approccio tradizionale di tipo macroscopico non è sufficiente a cogliere la natura intrinseca del materiale e il suo comportamento meccanico. A questo proposito risulta particolarmente interessante la modellazione tramite un codice di calcolo in grado di cogliere l'eterogeneità del materiale stesso e rappresentare il comportamento macroscopico tramite la sua analisi microscopica.

Ulteriore elemento di approfondimento è il legante stesso e il ruolo che esso assume all'interno della miscela. Si osserva infatti che con l'introduzione dei bitumi modificati la qualificazione dei leganti basata sulle prove di tipo empirico non risulta più sufficiente, in quanto non è in grado di discriminare preventivamente ed in modo chiaro bitumi che nella pratica realizzativa ed in opera risultano sostanzialmente diversi e con prestazioni non sempre coerenti con le applicazioni cui sono destinati. Per questa ragione, le normative sui bitumi, sia tradizionali sia modificati con polimeri, si stanno evolvendo verso la definizione di parametri prestazionali con lo scopo di una migliore stima del comportamento del legante nelle applicazioni stradali. Questa concezione è basata in gran parte sugli studi definiti da tempo nell'ambito del programma americano di ricerca SHRP (Strategic Highway Research Program), in cui il tipo di legante all'interno di una pavimentazione stradale è espressamente associato alle proprie caratteristiche in termini di suscettibilità all'ormaiamento, nonché resistenza alla fatica ed alle sollecitazioni termiche.

In questo ambito è stato pertanto ritenuto opportuno approfondire la caratterizzazione meccanica di conglomerati bituminosi proponendo espliciti confronti fra l'impiego di bitumi tradizionali e bitumi modificati.

Si ricorda a tale proposito che la resistenza e, più in generale, le prestazioni di un conglomerato bituminoso scaturiscono sempre dall'unione di diversi fattori fra i quali assumono una notevole rilevanza la natura e la composizione della matrice litica nonché la tipologia ed il dosaggio del legante.

Il caso di studio presentato nel corso della tesi propone pertanto un confronto esplicito fra conglomerati bituminosi dove l'unica variabile rispetto a tutti i restanti parametri progettuali è proprio il tipo di bitume. Nel seguito quindi si riporta l'analisi di due miscele confezionate con bitume tradizionale tal quale e bitume modificato di tipo hard (con polimeri elastomeri SBS) nelle condizioni di:

- identica composizione granulometrica, riconducibile ad un assortimento previsto per un conglomerato chiuso per strati di usura tipo ANAS;
- identico processo di miscelazione, attraverso l'uso di un impianto di tipo discontinuo di moderna concezione;
- identica tecnica di confezionamento dei campioni di prova, alla temperatura di equiviscosità del legante, attraverso l'uso sia di una pressa a taglio giroscopica sia di un compattatore Marshall, di un apposito compattatore pesante progettato e costruito presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Parma per provini prismatici.

Tali miscele sono state preventivamente analizzate per via sperimentale al fine di ottenere un'approfondita caratterizzazione dal punto di vista chimico, fisico e meccanico, come meglio descritto nei paragrafi successivi.

Successivamente sono stati modellati attraverso il codice DEM due test ritenuti significativi del comportamento del materiale, indagando dal punto di vista numerico il legame viscoelastico che caratterizza le miscele.

3.2. Materiali e analisi sperimentale

I conglomerati, confezionati presso l'impresa Società Industria Pietrisco S.I.P. S.p.A. di Madregolo di Collecchio (PR), subito a valle dell'impianto sono stati sottoposti a controllo qualità in termini di costanza dell'assortimento granulometrico, dosaggio di bitume, temperatura all'uscita della tramoggia.



Figura 3.1 – prelievo dei materiali

Inizialmente le indagini sono state concentrate sui singoli componenti della miscela, aggregati e legante, per poi passare in un secondo tempo allo studio del conglomerato nel suo insieme.

Alla base del confronto tra le due miscele ricade l'ipotesi secondo cui le miscele differiscano per la sola qualità di legante bituminoso utilizzato: aspetto essenziale è stato pertanto la verifica dell'assortimento granulometrico. La curva granulometrica di progetto è riconducibile alla curva di centro fuso del capitolato ANAS di riferimento, ovvero strato di usura 1° categoria. La setacciatura eseguita, i cui risultati sono riportati in Figura 3.2.

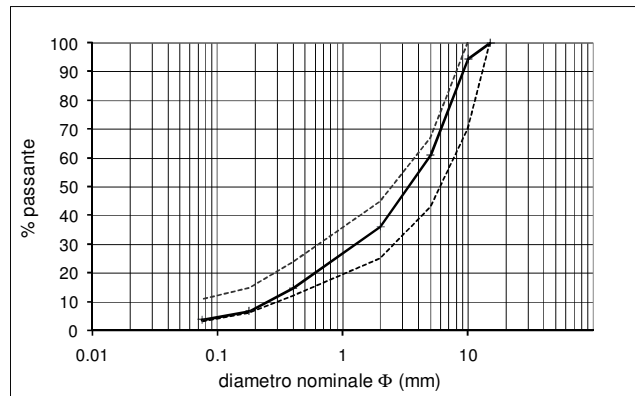


Figura 3.2 – Curva granulometrica – conglomerato naturale e modificato

Tabella 3.1 – determinazione del materiale da frantumazione

CONGLOMERATO	TAL QUALE	HARD
tara (g)	3.03	3.03
aggregati con sup. tondeggianti + tara (g)	34.13	21.18
aggregati con sup. spigolosa + tara (g)	148.29	121.09
aggregati con sup. tondeggianti (g)	31.10	18.15
aggregati con sup. spigolosa (g)	145.26	118.06
peso totale aggregati (g)	176.36	136.21
% MAT. DA FRANTUMAZIONE	17.63	13.33

Successivamente l'analisi visiva effettuata sugli aggregati lapidei sciolti mostrano che gli stessi, nelle frazioni delle graniglie e dei pietrischetti risultano frantumati e prevalentemente di natura basaltica (Tabella 3.1). Le sabbie e le frazioni fini rispondono ai necessari criteri di accettazione in termini di pulizia e di natura mineralogica.

L'analisi chimica sulla frazione trattenuta al setaccio 0.180 mm, ha inoltre permesso di distinguere in termini percentuali gli inerti di origine carbonatica da quelli di origine silicea, sfruttando l'ossidazione dei carbonati da parte dell'acido cloridrico. I risultati, riportati in Tabella 3.2, lasciano supporre la presenza di una correzione granulometrica con calcari, confermata dall'analisi visiva degli aggregati, in particolare:

- per la frazione 10 mm nel conglomerato Tal Quale;
- per la frazione 5 mm nel conglomerato Hard.

Tabella 3.2 – Determinazione della percentuale di Carbonati

Campione	Tara (g)	Peso Lordo iniziale (g)	Peso Lordo finale (g)	% carbonati
TAL QUALE	264.5	582.73	524.85	18.19
HARD	143.42	354.64	335.84	8.90

Infine, il peso specifico degli aggregati è stato determinato attraverso il metodo del picnometro secondo quanto previsto dal Bollettino CNR BU 63/78 sull'intera frazione litica, comprensiva di filler. La Tabella 3.3 riassume i risultati ottenuti.

Tabella 3.3 - peso specifico degli aggregati: conglomerato Tal Quale e modificato Hard

Peso Specifico Aggregati – Prove Effettuate				
Conglomerato			TAL QUALE	HARD
Ripetizione			1/1	1/1
Data			13/06/2005	16/06/2005
Temperatura acqua	T1	°C	22.8	21.8
Peso Specifico Acqua - temp. T1	γ_w	g/cm ³	0.997608	0.997844
Peso Inerte (secco)	P1	g	252.47	307.14
Peso Picnometro + Acqua (T1)	P2	g	1329.25	1328.37
Peso Picnometro + Acqua +Inerti	P3	g	1488.43	1521.81
Volume Inerti	$V1 = (P1+P2)-P3$	g/cm ³	93.29	113.70
PESO SPECIFICO	$(P1/V1) * \gamma_w$	g/cm ³	2.700	2.695

Passo successivo è stato lo studio dei leganti, provenienti entrambi dalla raffineria Eni R&M di Livorno e sinteticamente descritti dai parametri convenzionali e prestazionali riportati in Tabella 3.4. Il bitume modificato (AGIP ELIFLEX HD) è stato prodotto con polimero SBS radiale, secondo una tecnologia brevettata.

La Tabella 3.5 riassume, inoltre, i risultati delle prove eseguite per il calcolo della Percentuale di bitume, secondo la procedura indicata dalla norma CNR BU 38/73.

Tabella 3.4 – Bitumi impiegati nell'indagine sperimentale.

Caratteristiche \ Bitume	AGIP Tradizionale B 50/70	AGIP ELIFLEX Modificato HD PMB 50/70 – 84
Penetrazione a 25 °C (dmm)	60	50
Palla Anello (°C)	49.6	84.0
Indice di penetrazione	- 0.9	+ 4.8
Punto di rottura Fraass (°C)	-12	-16
Volatilità dopo RTFOT	<0.1 %	<0.1 %
Penetrazione dopo RTFOT	55 %	72 %
ΔT_{PA} dopo RTFOT (°C)	6.4	2.5
Infiammabilità (°C)	286	340
Viscosità a 160 °C (Pa·s)	0.12	0.63
Duttilità a 25 °C (cm)	>100	>100
Ritorno Elastico	-	92 %
Performance Grade (°C)	64/-22	82/-22

Tabella 3.5 – Calcolo della percentuale di bitume delle miscele

Percentuale Di Bitume – Prove Effettuate				
Conglomerato	TAL QUALE		HARD	
Ripetizione	1/2	2/2	1/2	2/2
Peso cestello vuoto (g)	201.30	153.74	202.87	203.77
Peso cestello + congl. (g)	1106.67	826.66	1007.91	1233.71
Peso cestello + inerti puliti (g)	1036.50	778.73	945.32	1149.02
peso inerti puliti (g)	835.20	624.99	742.45	945.25
Peso della prov. centrifuga vuota (g)	259.44	266.09	259.44	266.09
Peso della provetta con filler dopo essiccazione (g)	278.98	276.50	276.11	293.47
Peso filler (g)	19.54	10.41	16.67	27.38
Peso totale aggregati (g)	854.74	635.40	759.12	972.63
Peso del bitume (g)	50.63	37.52	45.92	57.31
% bitume riferita agli inerti	5.92	5.90	6.05	5.89
% di bitume riferita al congl.	5.59	5.58	5.70	5.56
MEDIA				
% bitume riferita agli inerti	5.91		5.97	
% di bitume riferita al congl.	5.58		5.63	

3.2.1. Lo studio delle curve di addensamento

Una volta terminata l'analisi dei singoli componenti, si è passati allo studio delle miscele, valutando innanzi tutto due parametri utili per la caratterizzazione del conglomerato bituminoso in fase di posa in opera e di potenziale post-compattazione indotta dal traffico veicolare (Santagata et al., 1997): lavorabilità e addensabilità, elementi alla base dei criteri di dimensionamento volumetrico delle miscele stesse. Tali parametri sono stati studiati durante la fase di confezionamento dei provini mediante compattazione giratoria, determinando le curve di addensamento delle due miscele testate.

È bene ricordare che la tecnica giratoria simula meglio l'effetto del rullo compattatore in opera rispetto al metodo basato sul compattatore Marshall. Una tecnica di compattazione ad impatto come quella contemplata dalla procedura Marshall, infatti, ha l'effetto di avvicinare le particelle di aggregato, ma non di orientarle in modo tale da rendere il mutuo incastro dei granuli (ingranamento) efficace ai fini della stabilità. Inoltre, proprio in quanto metodologia di impatto, provoca una potenziale rottura degli aggregati grossi, causando di fatto una possibile variazione della composizione granulometrica. Al contrario i compattatori giroscopici a taglio sono apparecchiature che consentono di

preparare in laboratorio campioni cilindrici di conglomerato bituminoso aventi caratteristiche di addensamento e di distribuzione interna dei granuli molto simili a quelle ottenute in situ, mediante la compattazione dei rulli di cantiere. Il conglomerato bituminoso collocato all'interno della fustella è sottoposto a una pressione di consolidamento verticale uniforme (600 kPa), la cui direzione di applicazione risulta inclinata rispetto all'asse della fustella ($1,25^\circ$).

Simultaneamente, durante il processo di compattazione, la fustella ruota attorno al proprio asse ad una velocità costante prefissata (30 rpm). Nel corso della compattazione dei campioni sono state registrate le altezze relative ad ogni giro compiuto dalla fustella attorno al suo asse, valori che permettono di conoscere il volume del conglomerato all'interno della fustella al variare del tempo di compattazione. L'addensamento è stato spinto fino a 250 giri.

Al fine di determinare i parametri di addensabilità e lavorabilità della miscela è necessario determinare preliminarmente due grandezze:

- G_{mm} - densità teorica massima della miscela: è dato dal rapporto tra il peso di conglomerato sciolto e il relativo volume ed esprime il massimo addensamento cui può teoricamente tendere una miscela di aggregati e bitume (ASTM D2041-94 "Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures");
- G_{mb} - peso specifico del conglomerato bituminoso compattato: è dato dal rapporto tra peso di conglomerato compattato e il relativo volume, costituito dal volume della parte solida (aggregati + bitume) e dal volume dei vuoti occupati da aria ed è ottenuto in continuo durante la compattazione (ASTM D 2726-93a: "Standard test method for bulk specific gravity and density of compacted bituminous mixtures").

In particolare, la determinazione del G_{mm} è stata eseguita applicando il metodo del picnometro: il campione di conglomerato raffreddato a temperatura ambiente e separato manualmente nei singoli granuli rivestiti da bitume, è introdotto in un picnometro con acqua distillata, mediante il quale è possibile rimuovere l'aria intrappolata tra i granuli attraverso l'uso di una pompa a vuoto (Figura 3.3).

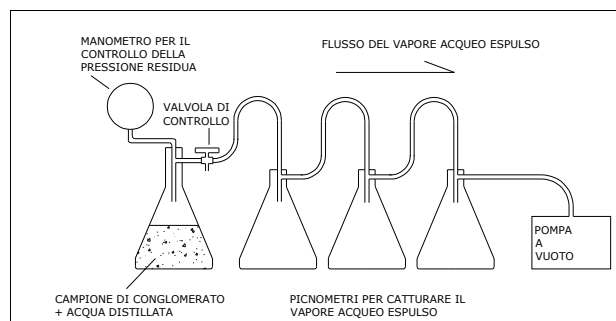


Figura 3.3 – Schema dell'allestimento di laboratorio per la determinazione di G_{mm} .

Tabella 3.6 – Calcolo della densità teorica massima

Peso specifico conglomerato sciolto (Gmm) – Prove Effettuate					
Conglomerato	HARD		TAL QUALE		
Ripetizione	1/2	2/2	1/3	2/3	3/3
Peso inerte secco (g) – P1	244.08	254.33	243.82	222.87	197.25
Temperatura acqua (°C) – T1	23.2	22.6	22.0	20.8	21.4
Peso picnometro + acqua (g) – P2	1822.02	1822.86	1822.31	1821.77	1821.23
Peso picnometro + acqua + aggregati (g) – P3	1967.46	1973.03	1964.25	1952.40	1938.09
Volume inerti (g/cm ³) - (P1+P2)-P3	98.64	104.16	101.88	92.24	80.39
Peso specifico acqua @ T1 (g/cm ³)	0.99751	0.99765	0.9978	0.99806	0.99793
Peso specifico (g/cm ³) – P1/V1*γ _w	2.468	2.440	2.39	2.41	2.449
MEDIA	2.45		2.42		

Per quanto riguarda la densità teorica massima, i valori ottenuti per le due miscele testate sono i seguenti (Tabella 3.6):

- G_{mm} del conglomerato con bitume tal quale: 2.42 g/cm³
- G_{mm} del conglomerato con bitume modificato hard: 2.45 g/cm³

Noti G_{mm} e G_{mb} si può rappresentare la curva di addensamento in un grafico avente in ascissa il numero di giri di compattazione N in scala logaritmica ed, in ordinata, la percentuale di densità massima teorica (%G_{mm}) raggiunta dal campione ad ogni giro della pressa. La relazione è la seguente:

$$(\%G_{mm})_n = \frac{(G_{mb})_n}{G_{mm}} \quad (3-1)$$

La curva di addensamento che si ottiene è una retta caratterizzata dall'intercetta %G_{mm,1}, indicativa del grado di addensabilità della miscela al primo giro della pressa (self-compaction), e dal coefficiente angolare k, rappresentativo della lavorabilità del conglomerato. L'equazione formale è la seguente:

$$\%G_{mm} = \%G_{mm,1} + k \cdot \ln(N) \quad (3-2)$$

Il conglomerato bituminoso realizzato con bitume modificato di tipo hard presenta una migliore self-compaction mentre, come lecito attendersi, la lavorabilità risulta maggiormente condizionata dalla presenza di gradienti termici.

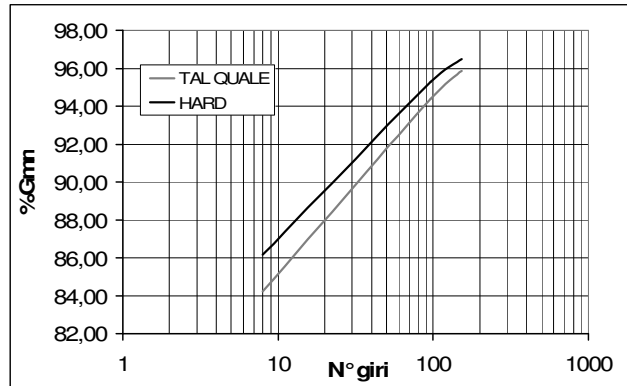


Figura 3.4 – Curve di addensamento, confronto fra conglomerati.

Tabella 3.7 – Dati per il calcolo delle curve di addensamento

Conglomerato	TAL QUALE		HARD	
	N°giri	%Gmm	%Gmm	%Gmm
Ripetizione	1/2	2/2	1/2	2/2
8	84.42	84.03	85.98	86.33
96	94.54	94.21	95.12	95.47
152	96.10	95.66	96.29	96.65

Tabella 3.8 – Parametri di self-compaction e pendenza delle curve di addensamento

	TAL QUALE	HARD
%Gmm,1	75.94	78.79
K	3.99	3.56

3.2.2. Caratterizzazione meccanica tradizionale: le prove di modulo complesso e di trazione indiretta

Le due miscele sono state inizialmente testate in termini di Modulo Complesso e Trazione Indiretta, procedendo con una caratterizzazione meccanica tradizionale dei due materiali, al fine di valutare l'influenza del bitume modificato nel comportamento dell'intero conglomerato.

Il modulo complesso e l'angolo di fase dei due conglomerati sono stati determinati secondo la norma ASTM D 3497 nelle seguenti condizioni di prova:

- Temperatura: 5°, 25°, 40° C;
- Frequenza: 1, 4, 10, 16 Hz.

Al fine di incrementare la ripetibilità dei valori ottenuti nel corso della ricerca, le prove sono state condotte su 6 provini di conglomerato con bitume tal quale e su 6 provini di conglomerato con bitume modificato hard. Tutti i provini sono stati confezionati mediante compattazione giroscopica a 100 giri.



Figura 3.5 – Allestimento delle prove di modulo complesso e angolo di fase.

Tabella 3.9 – Modulo complesso e angolo di fase per conglomerato naturale

E^*	5 °C	25 °C	40 °C
1Hz	1.47E+10	4.36E+09	1.24E+09
4Hz	1.73E+10	6.60E+09	1.95E+09
10Hz	1.90E+10	8.12E+09	2.58E+09
16Hz	1.96E+10	9.02E+09	2.99E+09
ϕ	5 °C	25 °C	40 °C
1Hz	11.28	25.81	28.14
4Hz	9.09	21.88	30.12
10Hz	8.24	19.73	30.69
16Hz	7.94	18.85	30.47

Tabella 3.10 - Modulo complesso e angolo di fase per conglomerato Hard

E^*	5 °C	25 °C	40 °C
1Hz	1.74E+10	5.05E+09	1.49E+09
4Hz	2.04E+10	7.45E+09	2.34E+09
10Hz	2.22E+10	9.11E+09	3.08E+09
16Hz	2.27E+10	1.00E+10	3.57E+09
ϕ	5 °C	25 °C	40 °C
1Hz	11.94	24.40	27.85
4Hz	9.37	20.91	28.68
10Hz	8.27	18.77	28.66
16Hz	7.66	17.70	28.32

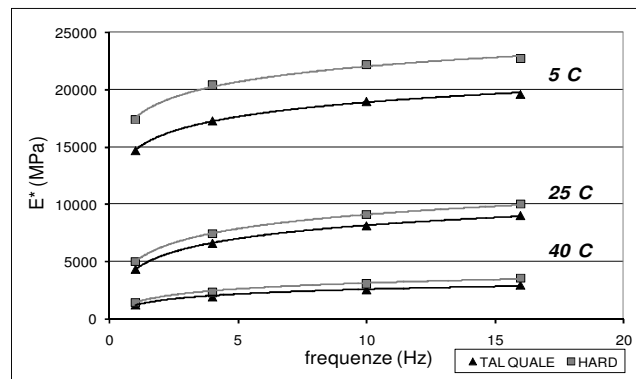


Figura 3.6 – Modulo complesso: confronto tra le due miscele.

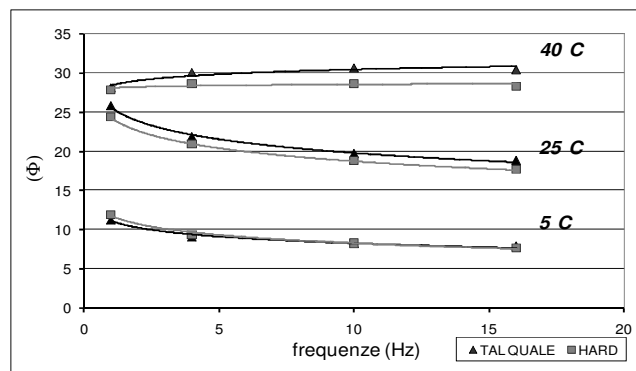


Figura 3.7 – Angolo di Fase: confronto tra le due miscele.

I risultati ottenuti sono coerenti con quanto riscontrabile in letteratura e, in particolare, il confronto tra i due conglomerati mostra due aspetti fondamentali:

- Il modulo complesso aumenta, a parità di condizioni di prova, nel passaggio da miscela con bitume tal quale a miscela con bitume hard, evidenziando la maggiore rigidità conferita dalla presenza di bitume modificato (Figura 3.6);
- L'angolo di fase diminuisce, a parità di condizioni di prova, in presenza di bitume hard, evidenziando una maggiore elasticità data dalla presenza di bitume modificato (Figura 3.7).

In conclusione nel conglomerato realizzato con bitume modificato le deformazioni registrate sono di minore entità e di tipo reversibile, indice di un comportamento prevalentemente elastico.

Una volta ottenuti i valori della prova di modulo, sfruttando il principio di equivalenza tempo – temperatura, sono state redatte le curve maestre, che permettono di introdurre un'unica variabile ridotta per descrivere la variazione del modulo e dell'angolo di fase con la frequenza e la temperatura: in altre parole, uno stesso valore di modulo complesso può essere ottenuto da differenti coppie (pulsazione, temperatura): $E^*(\omega_1, T_1) = E^*(\omega_2, T_2)$. In generale, la curva maestra è esprimibile come:

$$E^*(\omega, T) = E^*(\omega \alpha_T, T_R) \quad (3-3)$$

con $\alpha_{T_R} = 1$ e, in generale $\alpha_T = f(T)/f(T_R)$. Per il calcolo di α_T , tra le diverse formule presenti in letteratura, si è adottata la formula di Arrhenius:

$$\log \alpha_T = \frac{\delta H}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right) \quad (3-4)$$

dove δH è l'energia di attivazione caratterizzante il materiale (pari a 210 KJ/mol) e R è la costante dei gas perfetti (pari a 8.314 J mol⁻¹ K⁻¹).

Di seguito si riportano i risultati forniti dalle due miscele.

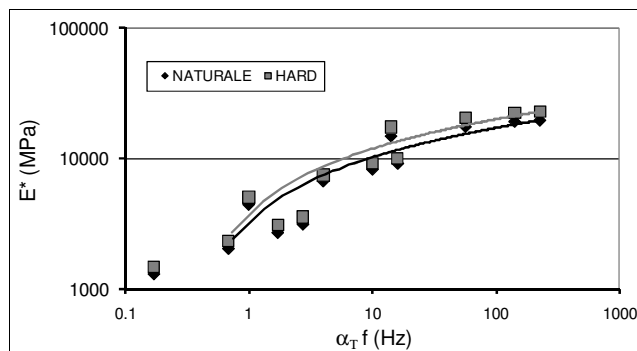


Figura 3.8 - Master Curve per Modulo Complesso

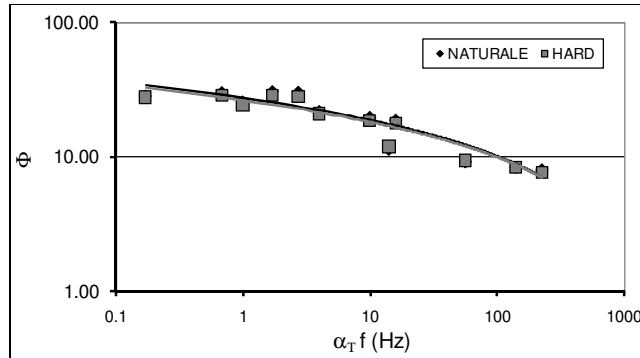


Figura 3.9 - Master Curve per Angolo di Fase

Gli stessi risultati possono inoltre essere rappresentati nel piano di Cole & Cole (piano complesso), che riporta in ascissa la parte reale del modulo complesso E_1 e in ordinata la parte immaginaria E_2 . La curva ottenuta è una caratteristica del materiale studiato e può essere utilizzata per valutare il comportamento reologico della miscela. Il grafico evidenzia, in particolar modo alle alte temperature, la differenza nel comportamento delle due miscele attribuibile principalmente alla presenza del bitume modificato.

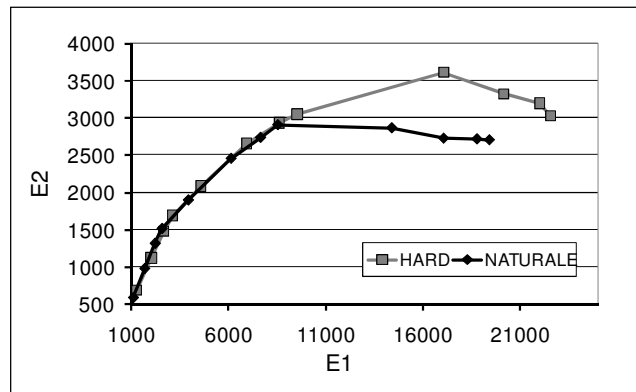


Figura 3.10 - rappresentazione nel Piano di Cole & Cole

Lo spazio di Black, invece, esprime la variazione della norma del modulo complesso $|E^*|$ in funzione dell'angolo di fase corrispondente. Poiché il materiale si avvale del principio di sovrapposizione tempo - temperatura, la curva che si ottiene è unica e caratteristica della miscela testata: nell'ambito della presente ricerca, il grafico in Figura 3.11 evidenzia un diverso comportamento delle miscele riscontrabile alle temperature alte (40°C), assumendo lo stesso andamento dell'analogo grafico relativo ai soli bitumi.

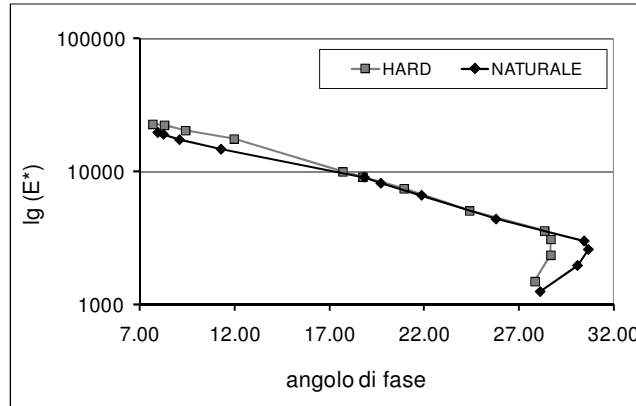


Figura 3.11 – rappresentazione nello Spazio di Black

Successivamente, sulle due miscele analizzate sono state effettuate prove di Trazione Indiretta alla temperatura di 25°C su coppie di provini realizzati alternativamente mediante compattazione giroscopica e mediante metodo Marshall. Come riferimento normativo sono stati adottati gli approcci CNR e SHRP, che differiscono esclusivamente nella velocità di deformazione imposta al campione:

- CNR BU 134/91 ($v = 51 \text{ mm/min}$);
- SHRP CODE M-005 ($v = 5 \text{ mm/min}$).



Figura 3.12 - Set-up di prova per trazione indiretta

Per ogni prova sono state utilizzate due serie di provini (diametro 100 mm e altezza rientrante nei limiti Marshall), realizzati sia mediante compattazione giroscopica, sia mediante metodo Marshall, determinando per ogni miscela la deformazione unitaria di compressione a rottura e la resistenza a trazione indiretta:

- Deformazione a rottura: $def\ rott = \frac{\Delta L}{L}$;
- Resistenza a trazione indiretta: $R_t = \frac{2P}{\pi \cdot L \cdot h}$;

dove P è il carico a rottura in kg, h è l'altezza del campione in cm, L il suo diametro iniziale e ΔL la variazione del diametro, sempre in cm, a seguito dello schiacciamento.

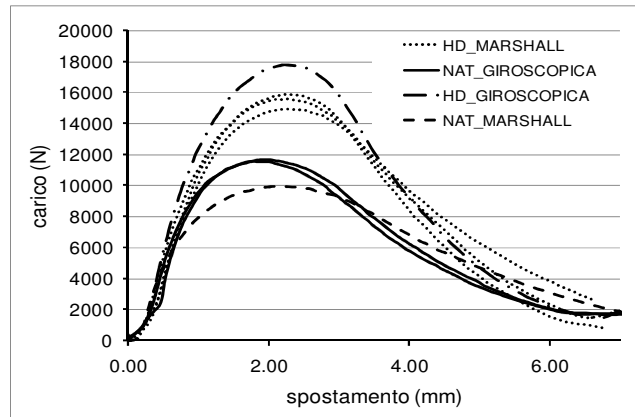


Figura 3.13 – Test di trazione indiretta, normativa CNR

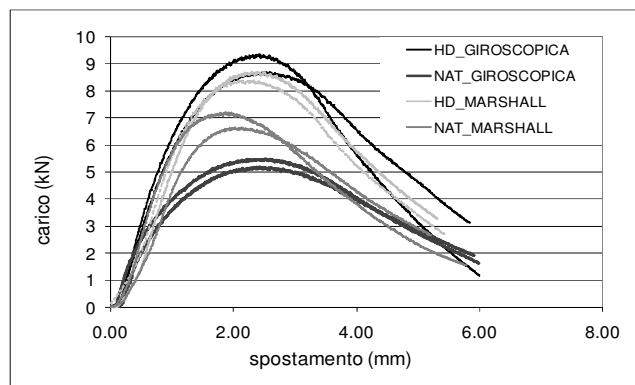


Figura 3.14 - Test di trazione indiretta, normativa SHRP

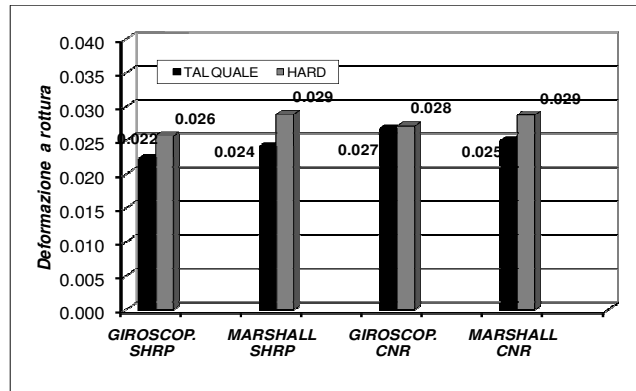


Figura 3.15 – Deformazione a rottura.

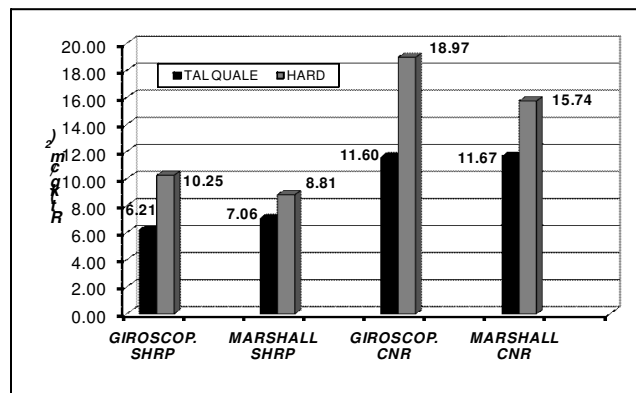


Figura 3.16 – Resistenza a trazione indiretta.

Il confronto tra i due conglomerati evidenzia alcuni aspetti fondamentali:

- indipendentemente dalla normativa adottata, la deformazione a rottura nel conglomerato realizzato con bitume tal quale è sempre minore di quella del conglomerato realizzato con bitume modificato hard (Figura 3.15): il bitume modificato è dunque in grado di assorbire deformazioni maggiori prima di collassare;
- in generale, la miscela confezionata con bitume hard presenta valori di resistenza a trazione sempre maggiori rispetto a quella confezionata con bitume tal quale, indipendentemente dalla norma adottata e dal tipo di compattazione utilizzato (Figura 3.16);
- a parità di normativa adottata, mentre la miscela confezionata con bitume tradizionale presenta una resistenza a trazione indiretta all'incirca analoga con entrambe le modalità di compattazione, per la miscela realizzata con

bitume hard la resistenza a trazione indiretta del campione realizzato con pressa giratoria è sempre notevolmente maggiore di quella del campione compattato con tecnica Marshall.

Ulteriori aspetti dei risultati ottenuti nei test verranno evidenziati più avanti, nel confronto con i dati dell'elaborazione numerica.

3.2.3. Caratterizzazione meccanica avanzata: le prove a fatica

Le analisi finora presentate mostrano che la scelta del bitume modificato, espressamente destinato ad applicazioni speciali nel campo dei conglomerati bituminosi (conglomerati drenanti fonoassorbenti, conglomerati ad alto modulo complesso, splittmastix asphalt) risulta essere una imprescindibile soluzione tecnica in tutti quei casi in cui vengono richiesti alla pavimentazione stradale particolari prestazioni meccaniche e specifici requisiti funzionali. Tuttavia poca attenzione viene posta nei confronti dei significativi benefici che lo stesso bitume modificato può offrire anche nei più comuni e diffusi ambiti di impiego, propri dei conglomerati bituminosi di tipo chiuso o semichiuso rispettivamente destinati agli strati di usura e di collegamento. I cosiddetti conglomerati bituminosi "migliorati", caratterizzati da assortimenti granulometrici tipici dei conglomerati chiusi, ma confezionati con bitume modificato anche ad alto contenuto di polimero, rappresentano una efficace soluzione in tutti quei casi nei quali traffico elevato ed elevate temperature costituiscono azioni severe per le strade in ambito urbano ed extraurbano. Il legante assume un ruolo chiave per limitare l'insorgere di tutti quei tipici ammaloramenti che interessano gli strati legati delle pavimentazioni flessibili, fra tutti l'ormaiamento e la fatica.

In quest'ottica si è ritenuto opportuno valutare, attraverso un rigoroso approccio sperimentale, gli effetti che le caratteristiche del legante esercitano sulle prestazioni del conglomerato, al fine di stabilire quantitativamente l'incremento prestazionale in termini di resistenza all'ormaiamento ed ai fenomeni di fatica.

Nelle pavimentazioni stradali, il conglomerato bituminoso è soggetto a sollecitazioni di breve durata che si susseguono ad ogni passaggio d'asse dei veicoli e che innescano nella sovrastruttura sforzi di trazione e compressione di diversa entità. Se previsti e compatibili con la struttura in progetto, i carichi in questione di per sé non provocano immediatamente la rottura ma la loro continua ripetizione, per un numero significativo di passaggi, conduce alla cosiddetta fessurazione per fatica.

Al fine di valutare il comportamento a fatica delle due miscele testate è stato elaborato uno specifico test caratterizzato da una rapida determinazione sperimentale e da risultati di immediata lettura, che mira a riprodurre in scala ridotta ciò che avviene nella sovrastruttura.

In generale, i test in scala ridotta hanno cicli di carico periodici e non tengono conto della variazione di ampiezza o di frequenza osservata in strada: la maggior parte delle prove di laboratorio è realizzata mediante sollecitazioni sinusoidali

con o senza *rest period* (intervallo di tempo che intercorre tra due cicli di carico), ottenendo un necessario compromesso tra la semplicità del set-up di prova e la riproduzione della realtà. Per quanto riguarda la temperatura, si osserva che il fenomeno di fatica è preponderante alle temperature medie di esercizio della strada, ragione per cui la prova è generalmente realizzata a temperature variabili tra 0 e 25°C.

Ulteriore aspetto da considerare nel set-up delle prove a fatica è la frequenza: questa deve poter garantire un compromesso tra le capacità dei macchinari utilizzati e la durata della prova. Inoltre deve essere un parametro il più possibile rappresentativo delle condizioni reali di carico ovvero della velocità più rappresentativa del traffico veicolare. Da questo punto di vista, le frequenze abitualmente utilizzate sono comprese tra 10 e 40 Hz.

In seguito a studi teorico-sperimentali (Di Benedetto e De La Roche, 1996; Di Benedetto e Cortè, 2005), la prova a fatica messa a punto è caratterizzata dall'imposizione di un'onda di carico sinusoidale con frequenza di 16 Hz e ampiezza pari ad una aliquota del carico di rottura per trazione indiretta del corrispondente provino: questa configurazione ha lo scopo di sollecitare il materiale in modo più severo per il legante, che è l'unico elemento in grado di resistere alle tensioni di trazione che si generano nelle pavimentazioni stradali. La stessa prova risulta di rapida esecuzione e consente l'individuazione in modo univoco della rottura del campione. Le prove sono state eseguite con l'apparecchiatura MTS 810 del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Parma con il set-up di prova caratteristico di una prova di trazione indiretta, riportato in Figura 3.17, dove gli abbassamenti del campione rispetto alla direzione di carico sono misurati attraverso due trasduttori verticali di spostamento (LVDT). Un estensimetro registra la dilatazione indotta in direzione ortogonale alla direzione di carico.



Figura 3.17 – Allestimento della prova a fatica in configurazione di trazione indiretta.

La temperatura di prova è stata fissata a 25 °C. I provini utilizzati sono cilindrici di diametro 100 mm e spessore 40 mm, ottenuti tagliando provini di conglomerato bituminoso compattati a 100 giri mediante pressa giratoria e avendo cura di scartare le parti affette da possibili disturbi derivanti dalla operazione di confezionamento dei provini, come schematizzato in Figura 3.18.



Figura 3.18 – campioni per la prova di fatica e tecnica di rettifica

Nel corso dei test il sistema di acquisizione registra in continuo i valori del carico imposto espresso in kN, il tempo in secondi, il numero di cicli, le letture dei due trasduttori verticali di spostamento espresse in mm e l'allargamento orizzontale del provino in mm.

Particolare attenzione è stata prestata all'ampiezza dell'onda di carico imposta, funzione del relativo valore di carico a rottura per trazione indiretta, ottenuto su formelle di dimensioni analoghe. Ampiezze uguali sono spesso risultate eccessivamente basse per il conglomerato realizzato con bitume modificato hard e contemporaneamente troppo elevate per il conglomerato realizzato con bitume tal quale comportando in quest'ultimo caso fenomeni di plasticizzazione e punzonamento locale che snaturano la tipologia di indagine (Figura 3.19).

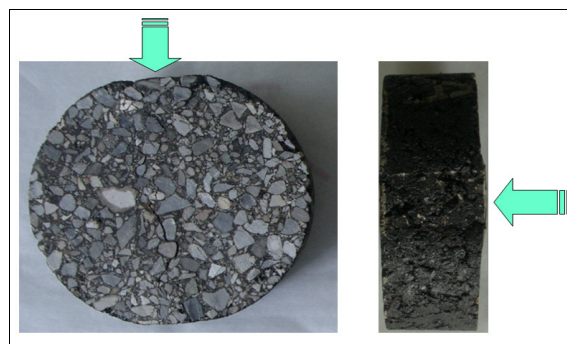


Figura 3.19 – Fenomeni di punzonamento nei punti di applicazione del carico.

A questo proposito si è calibrata l'ampiezza della prova in relazione al conglomerato testato. Sono stati quindi eseguiti test di trazione indiretta secondo la normativa SHRP con il solo scopo di determinare il carico massimo di rottura per provini cilindrici di spessore 40 mm, uguali a quelli utilizzati successivamente nelle prove a fatica, per entrambe le miscele. La scelta della normativa SHRP, anziché dell'omologa italiana del CNR, consente un più agevole confronto con le esperienze condotte in ambito europeo.

In seguito sono state effettuate le prove a fatica, imponendo un'ampiezza pari al:

- 30-40-50-60-70% del carico di rottura per il conglomerato confezionato con bitume tal quale;
- 40-50-60-70% del carico di rottura per il conglomerato realizzato con bitume modificato hard.

Tabella 3.11 – risultati del test di trazione indiretta per l'impostazione delle prove di fatica

NORMA: SHRP	NATURALE		HARD	
ripetizione	1/2	2/2	1/2	2/2
Φ iniziale (cm)	10.00	10.00	10.00	10.00
h iniziale (mm)	38.60	35.63	37.42	37.57
h iniziale (cm)	3.86	3.56	3.74	3.76
carico rott (kN)	4.87	4.88	9.70	9.50
carico rott (kg)	487	488	970	950
Media (kN)	4.87		9.60	

Tabella 3.12 – Impostazione della prova a fatica.

Test f=16Hz T=25 °C	TAL QUALE P _{max} =4.87 kN		HARD P _{max} =9.60 kN	
	P (kN)	%P _{max}	P (kN)	%P _{max}
f/01	1.50	30%	2.90	30%
f/02	2.00	40%	3.90	40%
f/03	2.45	50%	4.80	50%
f/04	2.90	60%	5.75	60%
f/05	3.40	70%	6.70	70%

Sulla miscela modificata si è preferito non effettuare prove con ampiezza pari al 30% di carico massimo a rottura in quanto si è sperimentalmente osservato che l'eccessiva durata del test non permette di trascurare il fenomeno di plasticizzazione del campione, falsando quindi i risultati ottenuti. La Tabella 3.12 mostra i dati utilizzati per l'elaborazione delle diverse prove.

L'analisi dei risultati è stata condotta in riferimento a precedenti studi presenti in letteratura. Diversi autori hanno infatti valutato la possibilità di ricavare un'unica relazione tra la durata della vita a fatica e l'energia totale dissipata a rottura.

Più precisamente, sottoponendo un campione di conglomerato bituminoso a una sollecitazione ciclica, è possibile determinare analiticamente la densità di energia locale W_i prodotta per dissipazione viscosa nel corso dell' i -esimo ciclo:

$$W_i = \pi \varepsilon_i \sigma_i \text{sen} \phi_i \quad (3-5)$$

dove:

- ε_i ampiezza della deformazione all' i -esimo ciclo;
- σ_i ampiezza della sollecitazione all' i -esimo ciclo;
- ϕ_i angolo di fase all' i -esimo ciclo.

La sommatoria dei diversi contributi ottenuti da ogni ciclo fornisce l'energia totale W_N dissipata durante lo svolgimento dell'intera prova:

$$W_N = \sum_{i=1}^n W_i \quad (3-6)$$

Nel 1977, Van Dijk (Van Dijk e Visser, 1977) ipotizzò inizialmente una relazione tra l'energia dissipata accumulata durante la prova W_N e il numero di cicli a rottura N_r . Evidenze sperimentali hanno però mostrato che la stessa relazione è dipendente dalle condizioni di sollecitazione. Per questo motivo è stata sviluppata una nuova teoria basata sul "rapporto di Energia" (*Energy Ratio*): $\text{Energy ratio} = nW_0/W_n$

dove

- W_0 è l'energia dissipata al primo ciclo
- W_n è l'energia dissipata all' n -esimo ciclo
- n è il fattore di proporzionalità, pari al numero di cicli di sollecitazione.

Il passo successivo fu compiuto da Rowe e Buoldin (2000), che tradussero l'*Energy Ratio* in termini di modulo complesso E^* , trasformando, di conseguenza, la deformazione del materiale in una funzione del modulo stesso: così facendo, nelle prove in controllo di carico, è possibile scrivere un *Energy Ratio ridotto* (R_n^σ), in cui tutte le variabili dell'espressione originaria sono trascurabili in confronto alla grande variazione del modulo complesso:

$$R_n^\sigma = NE_n^* \quad (3-7)$$

Questa teoria permette di analizzare in termini di fessurazione del provino la variazione dell'*Energy Ratio* in funzione del numero di cicli di carico imposti durante una prova a fatica in controllo di forza: in questo tipo di prove, infatti, dopo la formazione delle prime fessure, le tensioni locali si accrescono notevolmente, fino a provocare rapidamente la rottura del campione. In quest'ottica si considera il punto di inizio della fessura macroscopica nel materiale il numero N_f di cicli corrispondente a una brusca variazione dell'*Energy Ratio*.

Un ulteriore passo in avanti fu fatto, infine, da Collop e Read (1997), dimostrando che l'andamento di R_n^σ in funzione del numero di cicli è il medesimo di quello

della grandezza $N/\Delta s$, rapporto tra il numero di cicli di carico e l'abbassamento assiale relativo.

Da questa teoria prende spunto l'analisi dei risultati utilizzata nel corso della presente ricerca ed evidenziata in Figura 3.20.

Nel grafico sono stati riportati:

- In ascissa il numero di cicli N della prova;
- In ordinata il rapporto tra il numero di cicli e l'abbassamento registrato.

Si precisa che per calcolare l'abbassamento del campione ci si è riferiti al valore della media delle letture dei due trasduttori LVDT.

Una volta riportati i dati nel grafico, è immediato notare che questi si dispongono secondo una curva continua, caratterizzata dalla presenza di un punto di massimo. In corrispondenza di questo punto, coerentemente con quanto riportato in letteratura, si configura l'innescio della prima fessura.

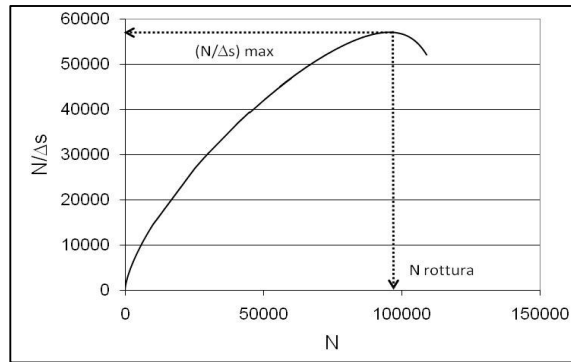


Figura 3.20 – Determinazione del numero di cicli a rottura secondo Collop.

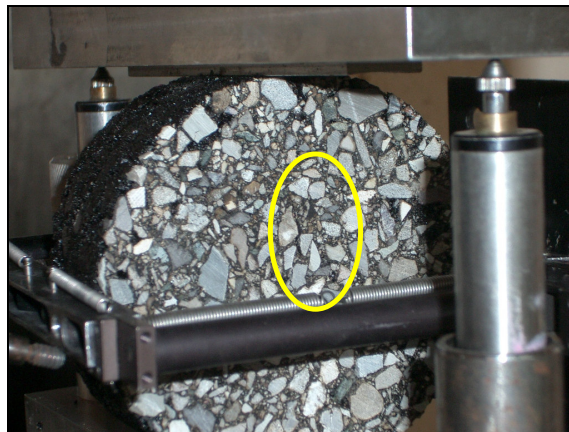


Figura 3.21 – Innesco della fessura per fatica.

Per ogni ampiezza dell'onda di carico è stato individuato il corrispondente numero N di cicli che porta a rottura il provino con la procedura appena esposta. La rappresentazione finale dei valori ottenuti è caratterizzata da una curva di fatica di legge lineare, se rappresentata nel piano bilogarithmico del diagramma di Wohler (Figura 3.22), dove in ascissa è riportato il numero N di cicli che porta a rottura il campione e, in ordinata, la massima tensione orizzontale di rottura per trazione $\sigma_{x \max}$.

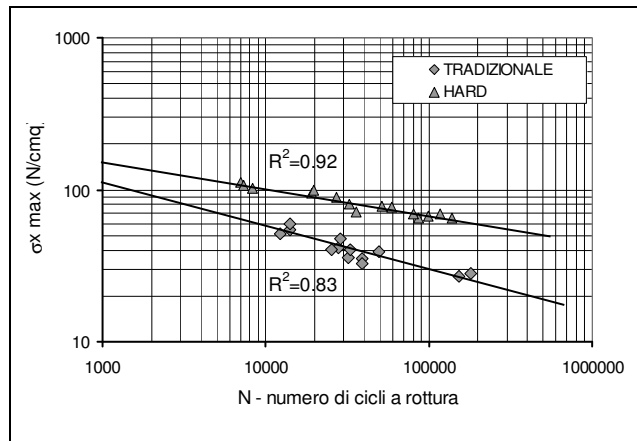


Figura 3.22 – curve di fatica

Così facendo è possibile considerare anche lo spessore dei provini, non sempre costante a causa dell'incertezza dovuta al taglio: la massima tensione di trazione, espressa in kPa è infatti funzione, in analogia con la prova di trazione indiretta, sia del carico massimo imposto sia delle dimensioni del campione:

$$\sigma_{x \max} = \frac{2P}{\pi dt} \quad (3-8)$$

dove:

- P è il carico massimo imposto al provino nel corso della prova (in N);
- d è il diametro del provino in cm;
- t è l'altezza del provino in cm.

Le curve di fatica ottenute per le due miscela testate sono le seguenti:

- Conglomerato con bitume Tal Quale: $\sigma_{x \max} = -0.269 \text{ Log}(N) + 667.60$
- Conglomerato con bitume modificato Hard: $\sigma_{x \max} = -0.181 \text{ Log}(N) + 544.04$

L'elevato coefficiente di regressione (0.92 per la miscela realizzata con conglomerato modificato e 0.83 per la miscela realizzata con bitume tal quale) evidenzia l'attendibilità dell'espressione delle leggi di fatica ottenute per questi conglomerati.

Il confronto tra i due conglomerati mette in luce alcuni aspetti fondamentali:

- il conglomerato realizzato con bitume ad alta modifica presenta una maggiore resistenza a fatica: la retta è infatti traslata verso l'alto, ossia verso tensioni significativamente più elevate, rispetto a quella del conglomerato tal quale;
- a parità di cicli di carico, ossia, estendendo il concetto alle pavimentazioni stradali, a parità di vita utile, il conglomerato modificato riesce a sopportare una tensione a fatica maggiore rispetto a quello tal quale;
- a parità di carico imposto e quindi di tensione sollecitante, la miscela confezionata con bitume modificato resiste per un numero di cicli notevolmente maggiore (circa 10 volte di più) rispetto a quella confezionata con bitume tal quale.

Ulteriore aspetto da considerare è la pendenza delle due curve di fatica: nel passare dal bitume tal quale a bitume modificato la pendenza della curva diminuisce, evidenziando che, in termini relativi, all'aumentare del numero di cicli N l'incremento di resistenza a fatica del conglomerato realizzato con bitume modificato rispetto al tal quale aumenta ulteriormente.

L'elevata resistenza alla fatica, maggiore di circa 10 volte nel caso di bitume modificato di tipo hard rispetto al bitume tradizionale, evidenzia pertanto l'apporto decisivo di questo legante alla realizzazione di sovrastrutture durevoli, intrinsecamente pensate per garantire nel tempo la necessaria resistenza alle più severe azioni indotte dalle temperature e dal traffico veicolare giustificandone appieno l'utilizzo non solo nella realizzazione di strati drenanti ma anche per conglomerati di tipo chiuso.

3.2.4. Caratterizzazione meccanica avanzata: il test di ormaiamento

Il comportamento viscoelastico e termoplastico proprio dei conglomerati bituminosi, esaltato dalle elevate temperature di esercizio, rende il manto stradale potenzialmente suscettibile all'accumulo di deformazioni permanenti. Nonostante il fenomeno sia frequentemente sottovalutato, in quanto spesso temporalmente successivo rispetto ad altri dissesti (sgranamento, scollamento, perdita di capacità portante del sottofondo, crisi per fatica), l'ormaiamento assume particolare incidenza nei confronti della sicurezza stradale, manifestandosi sottoforma di depressioni longitudinali localizzate in corrispondenza delle zone maggiormente interessate dal rotolamento dei pneumatici. Le ormaie, "binari" sulla superficie stradale definiti dalle traiettorie percorse più frequentemente dai veicoli in marcia, sono causa di discomfort di marcia e costituiscono sede di pericoloso accumulo di acqua meteorica (aquaplaning).

Due sono le forme in cui si può manifestare il fenomeno dell'ormaiamento: la prima (strutturale) riguarda l'intero multistrato della pavimentazione per perdita del supporto fondazionale, mentre la seconda (superficiale) è prevalentemente causata dal rifluimento viscoso del conglomerato a volume costante (fluage), in seguito all'accumulo di sforzi di taglio trasmessi dal traffico veicolare. Studi

presenti in letteratura (Sousa et al., 1991; Cerni, 2003) evidenziano che una quota parte delle deformazioni, di limitata entità, è imputabile ad effetti di post-compattazione del conglomerato bituminoso, e si matura rapidamente. Il meccanismo in esame, quindi, si basa prevalentemente sulla successiva deformazione a taglio del conglomerato, elemento che giustifica il confinamento del fenomeno agli strati superficiali della pavimentazione (13-25 cm) e a situazioni particolari in cui gli sforzi di taglio sono massimi: piazzole di sosta per gli autobus, incroci e intersezioni stradali.

La tipologia di legante risulta avere un'influenza fondamentale sui fattori intrinseci ed estrinseci che contribuiscono allo sviluppo dell'ormaiamento (Gerhkoff et al., 1996).

Test meccanici di laboratorio permettono di determinare parametri fisici della miscela indirettamente correlati al fenomeno in esame. Brown e Gibb (1996) hanno fissato un criterio di accettazione delle miscele di conglomerato bituminoso legato alla prova di creep statico monoassiale, con un approccio più completo rispetto agli attuali riferimenti nazionali (CNR 106/85), comunque ricondotto alla limitazione della deformazione plastica nel tempo di campioni di conglomerato che deve essere inferiore all'1%. Analogamente prove di creep dinamico consentono lo studio della resistenza dei conglomerati all'accumulo di deformazioni plastiche. Una nuova generazione di test, sviluppati a partire dagli anni settanta, si propone invece di dare una risposta alla difficoltà di un approccio esclusivamente analitico del problema: le prove cosiddette di tipo simulativo, effettuate tramite apposite macchine, permettono di sottoporre il conglomerato bituminoso a condizioni ambientali e di sollecitazione analoghe a quelle in opera, riproducendo, in scala ridotta e sotto determinate condizioni ambientali, l'azione ripetuta dovuta al traffico veicolare. Il principio di funzionamento è il medesimo per tutte le macchine "ormaiole": una ruota opportunamente caricata si muove di moto armonico sulla superficie del provino da testare. Il risultato del test è dato dalla misura della profondità dell'ormaiatura in funzione del numero di cicli, ovvero della durata della sollecitazione.

Numerosi studi supportano la validità dei test simulativi nella previsione della suscettività all'ormaiamento delle miscele di conglomerato bituminoso. Cooley et al. (2001) hanno confrontato i risultati ottenuti da tre diversi simulatori di traffico (Asphalt Pavement Analyzer, French Rutting Tester e Hamburg Wheel Tracking Device), trovando buone correlazioni con misure di ormaiamento eseguite su circuiti sperimentali e su tratti pilota.

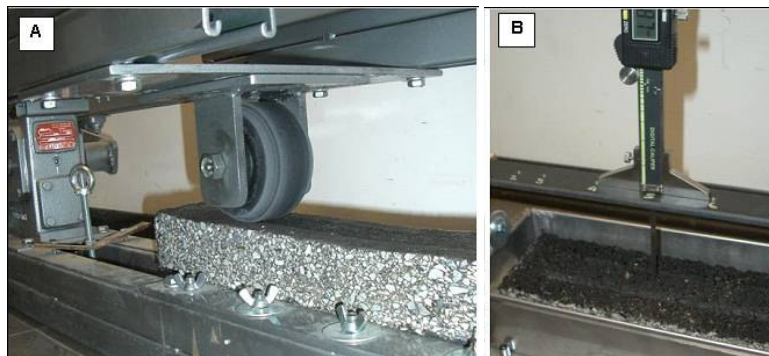


Figura 3.23 – Apparato di prova per il test di ormaimento (A) e modalità di misura (B)

In linea con l'attualità di tali approcci, si è stabilito di valutare le prestazioni delle due miscele in esame attraverso il Loaded Wheel Tester (LWT, Figura 3.23-A): una ruota rigida in gomma, di diametro di 10 cm e larghezza d'impronta di 5 cm, transita alternativamente su un provino prismatico di conglomerato bituminoso, gravata del carico di 50 kg.

Il macchinario, concepito prevalentemente per lo studio dei trattamenti superficiali, è stato appositamente modificato per poter alloggiare porzioni di strati di pavimentazione stradale.

I provini utilizzati hanno forma prismatica, di base 50x8 cm ed altezza determinata con riferimento alla proposta di normativa CEN prEN 12697-22, che prevede un valore minimo di 40 mm per aggregati di diametro nominale massimo compreso fra 8 e 16 mm. Le dimensioni dei provini sono tali da essere al contempo rappresentative del materiale in opera e facilmente manovrabili in laboratorio, permettendone il corretto posizionamento nell'apparecchiatura di prova. I travetti sono stati tagliati da una piastra di conglomerato bituminoso di dimensioni 50x50 cm confezionata attraverso un apposito compattatore pesante, ideato e realizzato dal Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Parma, e in grado di simulare la compattazione che avviene in opera mediante rullo.

La densità delle piastre così ottenute è pari a 2.20 g/cm^3 , corrispondente a una percentuale dei vuoti compresa tra 8 e 10%.

Il test è stato condotto a temperatura ambiente (25°C). La durata della prova è stata fissata in 40.000 cicli, durante i quali sono state monitorate la temperatura e la profondità dell'ormaia.

In particolare, le deformazioni verticali della superficie del provino sono state misurate mediante un calibro millesimale, fissato a un riferimento esterno, lungo tutta la fascia di carico (35 centimetri), in undici punti, posizionati a interasse di circa 4 cm (Figura 3.23-B).

I risultati delle prove di ormaimento permettono un significativo confronto fra i conglomerati confezionati con diverso tipo di bitume (Figura 3.24). È possibile infatti rappresentare l'andamento delle quote della superficie del provino lette lungo l'asse longitudinale al variare del numero di passaggi di carico.

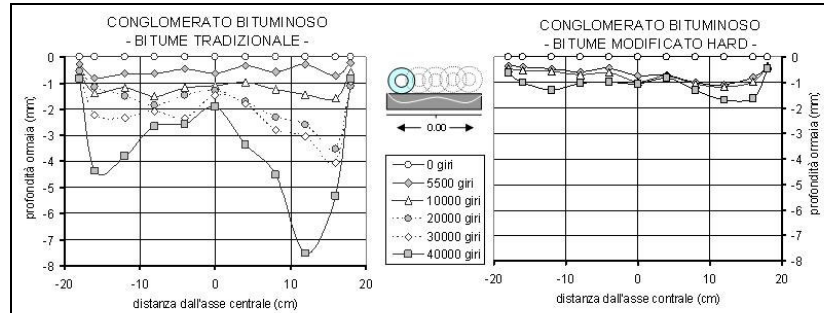


Figura 3.24 – test di ormaio: abbassamento del provino durante il test

Dal grafico si evince che i punti maggiormente sollecitati nel corso della prova sono quelli in cui la ruota subisce il cambio di direzione ovvero nei punti di estremità dove i carichi tangenziali sono amplificati da effetti inerziali. Per questo motivo, il calcolo della profondità dell'ormaia è stato effettuato mediando i soli 3 punti centrali, dove i suddetti effetti risultano trascurabili.

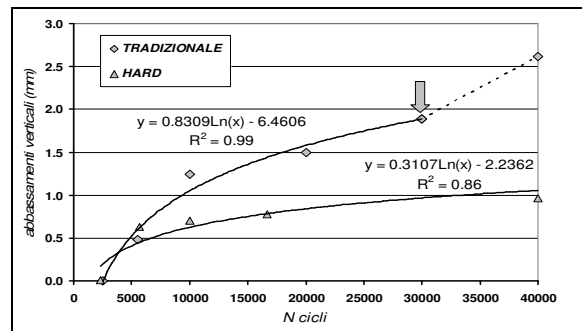


Figura 3.25 – Evoluzione dell'ormaia in funzione del numero di cicli

La Figura 3.25 mostra l'evoluzione della profondità dell'ormaia in funzione del numero di cicli.

In entrambe le miscele, i punti registrati si dispongono con ottima approssimazione secondo un andamento logaritmico ($R^2=0.86\div 0.99$) fino a 30.000 cicli di prova.

Oltrepassato tale limite, mentre la miscela realizzata con bitume modificato mantiene l'andamento riscontrato nella prima parte del test con una profondità di ormaia di 0,95 mm, il conglomerato tradizionale mostra valori circa doppi di ormaio (1,88 mm) con manifesti fenomeni di spanciamento del campione che di fatto è risultato completamente deformato, soprattutto all'estremità, dove i citati fenomeni inerziali sono maggiori. Da questo punto in poi la prova di ormaio per il conglomerato confezionato con bitume tradizionale perde di

significato (Figura 3.26). Il conglomerato confezionato con bitume modificato presenta una velocità di deformazione estremamente bassa: la medesima profondità di ormaia rilevata nel campione con bitume tradizionale verrebbe maturata dal campione con bitume modificato dopo un numero di cicli di carico superiore di circa 20 volte.

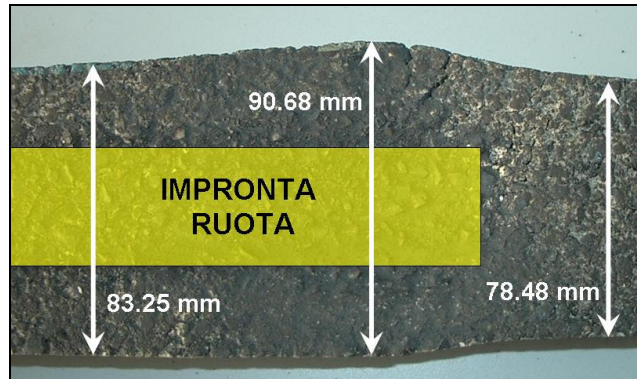


Figura 3.26 - Spanciamento del campione in prossimità del termine della corsa della ruota

La sostanziale diversità del comportamento del conglomerato realizzato con bitume modificato nei confronti della resistenza alle deformazioni permanenti, palesa l'enorme risorsa in termini di durabilità delle pavimentazioni nei confronti dell'ormaiamento che solo il bitume modificato è in grado di garantire. È lecito attendersi un potenziale incremento del numero di passaggi di carico significativamente più elevato rispetto ai conglomerati realizzati con bitume tradizionale. Nell'allestimento sperimentale si sono osservati comportamenti dei due bitumi notevolmente differenti, con previsione di un medesimo livello di deformazione dopo un numero di applicazioni di carico di circa 20 volte superiore utilizzando bitume ad alta modifica con polimeri SBS.

3.3. La modellazione numerica del conglomerato bituminoso

Come già anticipato ed evidenziato dai dati sperimentali, il conglomerato bituminoso è un materiale eterogeneo, il cui comportamento meccanico è fortemente influenzato dalle proprietà delle fasi che lo costituiscono.

Questo aspetto risulta di particolare rilevanza nella modellazione numerica, ambito spesso affrontato tramite l'approccio tradizionale al continuo, che non sempre è in grado di cogliere gli aspetti intrinseci che regolano il comportamento del materiale. Un'interessante alternativa risulta pertanto lo studio attraverso il codice di calcolo agli elementi distinti particellari.

Nei capitoli precedenti sono state descritte le potenzialità di questa metodologia di calcolo e alcune applicazioni ai materiali granulari. Ad oggi, tuttavia, non sono molte le esperienze riguardanti lo studio del conglomerato bituminoso riportate in letteratura.


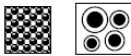
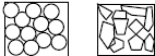
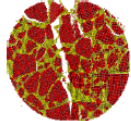
Model Category and Schematic(s)			Sample of Related Literature	
			Model Developers	Applications to Asphalt Mastics and Mixtures
Non-interacting particles, geometry not specified			Einstein [1] Hashin [2]	Schapery and Lytton [3] Buttlar and Roque [4,5]
Non-interacting particles, geometry specified			Hashin and Shtrikman [6] Christensen and Lo [7]	Buttlar and Roque [4,5] Buttlar et al. [8] Shashidhar and Shenoy [9]
Particle interaction allowed	Simplified geometry specification		Discrete Element Method: Cundall [10,11,12] Finite Element Method: Summary of Literature Provided by Cook, Malkus, and Plesha [13]	Chang and Meegoda [14,15] Rothenburg et al. [16]
	Complex geometry specification	FEM MDEM 		Kose et al. [17] MDEM: Described Herein

Figura 3.27 – Evoluzione dei modelli micromeccanici per lo studio dei conglomerati bituminosi (Buttlar e You, 2001)

In particolare, l'utilizzo della micromeccanica per prevedere le proprietà del conglomerato bituminoso è stata oggetto di crescente attenzione solo nel corso dell'ultimo decennio, con lo studio di diversi approcci, di cui la Figura 3.27 riporta un breve schema rappresentativo (Buttlar e You, 2001).

Le prime due categorie, in cui non è ammessa l'interazione tra le particelle, forniscono scarsi risultati nella modellazione del conglomerato, a causa dell'eccessiva semplificazione del modello nel simulare i contatti tra gli elementi e la trasmissione di sforzi attraverso lo scheletro litico (Buttlar e Roque, 1996 - 1997). Tuttavia, questi modelli hanno comunque fornito risultati utili nello studio di miscele particolari e dei mastici (Buttlar et al., 1999 - Shashidhar e Shenoy, 2000). Nel 1992, Rothenburg et al. svilupparono un modello ad elementi discreti che considera semplici particelle poligonali come aggregate, il cui comportamento ai contatti è regolato da legami costitutivi per gli aggregati e per il legante. Analogamente, Chang and Meegoda (1997, 1999) svilupparono una versione modificata del codice TRUBAL di Cundall, denominate ASBAL, che prevedeva un insieme di particelle cilindriche connesse tra loro attraverso una combinazione di legami aggregate-aggregati e aggregate-bitume. I risultati hanno dimostrato che il modello ASBAL prevede accuratamente le tensioni residue del provino di laboratorio dopo la compattazione, il modulo iniziale, i livelli tensionali durante il test e il numero di contatti all'interno della miscela.

Parallelamente, sono state condotte anche applicazioni del metodo FEM per lo studio di mastici a livello microstrutturale (Kose et al., 2000), mediante la ricostruzione della microstruttura del materiale mastice attraverso l'immagine ottenuta da una scansione ottica ad alta risoluzione.

Le tecniche presentate presentano vantaggi e svantaggi. I modelli che non prevedono l'interazione tra le particelle sono semplici ed efficienti, ma non hanno l'accuratezza necessaria per l'applicazione generalizzata ai conglomerati bituminosi, in cui rilevate è l'interazione tra gli aggregati. La modellazione FEM, invece, consente una modellazione di dettaglio degli aggregati, ma non è in grado di simulare le variazioni geometriche ai contatti, come lo scorrimento tra gli aggregati.

Tra le esperienze positive nel campo della modellazione particellare del conglomerato bituminoso si ricorda quella riportata da Buttlar e You nel 2000, costituita da un'analisi MDEM (Microfabric Discrete Element Modeling), implementando un codice DEM in cui le diverse fasi del conglomerato bituminoso (mastice e aggregati) sono state modellate attraverso clusters, insiemi di piccoli elementi uniti tra loro. L'MDEM risulta avere tutti i pregi del DEM, ovvero simulare correttamente il provino di laboratorio, compreso la sua compattazione e la capacità di gestire complesse variazioni di geometria, inclusi i contatti, gli spostamenti e la propagazione della frattura. Introducendo l'uso di clusters è inoltre possibile modellare accuratamente le forme complesse degli aggregati e la propagazione delle fessure attorno e all'interno di essi.

Inizialmente la simulazione ha previsto l'elaborazione di un provino sintetico di forma circolare, costituito da 130 cilindri di diametro costante pari a 12.5 mm, distribuiti secondo un impacchettamento esagonale e caricati diametralmente per riprodurre un test IDT (Figura 3.28).

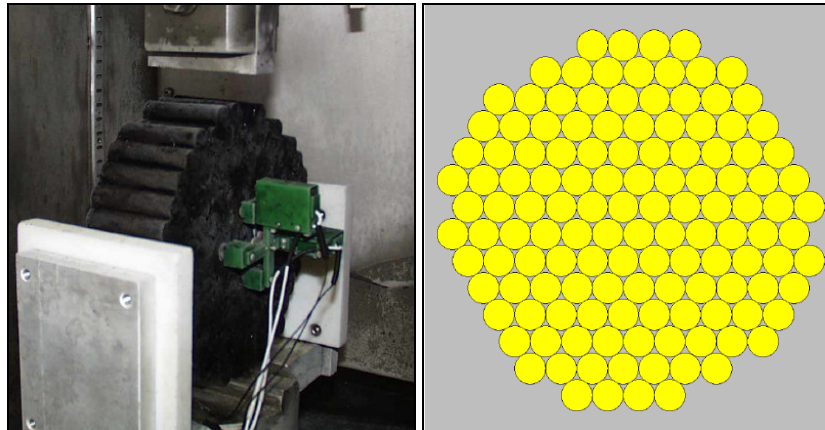


Figura 3.28 – Provino sintetico sottoposto a IDT e modello numerico a elementi discreti – 130 particelle (Buttlar e You, 2000)

Gli elementi sono caratterizzati da un coefficiente di attrito statico di 1.0/1.2 e la rigidità del legame parallel-bond è pari a 8.84×10^8 Pa. La validazione del modello numerico è avvenuta riproducendo lo stesso provino in laboratorio, attraverso la costruzione dello stesso provino con aggregati prefabbricati di forma cilindrica (“India stones”), immersi in un mastice di bitume e filler e successivamente disposti in modo da formare un campione analogo a quello numerico. La miscela è stata testata alla temperatura di -15°C , simulando pertanto un comportamento prettamente elastico e fragile.

In un secondo tempo è stata testata e modellata una miscela di Stone-Mastic Asphalt (SMA), la cui distribuzione degli inerti è stata appositamente scansata tramite uno scanner ottico ad alta risoluzione e riprodotta nel modello numerico. La scelta dello Stone Mastic è propedeutica alla modellazione numerica per l'elevato effetto di interlocking che si sviluppa tra gli aggregati, dovuto all'assenza della pezzatura intermedia.

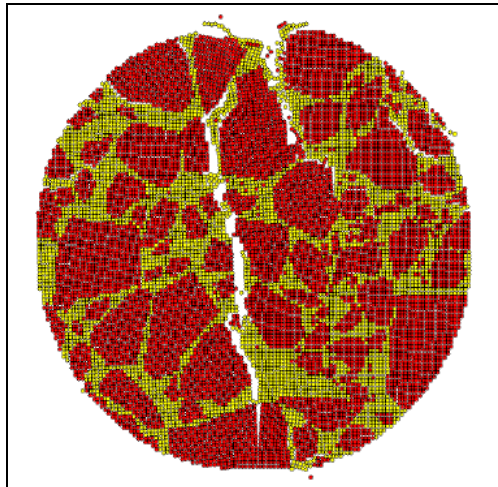


Figura 3.29 – Simulazione del test di trazione indiretta e rottura del provino (Buttler e You, 2000)

Il modello è realizzato secondo logica cluster, con la tecnica dell'up-scaling ed è caratterizzato da elevato coefficiente di attrito interparticellare, resistenza degli aggregati pari a 5.60 MPa, resistenza del mastice pari a 1.40 MPa e rigidità del mastice pari a 3.44 GPa, dedotto tramite una relazione empirica. La modalità di rottura evidenziata dal modello numerico mostra una frattura all'interfaccia mastice-inerti e attraverso almeno uno degli aggregati rappresentati (Figura 3.29).

Una procedura analoga è stata utilizzata anche nello studio condotto sempre da Buttler e You nel 2004 per la modellazione del test di modulo complesso: il parametro E^* ricercato è stato misurato attraverso una prova di trazione/compressione su miscele di Sand Mastic e, successivamente,

conglomerato bituminoso testate secondo un range frequenze definite (0.1, 1, 5 e 10 Hz) di temperature relativamente basse (-20, -10, 0°C).

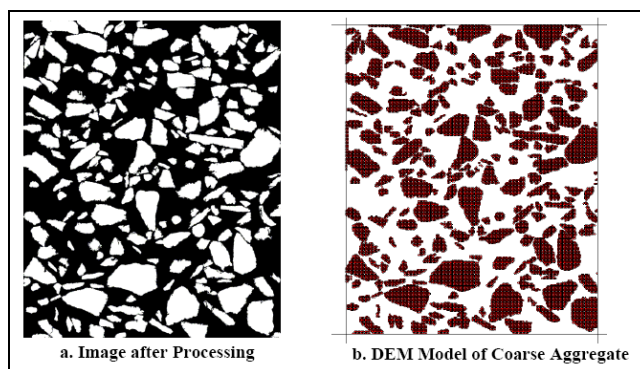


Figura 3.30 – Analisi dell'immagine e modello DEM derivato (Buttlar and You, 2004)

La microstruttura bidimensionale del modello è stata ottenuta anche in questo caso attraverso uno scanner ottico ad alta risoluzione, convertendo i bordi degli aggregati, elaborati attraverso il software Image Pro Plus, in poligoni inseriti nel software di calcolo per l'assegnazione delle caratteristiche meccaniche (Figura 3.30). Il modello è oggetto di un'opportuna calibrazione che modifica il raggio dei poligoni secondo un coefficiente di concentrazione $c=0.52$ al fine di by-passare il problema relativo all'interazione tra gli aggregati.

Interessanti spunti si possono cogliere anche dalle modellazioni tridimensionali, di cui sono presenti alcuni esempi in letteratura. In particolare, Collop et al. (2004) hanno analizzato il comportamento di una miscela bituminosa ideale sottoposta a un test di creep uniassiale. Nella memoria si ipotizza che la rigidità finita degli elementi ball, che esplica la sua funzione nell'interazione tra le particelle nei soli punti di contatto, sia direttamente collegata all'effetto che il bitume ha sulla miscela, ipotesi condivisa e considerata come punto di partenza nello studio della presente tesi. Tra le altre ipotesi dei ricercatori si ricorda inoltre l'assunzione degli elementi ball sferici, con attrito interparticellare nullo e resistenza dei legami contact-bond elevata tale da non registrare rotture nei legami di contatto.

Lo studio viene condotto su una miscela ideale, caratterizzata da particelle sferiche con medesimo raggio, paragonabile ad una sabbia legata da bitume, in modo da minimizzare gli effetti legati all'aggregate interlock ed estremizzare il comportamento del legante, descritto appunto attraverso la rigidità di contatto normale e tangenziale delle particelle.

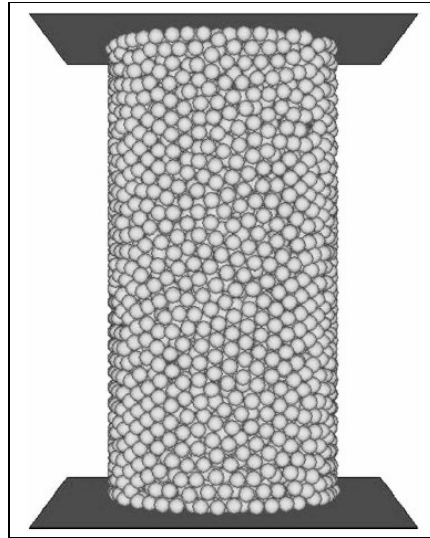


Figura 3.31 - Modello numerico 3D (Collop et al., 2004)

L'analisi del comportamento elastico del modello ha portato a studiare l'influenza delle dimensioni del provino, in termini di numerosità delle particelle: i ricercatori hanno stabilito che il numero minimo di particelle per ottenere un errore inferiore al 2% nel modulo di Young e nel coefficiente di Poisson è 4.500. Inoltre, il *bulk modulus* del materiale risulta proporzionale alla rigidità di contatto normale, ma indipendente da quella tangenziale, mentre il coefficiente di Poisson dipende esclusivamente dal rapporto tra la rigidità di contatto normale e tangenziale.

Restando in ambito tridimensionale, un'ulteriore spunto viene fornito dalla modellazione ad elementi distinti particellari della prova ISTM di Dondi e Bragaglia (2006), in cui il provino di conglomerato bituminoso viene schematizzato attraverso un insieme di sfere il cui raggio è funzione della curva granulometrica dell'aggregato lapideo, secondo la teoria dell'up-scaling, ovvero shiftando verso destra la curva granulometrica reale, garantendo una granulometria corrispondente a quella originaria, ma con un minor numero di elementi e pertanto di più rapida analisi computazionale. Il modello è stato realizzato con la tecnica esplosive-repulsion, ovvero generando un numero finito di elementi (2.500) appartenenti a un solido di confinamento realizzato con elementi boundary, e incrementandone progressivamente il raggio raggiungendo la porosità voluta. In corrispondenza dei contatti, è stato modellato il comportamento visco-elastico secondo il modello di Burger, mentre le resistenze di contatto sono state assunte elevate in modo da garantire la conservazione dei legami di contatto e permettere al modello di sviluppare un comportamento visco-elastico semplificato nelle fasi di carico/scarico. Il coefficiente di attrito microscopico μ_b tra le particelle è fissato pari a 0.6, corrispondente a un angolo

di attrito macroscopico di circa 32° . Il provino è caricato tramite due piastre di carico, modellate con elementi boundary dotati di coefficiente di attrito nullo e rigidzze elevate, con valori tipici dell'acciaio. Nella memoria si osserva in particolare che nella simulazione della prova, a differenza dell'evidenza sperimentale in cui lo stato tensionale indotto dalla forza verticale si sviluppa istantaneamente in tutti i punti del sistema, lo spostamento relativo della piastra di carico genera forze che si propagano nel modello, attraverso i punti di contatto, con velocità finita, funzione del numero di particelle costituenti il modello. Per determinare le tensioni normali che le forze di contatto generano sui piani diametrali orizzontale e verticale, nel modello sono stati inseriti degli elementi misuratori a forma di parallelepipedo, in cui la tensione compare come valore medio, lungo la superficie del parallelepipedo, della sommatoria delle componenti ortogonali al piano delle forze contenute nel generico solido misuratore. Una procedura di questo tipo consente di ottenere risultati in termini di forze-deformazioni, che danno un'idea del modello in esame pensato come continuo. Le figure seguenti riportano l'interpolazione dei valori puntuali degli sforzi così dedotti, mostrando un errore relativo massimo, rispetto ai dati sperimentali, del 3% per la forza verticale, del 5% per la deformazione orizzontale, del 19% per il modulo di rigidezza a trazione indiretta e dell'8% per il tempo di crescita della forza impulsiva.

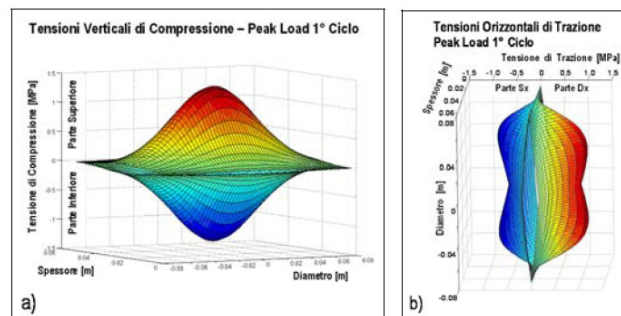


Figura 3.32 – interpolazione degli sforzi registrati durante la modellazione: superficie esponenziale per sforzi di compressione (a), superficie a sella per sforzi di trazione (b) – Dondi e Bragaglia, 2006

3.4. La modellazione numerica del test di trazione indiretta

Tra le prove sperimentali il test di trazione indiretta è stato ritenuto particolarmente rappresentativo del comportamento delle miscele analizzate ed è stato pertanto simulato, partendo dai dati evidenziati in letteratura.

Inizialmente è stato realizzato un modello con un numero limitato di elementi ball, al fine di studiare nel dettaglio il comportamento macroscopico qualitativo e legame costitutivo visco-elastico, velocizzando al contempo le procedure legate all'analisi computazionale. Successivamente, il modello è stato perfezionato,

introducendo la curva granulometrica reale delle miscele studiate, avendo in tal modo la possibilità di approfondire le potenzialità del codice di calcolo nel cogliere il comportamento di un materiale eterogeneo.

3.4.1. Il test di trazione indiretta tramite il modello semplificato

La definizione di un modello numerico semplificato, con un numero ridotto di elementi ball, permette di impostare simulazioni che, pur garantendo la corretta simulazione della realtà, riescono a fornire risultati rappresentativi in tempi ragionevolmente brevi, in relazione alle potenzialità dei macchinari utilizzati. Inizialmente è stato pertanto creato un modello con la tecnica dell'espansione del raggio delle ball utilizzando una granulometria standard. Come per le altre simulazioni si fa riferimento al Sistema Internazionale di misura, con le lunghezze espresse in metri e le forze in Newton.

Per creare un provino circolare, come quello necessario per la prova di trazione indiretta è possibile creare in prima istanza un provino quadrato da cui tagliare successivamente un cerchio di raggio voluto. Gli elementi boundary di confine sono quindi definiti da 4 elementi wall disposti a creare un quadrato di lato pari a 100 mm = 0.10 m. Passo successivo è stata la creazione delle ball, che in questo caso si è scelto di considerare come cilindri di spessore pari a 0.056 m, media degli spessori calcolati sui provini reali: questo garantisce la corretta simulazione della massa del campione, nonché le pressioni agenti sulle facce superiori del modello.

Le ball sono state create, come già anticipato, con la tecnica dell'espansione del raggio, ovvero è stato imposto un numero totale di ball (1000) da creare all'interno dei contorni appena definiti, di raggio variabile secondo una distribuzione normale, con gli unici vincoli di mantenere il rapporto tra raggio massimo e minimo pari a 1.5 e conseguire una porosità finale pari al 5%. Le particelle sono, pertanto, distribuite in modo casuale all'interno dello spazio definito dai wall e, successivamente, modificate nelle dimensioni, aumentando o diminuendo il raggio di ogni elemento, fino a raggiungere il volume dei vuoti desiderato, attraverso il procedimento iterativo meglio definito altrove.

Al termine della procedura di creazione degli elementi ball, gli sforzi interni, prodotti dalla sovrapposizione degli elementi stessi, sono stati ridotti attraverso la subroutine, già utilizzata nelle modellazioni precedenti, per la ricerca dello sforzo isotropico interno costante, imponendo un valore finale trascurabile dell'ordine di 10^{-3} : così facendo la distribuzione degli sforzi interni risulta essere omogenea e rappresentativa della situazione reale, caratteristica di un materiale isotropo.

Infine, a differenza delle simulazioni impostate per i materiali non legati, si osserva che il modello appena definito presenta un elevato numero di floaters, ovvero particelle che presentano meno di tre contatti. Tali particelle contribuiscono ad aumentare la porosità del campione, creando dei vuoti incapsulati all'interno del materiale che, se sollecitati, possono coalescere in fessure non prevedibili e non rispondenti al materiale reale. Per eliminare i

floaters è necessario definire una fish in grado di ridistribuire internamente gli elementi nei punti critici, garantendo, al termine della procedura, almeno 3 contatti per ogni elemento ball (Potyondy e Cundall, 2004).

Una volta terminata questa procedura è possibile instaurare i legami di contatto tra le particelle, rimuovere i wall di confine e “ritagliare” il provino circolare dal modello quadrato: questo è possibile definendo all’interno del modello quadrato un cerchio di raggio 0.05 m ed eliminando tutti gli elementi ball il cui centro cade all’esterno di tale cerchio.

Passo successivo è l’installazione dei legami di contatto e, di conseguenza, la caratterizzazione del comportamento meccanico del materiale. Di particolare rilevanza nel metodo agli elementi distinti particellari è lo studio del legame costitutivo da attribuire agli elementi ball del modello: a questo proposito si osserva che, come già ricordato, i metodi particellari sono stati introdotti in origine per lo studio di materiali discontinui, tuttavia, sulla base degli studi presenti in letteratura e riportati nel paragrafo precedente, è stato possibile definire legami caratteristici dei materiali legati con legante bituminoso.

Il comportamento del materiale è stato definito attraverso la rigidità degli elementi ball (normale e tangenziale) e la rigidità dei legami di contatto, tramite il legame di tipo contact-bond.

Per la modellazione del legame viscoelastico si è fatto riferimento allo studio di Chang e Megoda (1997), che hanno testato i modelli di Maxwell, Burger e Kelvin-Voigt (Figura 3.33) al fine di valutarne l’applicabilità in un test in controllo di deformazione.

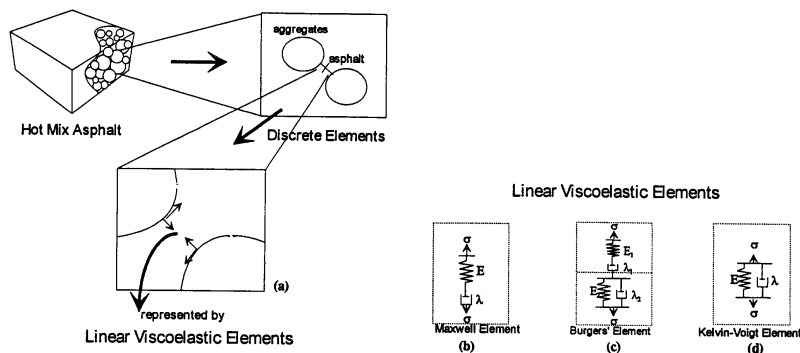


Figura 3.33 – Micromechanical System of HMA (Chang e Megoda, 1997)

Il modello di Kelvin-Voigt evidenzia una deformazione sostanzialmente in fase con la sollecitazione a qualunque temperatura, senza rilassamento del materiale. I modelli di Maxwell e di Burger, invece, mostrano una deformazione viscosa a temperature elevate e un comportamento approssimativamente elastico alle basse temperature, evidenziando un tipico comportamento reologico, caratteristico dei materiali bituminosi.

Successivamente Abbas (2004) ha verificato l'applicazione del modello di Burger tramite il codice DEM al bitume, confrontando le soluzioni in forma chiusa per il modello di creep e rilassamento con dati sperimentali e analisi numeriche in Fortran. Il modello studiato, di estrema semplicità, è costituito da due particelle cilindriche in contatto puntuale, di diametro e spessore unitario, che interagiscono tra loro attraverso il modello di Burger (Figura 3.34 - sinistra). La particella inferiore è vincolata in direzione x e y, mentre la particella superiore è vincolata nella sola posizione orizzontale, ma libera di muoversi lungo l'asse y. Non sono ammesse rotazioni. La Figura 3.34 – destra mostra i riscontri analitici ottenuti, evidenziando un'ottima rispondenza sia nella fase di carico che di scarico. Discorso analogo per la funzione di rilassamento evidenziata in Figura 3.35.

Sulla base delle evidenze sperimentali e delle esperienze in letteratura (Collop et al., 2004 – Dondi et al., 2006), nel presente studio il comportamento del legante bituminoso è stato pertanto strettamente collegato alla rigidità degli elementi, attribuendo loro caratteristiche viscoelastiche, basate sul modello di Burger.

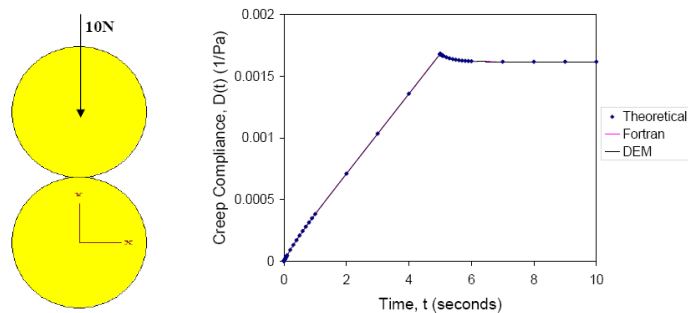


Figura 3.34 – Modello bi-particellare (sinistra) e creep-compliance (destra) - Abbas, 2004

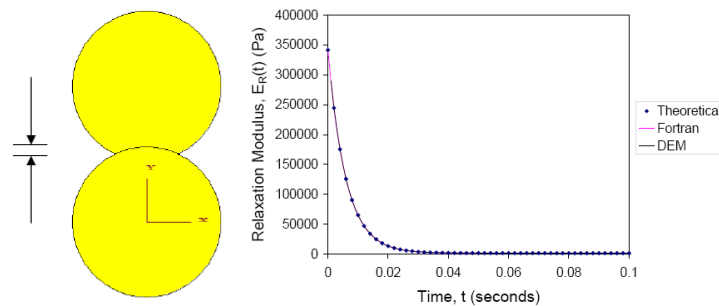


Figura 3.35 – Modello bi-particellare (sinistra) e relaxation modulus (destra) – Abbas, 2004

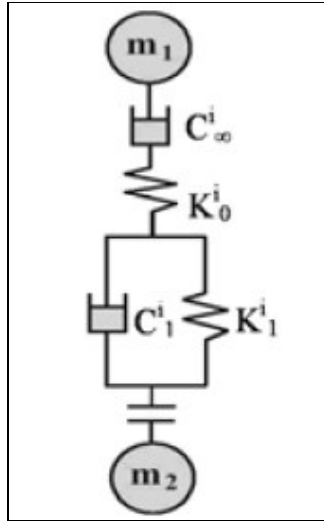


Figura 3.36 – modello di Burger

Come schematizzato in Figura 3.36, il modello di Burger, lo spostamento relativo di ogni coppia di particelle è governato da un sistema formato da una coppia molla-ammortizzatore in serie associata ad una coppia molla-ammortizzatore in parallelo. Le rigidzze di contatto normale \$k_n\$ e tangenziale \$k_s\$ degli elementi ball sono state quindi espresse in funzione dei seguenti parametri:

- il tempo di carico \$t\$
- le costanti elastiche della molla in serie (\$K_0\$) e della molla in parallelo (\$K_1\$)
- le costanti di smorzamento viscoso dell'ammortizzatore in serie (\$C_{inf}\$) e dell'ammortizzatore in parallelo (\$C_0\$)
- il tempo di rilascio \$\tau\$, dato dal rapporto tra la costante di smorzamento dell'ammortizzatore e la costante elastica della molla in parallelo (\$C_1/K_1\$)

Analiticamente, la generica rigidzza di contatto viene pertanto scritta come:

$$k_i = \left[\frac{1}{K_0^i} + \frac{t}{C_{\infty}^i} + \frac{1}{K_1^i} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau^i}} \right) \right]^{-1} \quad (3-9)$$

Tale impostazione sarà oggetto di un'attenta procedura di calibrazione, in cui i parametri sono stati scelti in modo arbitrario in modo tale da ottenere una curva sforzi/deformazioni simile a quella sperimentale in termini di forma e dimensioni.

Una volta approntato il modello numerico è necessario costruire un adeguato castello di prova che riproduca correttamente quanto avviene in laboratorio nel test di trazione indiretta in controllo di deformazione, ovvero è necessario definire due piastre di carico di dimensioni corrispondenti a quelle reali.

Per fare questo, in analogia con altri casi di studio riportati sempre all'interno della presente ricerca, sono state impostate due piastre "bidimensionali" definite, ognuna, da quattro wall di confine e cinque elementi ball (Tabella 3.13) che creano un corpo rigido e impenetrabile agli elementi del modello numerico (Figura 3.37).

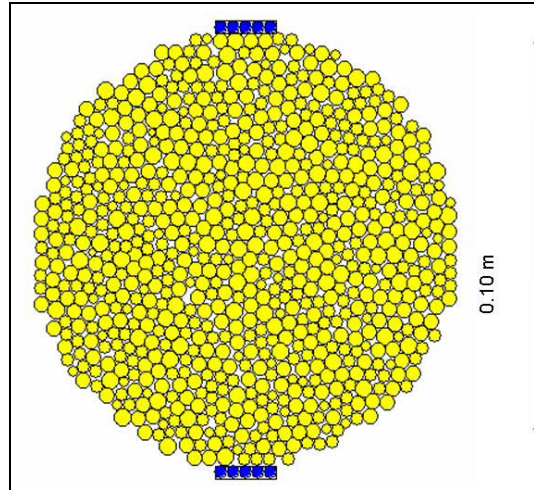


Figura 3.37 – test di trazione indiretta: configurazione di prova

Tabella 3.13 – test di trazione indiretta: caratteristiche delle piastre di carico

Caratteristiche delle piastre di carico			
Dimensioni			
Larghezza (m)	0.015	Altezza (m)	0.003
Caratteristiche degli elementi wall			
Kn (N/m)	1×10^{30}	Ks (N/m)	1×10^{30}
Caratteristiche degli elementi ball			
Kn (N/m)	1×10^5	Ks (N/m)	1×10^5
N bond (N)	1×10^{10}	S bond	1×10^{10}
Densità (kg/mc)	2500	Raggio (m)	0.0015

Durante l'esecuzione del test le piastre di carico si muovono entrambe a velocità costante pari a 0.042 mm/sec, corrispondente a metà della velocità totale che nel test reale viene imposta alla sola piastra superiore. Questo è dovuto a quanto già ricordato da Dondi e Bragaglia (2006), ovvero che nella simulazione della prova, lo spostamento relativo della piastra di carico genera forze che si propagano nel modello in maniera discontinua e non istantanea, ma con velocità finita: facendo spostare entrambe le piastre, tale incongruenza viene di fatto dimezzata e il comportamento tensionale interno del materiale è maggiormente assimilabile a quello reale. Ulteriore accorgimento per limitare tale discrepanza è la modalità di

impostazione del carico: il test avviene, coerentemente con la prova sperimentale, in controllo di deformazione. Per evitare carichi impulsivi al provino, che potrebbero dare origine a fenomeni di instabilità, la velocità finale delle piastre di carico viene raggiunta gradualmente, attraverso l'utilizzo della fish "accel_platens". La subroutine, in particolare, consente suddividere il percorso in un determinato numero di step consecutivi, in ognuno dei quali le piastre di carico raggiungono un valore di velocità corrispondente a una frazione crescente della velocità finale. Una volta raggiunta la velocità desiderata la fish "movimento_piastre" mantiene le condizioni imposte fino al raggiungimento di una deformazione pari a 0.005 m, in cui il provino reale ha già superato il picco di rottura. Il test simulato registra l'andamento della curva forza-spostamento per un confronto diretto con i risultati sperimentali.

Oltre a ciò, quattro cerchi di misura, oltre a quello utilizzato per la preparazione del provino, permettono di valutare l'evoluzione nel tempo di alcune grandezze caratteristiche tra cui tensioni, deformazioni e addensamento delle ball. Un cerchio ha origine nel centro del provino e raggio pari a 0.045 m, volutamente inferiore al raggio del cerchio inscritto nel modello numerico del campione in esame per evitare gli effetti di bordo. Altri tre cerchi di misura, di dimensioni inferiori (raggio = 0.015 m) sono stati posizionati lungo l'asse verticale centrale del modello, a tre altezze distinte, in modo da poter valutare il comportamento del campione a diverse altezze rispetto ai carichi imposti. La Tabella 3.14 riporta le caratteristiche geometriche dei cerchi di misura.

Tabella 3.14 – test di trazione indiretta: definizione dei cerchi di misura

Cerchio di misura (id)	Raggio (m)	x	y
2	0.015	0.0514	0.0814
3	0.015	0.0514	0.0514
4	0.015	0.0514	0.0214
5	0.045	0.0514	0.0514

Le grandezze registrate nel corso della prova, attraverso il comando History, sono le seguenti:

- energia interna
- energia di legame
- energia sviluppata dagli elementi boundary
- energia di attrito
- energia cinetica
- energia di deformazione
- forze diagnostiche (forza media non bilanciata e forza media di contatto)
- distanza tra le piastre di carico e abbassamento del provino
- forza agente sulle piastre di carico
- tensione verticale e orizzontale all'interno dei cerchi di misura
- volume dei vuoti all'interno dei cerchi di misura

Una volta impostato il test è iniziata la procedura di taratura dei parametri: avendo fissato preventivamente la densità delle ball, in quanto corrispondente a quella del provino reale, sono stati variati i parametri di contatto tra le particelle, ovvero la rigidezza delle ball, il coefficiente di attrito interno e la rigidezza dei legami di contatto. Per semplificare la procedura di calibrazione del modello numerico, facendo riferimento alla tecnica già adottata per la prova di carico su piastra descritta nel capitolo 2, si è scelto di ridurre il numero di variabili da determinare, considerando l'uguaglianza tra k_n / k_s (McGuire e Gallagher, 1979), mentre sono stati variati tutti gli altri parametri.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi di sensitività effettuata. Innanzi tutto sono stati svolti alcuni test in configurazione elastica, senza pertanto attribuire il legame viscoso alle rigidezze, in modo da definire gli ordini di grandezza in gioco e tarare i valori di partenza per i parametri k_n e k_s , risultati pari a 2×10^8 N e per il coefficiente di attrito interparticellare, pari a 0.4.

Successivamente è stato introdotto il legame viscoelastico, variando i parametri delle rigidezze delle molle e le costanti di smorzamento degli ammortizzatori del modello di Burger al fine di ottenere curve sforzi/spostamenti analoghe a quelle reali. In Tabella 3.15 sono riportati i parametri attribuiti a due dei modelli realizzati, corrispondenti ad una miscela con legante naturale ed una miscela con legante modificato, entrambe compattate secondo metodologia Marshall.

Tabella 3.15 – prova di trazione indiretta: parametri viscoelastici di calibrazione per miscele compattate con metodo Mashall

Modello	K1n (N)	K2s (N)	Cin	C1n
Naturale_marshall	2×10^8	2×10^8	1.4×10^{10}	2.5×10^{11}
Hard_marshall	2×10^8	2×10^8	3.5×10^{10}	2.5×10^{11}

Si osserva come i parametri di rigidezza della molla in serie e di quella in parallelo siano stati mantenuti costanti e pari al valore iniziale di rigidezza degli elementi ball. La pendenza della curva carico/spostamento e la posizione del punto di collasso dipendono pertanto dai parametri che definiscono gli ammortizzatori viscosi del modello di Burger e, in primo luogo, dal coefficiente di smorzamento dell'ammortizzatore in serie. Considerando che le due miscele analizzate differiscono per la sola qualità del legante, si deduce che ad essa deve essere associato il valore della costante di smorzamento viscoso della molla in serie. Date le particolari condizioni simulate nel corso dell'analisi, Tale valore è dunque strettamente correlato alle proprietà del legante.

Il grafico riportato in Figura 3.38 riporta il confronto tra le curve sperimentali (in grigio) e le curve numeriche (in nero) per le due miscele considerate, evidenziando un'ottima corrispondenza.

In particolare si osserva come il modello riesca a ricalcare perfettamente la pendenza della curva carico/spostamento fino al punto di collasso, mostrando un primo tratto in cui prevale la deformazione lineare elastica, cui segue un tratto a prevalente comportamento viscoso. Due sono le sole discrepanze registrate. La

prima riguarda il tratto iniziale delle curve, legato più che altro a problematiche di laboratorio non evidenziate dal modello numerico: sperimentalmente si registra infatti uno spostamento rilevante a fronte di un leggero innalzamento della forza agente sulle piastre di carico, aspetto attribuito all'iniziale assestamento del castello di prova. In secondo luogo si osserva che il modello numerico non riesce a cogliere appieno il comportamento post-picco: una volta raggiunto il punto di collasso, mentre i dati sperimentali mostrano una repentina diminuzione della forza agente sulle piastre di carico, il modello numerico sembra evidenziare una maggiore riserva di energia.

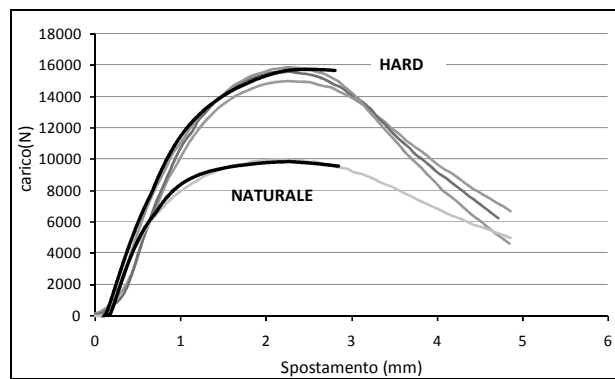


Figura 3.38 – test di trazione indiretta: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento – compattazione Marshall

Successivamente lo stesso tipo di test è stato tarato per le prove di trazione indiretta effettuate su campioni compattati con pressa giratoria. Le prove sperimentali avevano evidenziato che, mentre la miscela confezionata con bitume tradizionale presenta una resistenza a trazione indiretta all'incirca analoga con entrambe le modalità di compattazione, per la miscela realizzata con bitume hard la resistenza a trazione indiretta del campione realizzato con pressa giratoria è sempre notevolmente maggiore di quella del campione compattato con tecnica Marshall. Tale aspetto viene evidenziato anche nella calibrazione dei modelli numerici: i parametri riportati in

Tabella 3.16 mostrano infatti che il passaggio da compattazione Marshall a compattazione girescopica si traduce principalmente in un incremento di 0.6×10^{10} del valore della costante di smorzamento viscoso del primo ammortizzatore per la miscela con legante naturale, mentre è necessario un incremento di 1.5×10^{10} per la miscela con legante modificato.

La Figura 3.39 riporta il confronto tra le curve sperimentali (in grigio) e le curve numeriche (in nero) per le miscele compattate con pressa giratoria, evidenziando una buona corrispondenza con i dati sperimentali. In generale è possibile ripetere anche in questo caso le osservazioni fatte per le precedenti simulazioni.

Tabella 3.16 – prova di trazione indiretta: parametri viscoelastici di calibrazione per miscele compatte con giroscopica

Modello	K1n (N)	K2s (N)	Cin	C1n
Naturale_giroscopica	2×10^8	2×10^8	2×10^{10}	2.5×10^{11}
Hard_giroscopica	2×10^8	2×10^8	5×10^{10}	2×10^{11}

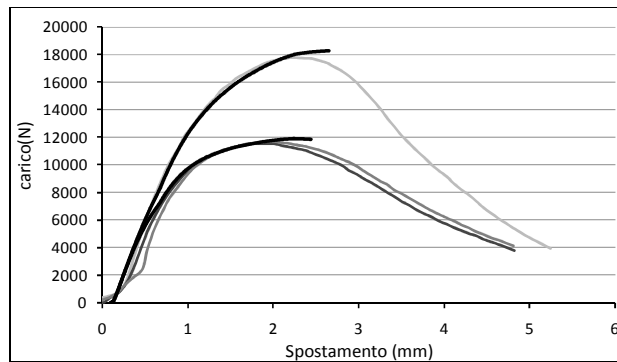


Figura 3.39 – test di trazione indiretta: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento – compattezza giroscopica

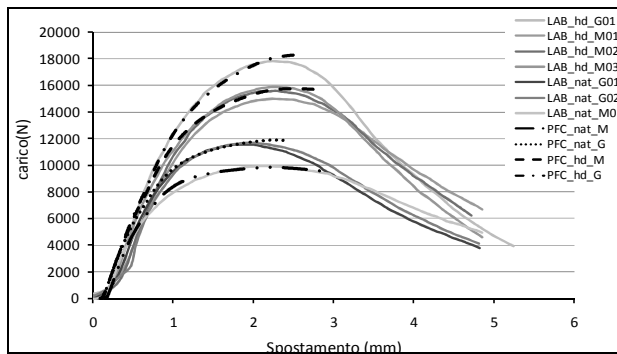


Figura 3.40 – test di trazione indiretta: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento nelle quattro configurazioni considerate

La Figura 3.40 riporta infine un grafico complessivo con le quattro configurazioni analizzate.

Ulteriore aspetto valutato è stato quello qualitativo: la Figura 3.41 e la Figura 3.42 riportano a tal proposito l'evoluzione del modello durante lo svolgimento della prova. Anche in questo caso si ha una stretta coerenza con le evidenze sperimentali. La Figura 3.41 mostra il modello numerico al termine del test, quando la fessura centrale, originata per trazione indiretta, si è già propagata a tutto il provino. In particolare è possibile visualizzare la distribuzione delle forze

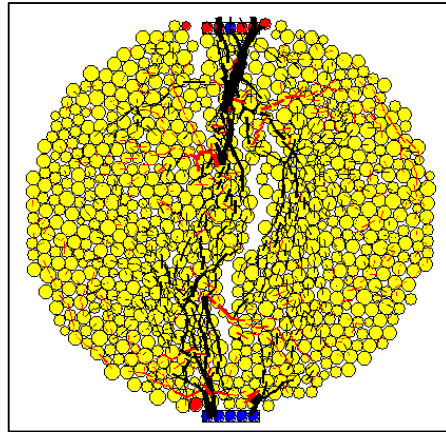


Figura 3.41 – test di trazione indiretta configurazione verticale: innesco della frattura e distribuzione delle forze interne (in nero: compressione, in rosso: trazione)

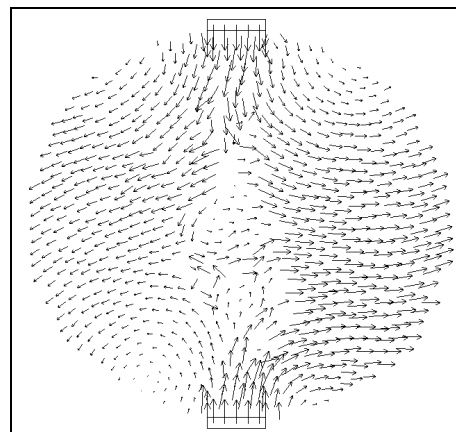


Figura 3.42 – test di trazione indiretta configurazione verticale: velocità di spostamento degli elementi ball alla rottura

interne, caratterizzate da forze di compressione verticali (in nero in figura) e forze di trazione orizzontali (in rosso in figura).

In Figura 3.42 invece sono riportati i vettori velocità degli elementi ball al termine del test: è chiara la scissione in due parti del campione e il movimento delle singole parti verso l'esterno, esattamente come accade in laboratorio.

3.4.2. La definizione del modello “reale”

Una volta tarato e verificato il modello semplificato, si è stabilito di analizzare un modello numerico basato sulla reale granulometria del problema, nell’ottica di cogliere aspetti più rappresentativi del materiale reale, soprattutto dal punto di vista della modalità di rottura dello stesso.

Nella definizione del nuovo modello si è partiti, come negli altri casi, dall’impostazione degli elementi di contorno: a differenza del modello semplificato, in cui il punto di partenza era un modello quadrato da cui si ritagliava un provino circolare, si è scelto di definire direttamente gli elementi di contorno con la forma finale, approssimando il contorno circolare con un poligono di 40 lati, in modo da avere una migliore definizione del modello sui bordi esterni e la granulometria perfettamente coerente con quella impostata.

Passo successivo è stata, dunque, la definizione degli elementi ball, sulla base delle esperienze già applicate nella simulazione della prova CBR.

In questo caso, dato l’elevato numero di elementi, la resa dell’elaborazione numerica è stata migliorata applicando la tecnica dell’up-scaling, ovvero definendo una granulometria tale per cui le particelle del modello numerico corrispondono esattamente a quelle reali, a meno di un fattore di scala.

In particolare, la tecnica dell’up-scaling della curva granulometrica reale consiste nel moltiplicare il diametro delle particelle per un fattore S : l’assortimento granulometrico così ottenuto presenta il medesimo andamento di quella reale, ma è traslato verso destra di un valore pari a:

$$\Delta D = (S - 1) D_{iniziale} \quad (3-10)$$

dove ΔD è il modulo del vettore spostamento, S è il fattore di up-scaling e $D_{iniziale}$ la dimensione media della curva granulometrica reale.

Si osserva che la tecnica dell’up-scaling è stata più volte sfruttata in letteratura grazie al notevole risparmio derivato dal punto di vista computazionale. Konietzky et al. (2002) hanno introdotto questa tecnica nello studio di materiali granulari, al fine di ottenere modelli numerici non eccessivamente pesanti per lo studio di prove di taglio prima e terreni di fondazione successivamente. In particolare, nello studio esaminato, sono stati utilizzati fattori di up-scaling per il diametro delle particelle pari a 20, 30, 35 e 40 ottenendo modelli da 10.000, 4.500, 3.500 e 2.500 particelle rispettivamente. Proporzionalmente al fattore di up-scaling, anche la dimensione della scatola di taglio è stata scalata fino a raggiungere le dimensioni di 0.8 x 2.4 m, che corrisponde ad un fattore di up-scaling geometrico di 40. I risultati conseguiti mostrano l’adattabilità della tecnica agli studi in questione: la dispersione dei risultati è analoga a quella ottenuta con il modello di particelle random anche se, come prevedibile, minore è il fattore di

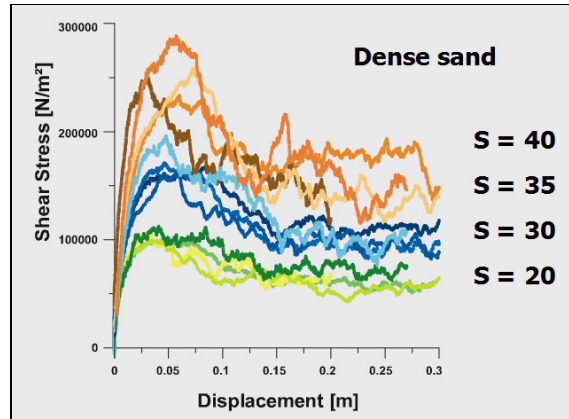


Figura 3.43 – influenza del fattore di up-scaling (Konietzky et al., 2002)

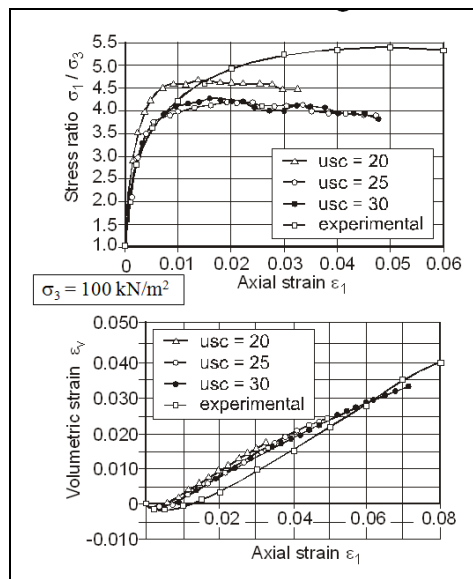


Figura 3.44 – modellazione della prova triassiale al variare del fattore di up-scaling (Achmus et al., 2002)

up-scaling, maggiore è la continuità della curva sforzi-deformazioni conseguita. Risulta importante osservare l'indipendenza dell'angolo di attrito, ovvero del risultato finale ricercato, dal fattore di up-scaling.

Uno studio analogo è stato proposto da Achmus et al. (2002), che hanno valutato l'influenza della tecnica dell'up-scaling per terreni non coesivi, simulando una prova triassiale su uno stesso campione di sabbia modellato con diversi fattori di

scala (20, 25 e 30). La ricerca ha evidenziato che, in generale, diversi fattori di scala comportano una diversa calibrazione dei parametri numerici k_n e k_s , ovvero è necessaria una nuova procedura di calibrazione ogniqualvolta viene modificato il fattore di scala. Mantenendo invece la medesima granulometria, gli stessi parametri ricavati per un test sono caratteristici del materiale e possono essere utilizzati in configurazioni differenti.

L'utilizzo della tecnica dell'up-scaling risulta pertanto giustificato, a fronte delle esperienze presenti in letteratura. La curva granulometria è stata pertanto suddivisa in classi caratterizzate da un range di diametri equivalenti, e per ogni classe è stato definito il numero preciso di elementi ball che il codice di calcolo deve generare.

Le ball sono quindi generate con la tecnica dell'espansione del raggio, ovvero per ogni range di diametri viene creato un certo numero di ball, come già anticipato proporzionale al passante granulometrico reale, il cui raggio verrà in seguito aumentato o ridotto di un fattore tale per cui l'insieme definitivo di ball otterrà la porosità, e quindi l'indice dei vuoti, desiderato.

In Figura 3.45 sono riportate la curva granulometrica reale e quella del modello numerico, approssimabile alla curva sperimentale a meno di uno shift factor costante, secondo appunto la tecnica dell'up-scaling di cui sopra.

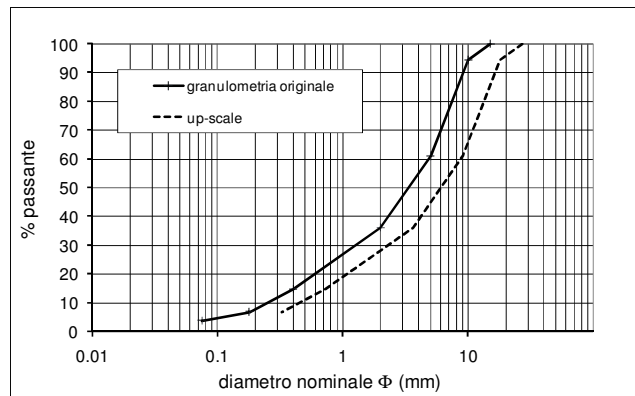


Figura 3.45 – curva granulometrica: confronto tra curva sperimentale e numerica

Successivamente, anche in questo caso è stato necessario procedere al detensionamento del modello, in modo da raggiungere uno sforzo isotropico interno di intensità trascurabile e ininfluyente sui risultati dei test numerici, e alla rimozione degli elementi floaters, come già spiegato nel paragrafo precedente.

Al termine delle procedure indicate, come evidenziato in Figura 3.46, la distribuzione delle forze di contatto risulta essere omogenea, così come l'ubicazione dei contatti stessi tra gli elementi.

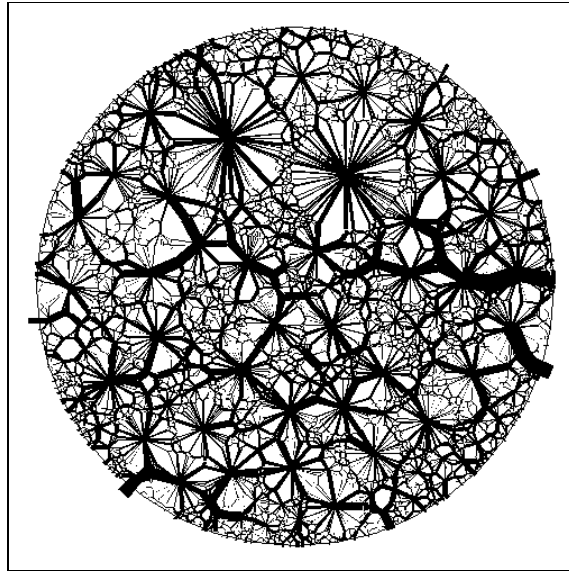


Figura 3.46 – distribuzione delle forze di compressione al termine della ricerca dello sforzo isotropico

La prima verifica sul modello numerico appena definito riguarda lo studio della forza peso del campione. A tale scopo si sono fatti variare i parametri di rigidità del materiale, verificando il comportamento del modello una volta soggetto alla sola forza di gravità: il test, nella sua semplicità concettuale, risulta molto interessante per la prima taratura dei parametri del modello, permettendo di escludere valori di rigidità di contatto che danno origine a comportamenti qualitativi assurdi e non compatibili con la realtà sperimentale. Di fatto, il provino è adagiato su una piastra orizzontale e soggetto alla sola forza di gravità: una volta terminata la procedura di assestamento, la forza agente sulla piastra deve essere corrispondente al peso del campione stesso. Il test registra i valori di velocità di un elemento ball centrale, ritenuto rappresentativo del modello, e la forza peso agente sulla piastra di base in funzione del tempo. Il test termina quando la differenza tra due letture consecutive della forza peso differiscono per una quantità trascurabile. Si osserva che l'operazione risulta essere comunque rilevante dal punto di vista dell'onere computazionale, a causa dell'elevato numero di elementi ball che costituiscono il modello. La presenza di una curva granulometrica bene definita, inoltre, comporta elementi ball con diametri piuttosto differenti tra loro, particolare che aumenta di per sé notevolmente l'onere computazionale del problema, per la maggiore difficoltà di garantire il passaggio tra stati di equilibrio consecutivi.

Di seguito sono brevemente riportati alcuni dei risultati conseguiti sullo studio della forza peso del modello in esame.

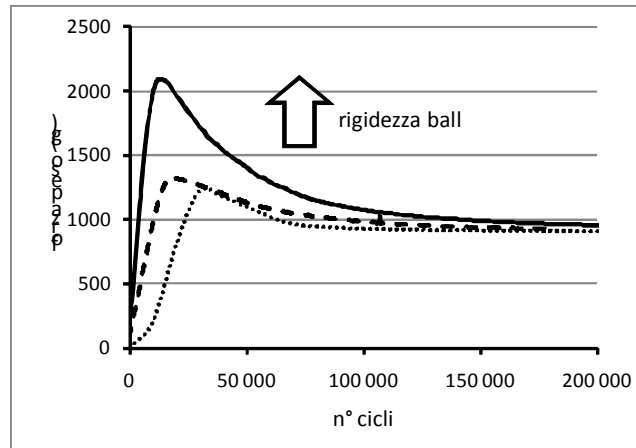


Figura 3.47 – valutazione della forza peso a fronte dell'installazione dell'accelerazione di gravità, al variare della rigidezza degli elementi ball

La Figura 3.47 riporta l'andamento della forza peso registrata sull'elemento wall inferiore, una volta impostata nel modello l'azione dovuta all'accelerazione di gravità. Le tre curve sono rappresentative di tre valori differenti di rigidezza attribuiti agli elementi ball del modello. In generale, dopo un periodo di assestamento in cui la forza peso assume valori via via crescenti, il valore finale rimane costante e pari al peso del campione reale. Si osserva come la rigidezza degli elementi influenzi l'andamento della forza peso: all'aumentare del valore di rigidezza, il modello impiega più tempo per raggiungere la nuova condizione di equilibrio e maggiore è l'escursione compiuta dal valore della forza stessa. Tale aspetto dovrà essere considerato nella procedura di calibrazione, avendo cura di verificare la condizione di equilibrio prima di imporre deformazioni ulteriori.

Il definitivo assestamento degli elementi ball è confermato anche dallo studio sull'andamento della velocità assunta dalle particelle, che si stabilizza attorno allo zero una volta raggiunto il valore finale e costante della forza peso, indice appunto di una nuova condizione di equilibrio statico per gli elementi del modello. La Figura 3.48 mostra il modello al termine della procedura di preparazione: a sinistra si possono osservare i contatti interparticellari, mentre a destra sono evidenziate le forze interne di contatto, forze di compressione concentrate, a causa dell'azione della forza di gravità, nella parte inferiore del provino, sulla base di appoggio.

La Tabella 3.17 riporta sinteticamente le caratteristiche iniziali attribuite al modello numerico, pronto per l'inizio del test.

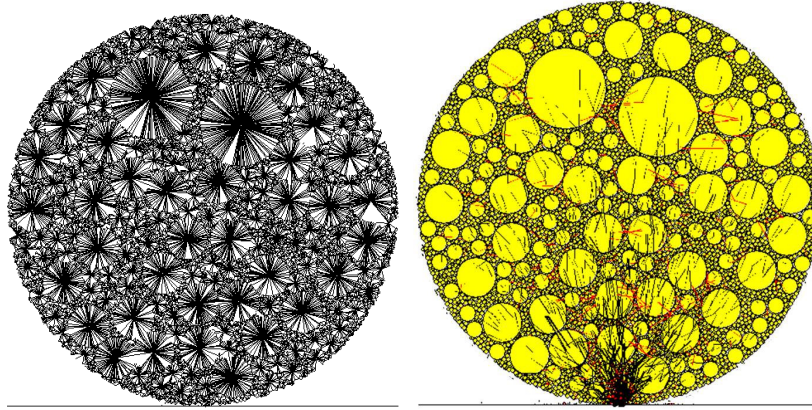


Figura 3.48 – modello per trazione indiretta: contatti (sinistra) e forze di contatto interne (destra)

Tabella 3.17 – caratteristiche iniziali del modello numerico

Caratteristica	valore	u.m.
Numero ball	17699	-
Kn (wall)	1×10^{15}	N/m
Ks (wall)	1×10^{15}	N/m
Kn (ball)	2×10^8	N/m
Ks (ball)	2×10^8	N/m
Coefficiente di attrito interparticellare	0.4	-
Densità	2424	Kg/mc

3.4.3. Il test di trazione indiretta tramite il modello “reale”

La configurazione di prova analizzata è la stessa utilizzata per il provino semplificato. L'unica differenza riguarda l'onere computazionale richiesto, ingente a causa dell'elevato numero di elementi costituenti il modello numerico.

Anche in questo caso, particolarmente laboriosa è stata la procedura di calibrazione del modello, necessaria in quanto è stata variata la granulometria dello stesso, come ricordato da Achmus et al. (2002).

Tale aspetto ha condotto alla modellazione di una sola delle configurazioni analizzate in precedenza, attraverso i valori riportati in Tabella 3.18. Anche in questo caso si osserva come assuma particolare rilevanza il coefficiente di smorzamento viscoso della molla in serie nella modellazione del legante. In Figura 3.49 viene riportato l'andamento della curva forze/spostamenti: rispetto al caso precedente, dove la granulometria era assunta omogenea, la curva presenta alcune discontinuità legate alla diversità di dimensioni degli elementi. Tuttavia, si riescono a cogliere anche in questo caso i parametri fondamentali, ovvero la pendenza della curva e il carico di picco.

Tabella 3.18 – prova di trazione indiretta: parametri viscoelastici di calibrazione

Modello	K1n (N)	K2s (N)	Cin	C1n
Naturale	2×10^3	2×10^8	5.0×10^9	5.0×10^{10}
Hard	2×10^8	2×10^8	1.0×10^{10}	1.0×10^{10}

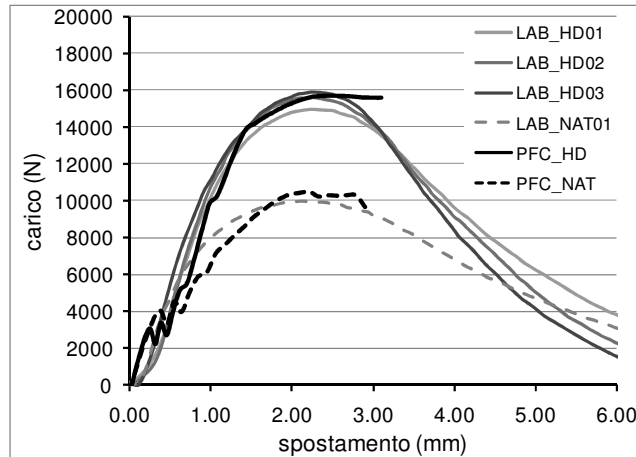


Figura 3.49 – test di trazione indiretta con modello “reale”: curva forza/spostamento

Aspetto peculiare di questa tipologia di modellazione è sicuramente l'aspetto qualitativo, che fornisce un ottimo confronto con le prove sperimentali evidenziato nelle figure seguenti.

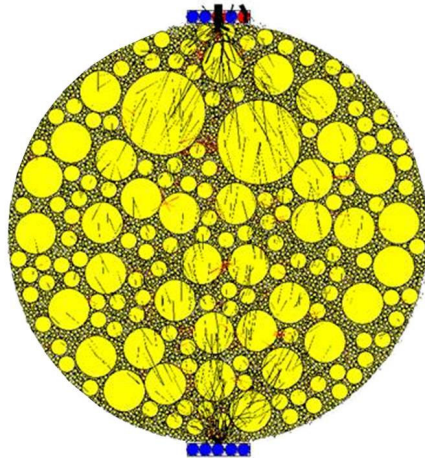


Figura 3.50 – test di trazione indiretta con modello “reale”: distribuzione delle forze di contatto interne durante la prova (compressione in nero e trazione in rosso)

In Figura 3.50 si riporta la distribuzione delle forze interne che si sviluppano durante l'esecuzione del test: si osservi come tale distribuzione sia variata rispetto alla situazione iniziale riportata in Figura 3.48, in cui il provino era soggetto alla sola forza di gravità, e come sia invece coerente con l'aspetto teorico in cui le forze di compressione (in nero) assumono andamento verticale e le forze di trazione (in rosso) assumono andamento orizzontale.

In ultimo, in Figura 3.51 si osserva il confronto tra modello numerico e provino reale al termine del test: la fessura sviluppata si corre verticalmente ed è caratterizzata dalla rottura a livello del legante. In analogia a quanto accade nel campione reale, si rompono i legami di contatto, mentre rimangono intatti gli inerti rappresentati dagli elementi ball.

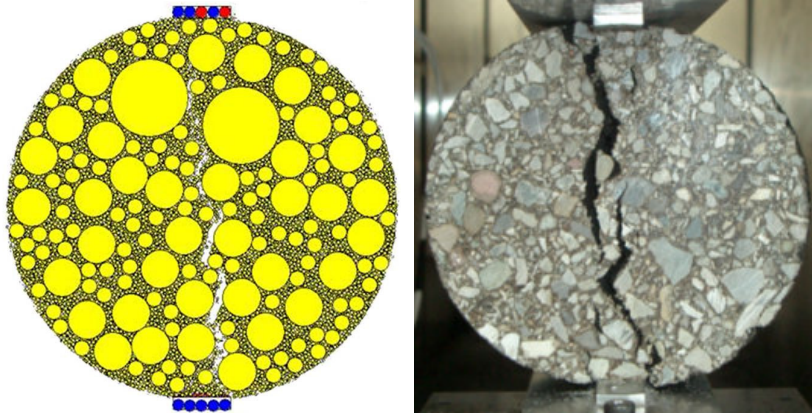


Figura 3.51 – test di trazione indiretta con modello “reale”: confronto con provino sperimentale

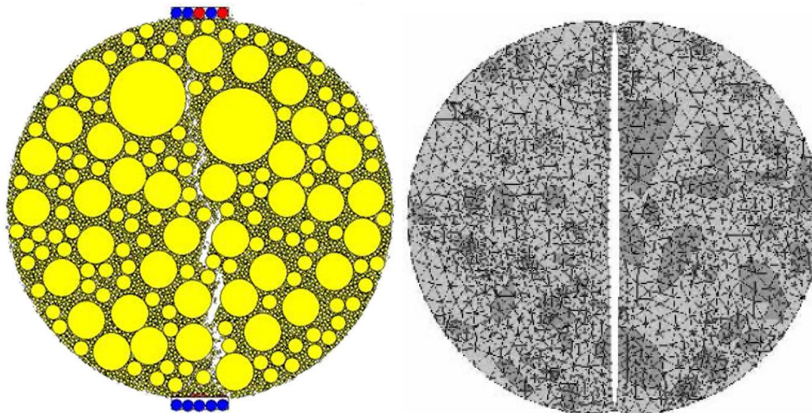


Figura 3.52 – test di trazione indiretta con modello “reale”: confronto con modello FEM (Soares, 2004)

Ulteriore confronto può essere fatto con un esempio di modellazione al continuo. La riporta nuovamente il modello realizzato con PFC, a sinistra, e il modello FEM, a destra, realizzato da Soares et al. (2004): entrambi i modelli tendono a modellare la struttura del materiale nel dettaglio, ma è chiaramente evidente come il metodo agli elementi distinti particellari riesca a modellare più accuratamente lo sviluppo della fessura centrale.

3.5. Il Wheel-Tracking test

Ulteriore prova sperimentale simulata attraverso il metodo DEM è il Wheel-Tracking Test, utilizzato per lo studio della suscettività della miscela all'ormaiamento.

La procedura utilizzata per la definizione del modello numerico riprende quanto già più volte ribadito nel corso della presente ricerca: partendo dalla definizione degli elementi boundary di confinamento, si è passati alla definizione delle particelle che costituiscono il modello e alla loro riorganizzazione spaziale in modo da ottenere una distribuzione di sforzi interni adatta alla simulazione da effettuare. L'unica differenza rispetto alle procedure già descritte, riguarda l'applicazione della tecnica dell'up-scaling. Il fattore di scala adottato nel modello in esame, non riguarda solo l'assortimento granulometrico dell'insieme di elementi ball, ma è stato esteso anche alla geometria. Data la particolare configurazione del provino, travetto di dimensioni 30 x 6.5 x 6.5 cm, il ricorso al solo up-scale granulometrico porterebbe infatti ad ottenere un modello con un numero eccessivamente ridotto di elementi ball disposti lungo la direzione delle y, portando a risultati falsati e di difficile interpretazione. Il modello è stato pertanto scalato in modo da ottenere una larghezza di 50 cm. Come già evidenziato in letteratura e più volte ricordato, la variazione di geometria ha reso necessaria un'ulteriore analisi di sensitività, portando ad una nuova calibrazione dei parametri attribuiti al materiale. Le rigidzze degli elementi ball, normale e tangenziale, sono state assunte pari a 2×10^6 N/m per entrambe le miscele analizzate, mentre il coefficiente di attrito è stato posto pari a 0.4 per il conglomerato naturale e 1.0 per il conglomerato Hard, evidenziando l'importanza che riveste questo parametro nella modellazione numerica.

La Figura 3.53 mostra il modello numerico all'inizio del test, evidenziando le forze di contatto interne.

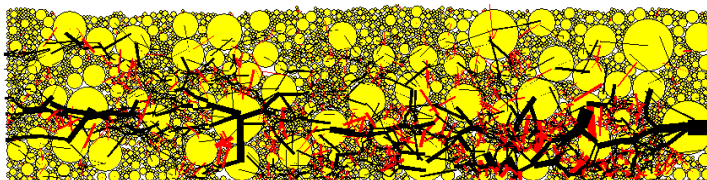


Figura 3.53 – Wheel-tracking test: modello numerico all'inizio del test

Particolare attenzione è stata posta sulla modellazione della sollecitazione, che nella pratica sperimentale è impostata tramite una ruota di 10 cm di diametro opportunamente caricata, in moto armonico lungo la superficie del provino. Nel modello tale ruota è stata assimilata ad un unico elemento ball, caratterizzato da un peso specifico tale da imporre, attraverso l'azione della forza di gravità, una forza pari a quella imposta dal carico reale (Figura 3.54).

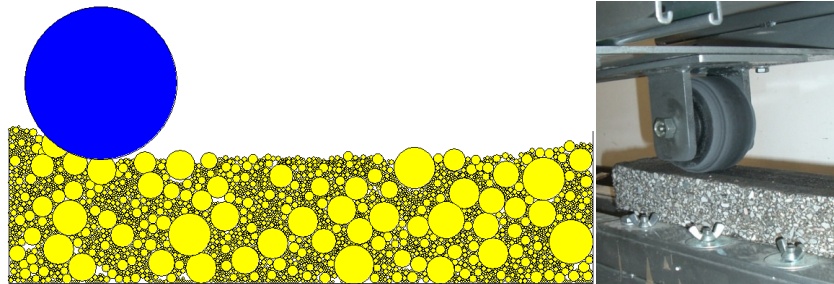


Figura 3.54 – Wheel-tracking-test: modello numerico con ruota di carico (sinistra) e castello di prova sperimentale (destra)

Si è scelto di non applicare nessun fattore di scala al diametro della ruota in quanto si è verificato che un'eccessiva differenza tra i raggi degli elementi in gioco porta a problemi di instabilità del modello. Tale aspetto non va comunque ad influenzare negativamente il contatto ruota-provino, che anzi risulta coerente con la realtà sperimentale, come evidenziato attraverso le forze di contatto riportate in Figura 3.55. L'unica accortezza riguarda la superficie del campione, che deve essere il più possibile piana, per garantire un piano di scorrimento orizzontale. Qualora, a seguito dell'azione della forza di gravità, la superficie del provino presenti un andamento non regolare, è bene compattare ulteriormente il campione attraverso un piano orizzontale che azzeri, per quanto possibile, le disomogeneità verticali.

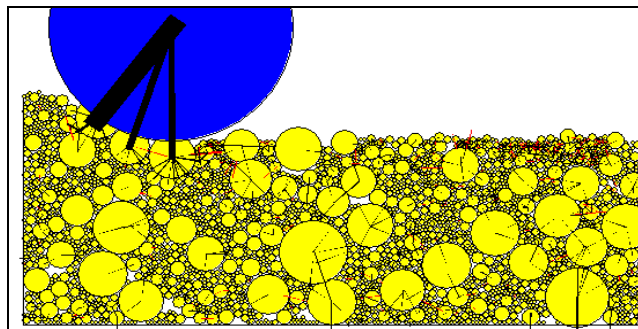


Figura 3.55 - Wheel-tracking-test: forze di contatto sviluppate tra la superficie del provino e la ruota di carico

Si ricorda infine, che l'elemento "ruota" deve muoversi avanti e indietro lungo il provino, compiendo un totale di 40.000 cicli. Tale aspetto è stato definito attraverso due diverse subroutine, che regolano la velocità dell'elemento in funzione della posizione assunta lungo l'asse orizzontale. In altre parole, la ruota assume velocità (orizzontale e di spin) positiva e concorde con la direzione x fino ad un'ascissa pari al limite destro del modello; oltrepassato tale limite, la velocità cambia verso e la ruota procede in senso contrario, con velocità negativa, fino al limite sinistro del modello. Il valore assoluto della velocità è stato assunto pari a 5 mm/sec, sia per la componente orizzontale sia per quella di spin.

L'elevato numero di cicli che la ruota deve percorrere e l'entità degli spostamenti percorsi, molto maggiore rispetto alle altre grandezze in gioco, comportano uno sviluppo molto lento della simulazione. Per ovviare a tale inconveniente si è scelto di adottare il comando "set dt dscale", che impone la durata unitaria del time-step. Questa procedura, sebbene consigliata nei casi in cui siano presenti elementi di differenti dimensioni come nella situazione in esame, può facilmente portare a problemi di instabilità e scarsa convergenza a lungo termine. Tale aspetto deve essere pertanto valutato accuratamente nella calibrazione dei parametri in gioco, sia quelli legati alle caratteristiche micromeccaniche dei materiali, sia quelli legati alle caratteristiche dinamiche del modello.

L'analisi dei risultati è stata condotta ancora una volta sulla base dei riscontri sperimentali, confrontando gli spostamenti superficiali del provino reale con quelli del modello numerico, rappresentati dagli spostamenti lungo l'asse y di alcuni elementi ball di riferimento. La Figura 3.56 mostra i vettori velocità degli elementi ball durante l'esecuzione del test: come è lecito aspettarsi, tutte le componenti di velocità sono dirette verso il basso e risentono dello spostamento imposto dalla ruota di carico.

I grafici in Figura 3.57 e Figura 3.58 riportano inoltre l'evoluzione degli spostamenti verticali nel tempo di uno degli elementi centrali del modello nel caso di miscela con legante naturale (Figura 3.57) e modificato (Figura 3.58). In entrambe le situazioni l'andamento degli spostamenti verticali è coerente con la realtà sperimentale, anche se il modello numerico fornisce risultati molto dispersi e confrontabili con la realtà sperimentale solo tramite una linea di tendenza.

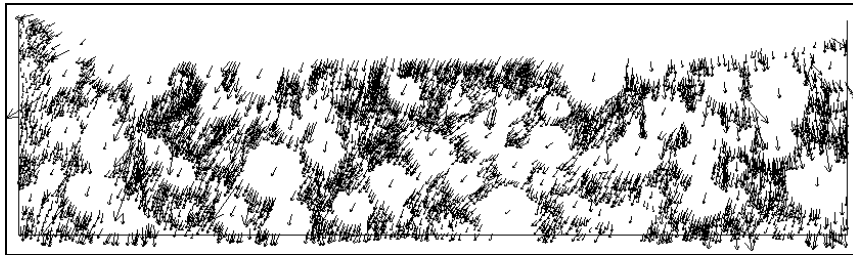


Figura 3.56 - Wheel-tracking test: andamento dei vettori velocità durante il test

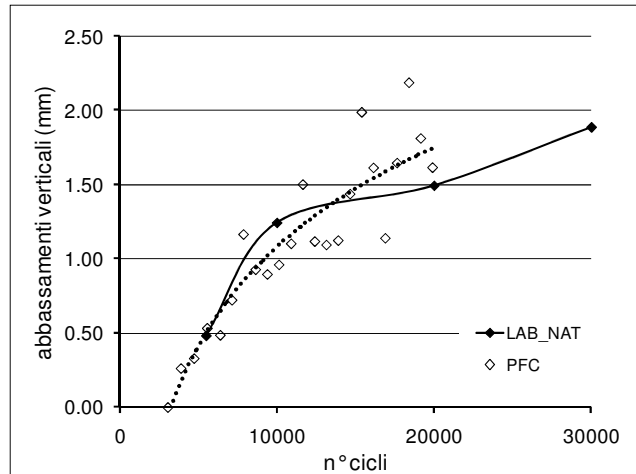


Figura 3.57 – Wheel-tracking test: confronto tra dati sperimentali e numerici per il conglomerato naturale

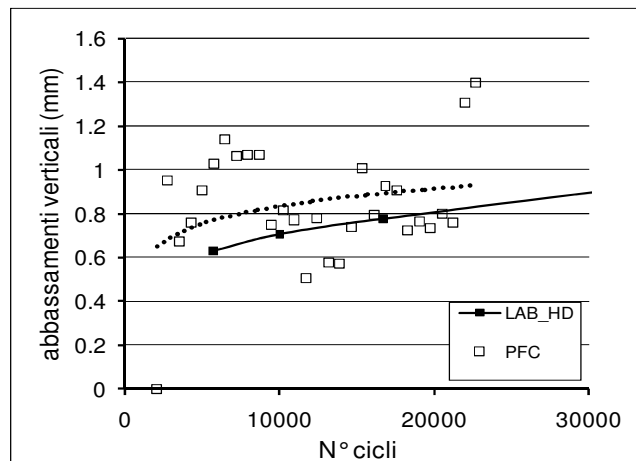


Figura 3.58 - Wheel-tracking test: confronto tra dati sperimentali e numerici per il conglomerato Hard

Questo aspetto evidenzia alcuni limiti del modello, legati principalmente allo spazio bidimensionale di lavoro. Il modello piano, infatti non riesce a cogliere lo “spanciamento” del provino reale fuori dal piano di azione della ruota, che risulta invece particolarmente marcato nella prova di laboratorio: gli elementi ball possono infatti rifluire esclusivamente ai bordi del campione, ma non ortogonalmente ad esso.

Inoltre, il modello numerico non tiene conto degli effetti inerziali che si sviluppano durante i cambi di direzione della ruota: i grafici sperimentali evidenziano un

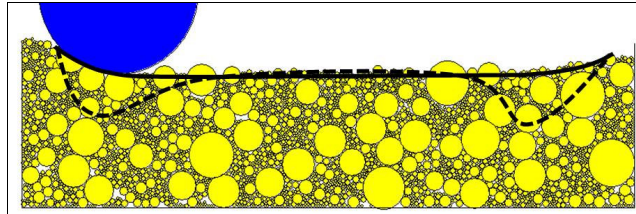


Figura 3.59 – Wheel tracking test: confronto qualitativo tra la deformata sperimentale (linea tratteggiata) e numerica (linea continua)

aumento della deformazione in corrispondenza degli estremi del provino, legata all'accelerazione e decelerazione della ruota che amplifica i carichi tangenziali. Nel modello numerico, così come è stato impostato, quest'aspetto non viene evidenziato, dando origine ad una deformata complessiva che presenta alcune discrepanze localizzate rispetto a quella reale (Figura 3.59).

Tali limiti possono essere superati analizzando la sola parte centrale del modello numerico, creando un provino semplificato che comporta contestualmente una riduzione dell'onere computazionale, estremamente elevato per simulazioni di questo tipo. In alternativa, per cogliere tutti gli aspetti evidenziati dalla realtà sperimentale, è opportuno passare ad una modellazione tridimensionale del problema.

3.6. Conclusioni

Lo studio appena riportato ha analizzato il comportamento dei materiali legati con legante bituminoso, studiando due miscele uguali in termini di curva granulometrica, ma con differente qualità di legante. Aspetto peculiare emerso dalla ricerca è stato lo studio del comportamento viscoelastico del conglomerato bituminoso, simulato attraverso il metodo agli elementi distinti particellari facendo variare nel tempo le rigidezze dei singoli elementi ball sulla base del modello di Burger, in cui lo spostamento relativo di ogni coppia di particelle è governato da un sistema formato da una prima coppia molla-ammortizzatore in serie associata ad una seconda coppia molla-ammortizzatore in parallelo. Le rigidezze di contatto normale k_n e tangenziale k_s degli elementi ball sono state quindi calibrate in funzione delle due costanti elastiche della molla in serie e di quella in parallelo, nonché dalle due costanti di smorzamento viscoso dell'ammortizzatore in serie e dell'ammortizzatore in parallelo.

Nel dettaglio, le evidenze sperimentali fornite dai test eseguiti su miscele realizzate con stessa granulometria, ma diverso tipo di legante, mostrano che le due costanti di smorzamento viscoso sono i parametri principalmente associabili al comportamento del legante. In particolare, si osserva che a valori maggiori di tali costanti corrisponde un comportamento macroscopico assimilabile a quello di

un conglomerato bituminoso confezionato con legante modificato, ovvero in grado di assorbire deformazioni maggiori prima di collassare e con valori di resistenza sempre maggiori rispetto a quella confezionata con bitume tal quale, simulata, al contrario, attribuendo valori inferiori alle costanti di smorzamento viscoso.

I risultati numerici ricalcano le curve sperimentali e ne confermano pertanto i risultati, evidenziando ulteriormente l'apporto decisivo del bitume ad alta modifica nella realizzazione di sovrastrutture durevoli, intrinsecamente pensate per garantire nel tempo la necessaria resistenza alle più severe azioni indotte dalle temperature e dal traffico veicolare e giustificandone appieno l'utilizzo non solo nella realizzazione di strati drenanti ma anche per conglomerati di tipo chiuso.

Capitolo 4

I materiali legati con cemento: i masselli autobloccanti per pavimentazioni pedonali

4.1. Introduzione

L'ultima tipologia di materiali analizzati nel corso della tesi è quella dei materiali legati con legante idraulico, sottoforma di masselli autobloccanti. In particolare, la ricerca presentata riporta il caso di masselli autobloccanti per pavimentazioni stradali contenenti residui di lavorazione di materiali lapidei e ceramici ed è parte dello studio condotto per conto di EMEC srl, sovvenzionato da Parma Technnova.

Alla base della ricerca si colloca la crescente attenzione all'ambiente e agli sforzi incentrati sullo sviluppo di nuove tecnologie per il riciclaggio di scarti industriali. Tra questi, i residui della produzione di materiale ceramico sono uno dei maggiori materiali di scarto prodotti in Italia e, in particolare, nella regione Emilia Romagna, famosa per la notevole produzione di ceramica. Scopo della ricerca è dunque quello di stimare la possibilità di riciclo di tali scarti industriali, sottoforma di fanghi e polveri di diverso diametro, nella produzione di masselli autobloccanti in cemento per aree di sosta e percorsi pedonali, al fine di ridurre la quantità di aggregati utilizzati nella produzione tradizionale.

La produzione di elementi autobloccanti "riciclati" da impiegare in pavimentazioni stradali presuppone la verifica di una serie di requisiti prestazionali che il manufatto deve garantire durante l'arco di vita utile atteso in opera: se da un lato l'obiettivo è quello di realizzare masselli in calcestruzzo che contengano il massimo quantitativo di materiale da riciclo, dall'altro lato è necessario garantire, mediante un'articolata serie di analisi, le caratteristiche meccaniche e la durabilità degli stessi masselli compatibilmente con l'uso stradale. Pertanto, nel corso della presente ricerca, sia attraverso le prove indicate dalla normativa UNI EN 1338:2004, sia con allestimenti sperimentali appositamente progettati e realizzati, si è pervenuto ad un esaustivo quadro di informazioni sulle prestazioni degli elementi autobloccanti contenenti scarti di lavorazione di materiali ceramici, in termini di resistenza meccanica (prove di trazione indiretta, prove di compressione) e superficiale (prove di resistenza agli urti, allo scivolamento, all'abrasione), confrontando alcuni dei principali parametri con quelli ottenuti per le miscele tradizionali.

Sulla base delle evidenze sperimentali, infine, sono state selezionate e riprodotte attraverso il codice di calcolo ad elementi distinti particellari le prove riguardanti

la stima della resistenza meccanica dei masselli, al fine di verificarne la possibilità di utilizzo anche per questa tipologia di materiale. Se la definizione del modello numerico ricalca in parte quanto già visto nello studio dei precedenti materiali, differenti risultano invece i modelli costitutivi e le caratteristiche microscopiche da attribuire agli elementi ball costituenti il modello. In particolare, l'attenzione è stata focalizzata sui parametri di rigidità e sui legami di contatto, valutandone il loro rapporto reciproco al variare delle configurazioni di prova. Le simulazioni riportate mostrano risultati analoghi a quelli sperimentali, cogliendo aspetti caratteristici del materiale evidenziati nella campagna di prove: questo dimostra quanto il metodo agli elementi distinti particellari sia uno strumento versatile ed utile per lo studio dei materiali stradali.

Nei paragrafi seguenti, dopo un breve inquadramento tematico, si analizzano inizialmente i risultati dei test di laboratorio, per poi passare allo studio dettagliato della modellazione numerica.

4.1.1. Inquadramento tematico

Come già accennato, la crescente attenzione legata al patrimonio ambientale richiede sforzi mirati allo sviluppo di nuove tecnologie per il riutilizzo dei materiali di scarto delle produzioni industriali. In quest'ottica, l'attività di riciclaggio assume un ruolo di primaria importanza estendendosi a diversi ambiti produttivi. Tra questi, il campo delle costruzioni viene posto in particolare evidenza, per il duplice problema della reperibilità di inerti naturali e di siti idonei per discarica.

In questo ambito, diverse sono le esperienze presenti in letteratura.

Colangelo et al. (2004) hanno valutato la possibilità di utilizzare fanghi della produzione di marmo e polvere di cemento per il confezionamento di malte e calcestruzzo autocompattante. Ottimi sono i risultati delle prove effettuate sia sulla miscela liquida sia sulla miscela solida: nella maggior parte dei casi l'aggiunta nell'impasto del materiale di riciclo incrementa le proprietà fisiche e meccaniche della miscela.

Esperienza analoga è stata compiuta in Giappone da Shimoda et al. (2000), riutilizzando rifiuti solidi urbani e industriali nei materiali da costruzione. Il risultato è stato il confezionamento di un "Eco-cemento" destinato a impieghi generalizzati, in cui almeno il 50% delle materie prime utilizzate sono state sostituite da ceneri da inceneritore urbano e fanghi fognari. Aspetto fondamentale della ricerca è stata la gestione dei materiali riciclati: le ceneri dei rifiuti urbani, infatti, contengono in generale un'elevata quantità di cloruri (pericolosi per la corrosione dei ferri di armatura) e piccole quantità di sostanze tossiche dannose per l'ambiente (diossine e metalli pesanti). Questi elementi sono stati decomposti, rimossi o incapsulati prima del loro inserimento nel ciclo produttivo dell'Eco-cemento.

Numerose sono inoltre le esperienze legate alla produzione di materiali ceramici e laterizi. Gli impasti utilizzati in questi ambiti, costituiti da materie prime aventi uno spettro compositivo assai ampio, sono in genere, dal punto di vista

chimico, particolarmente disomogenei, ragione per cui possono tollerare la presenza di percentuali diverse di differenti materiali di scarto. Come riportano Tucci et al. (2006), risultati incoraggianti provengono dall'utilizzo di rifiuti ricchi in sostanze organiche, in quanto la loro combustione, in fase di cottura, permette un significativo risparmio energetico. Inoltre, la diminuzione in peso dovuto all'aumento di porosità riscontrato in questi impasti, porta ad ulteriori vantaggi economici ai fini del trasporto e della posa, conferendo inoltre, al prodotto finito, migliori caratteristiche in termini di isolamento termico. Altre esperienze positive sono state compiute con scarti fondenti della lavorazione del carbone, dell'industria tessile e del legno, nonché con fanghi derivati dal processo di taglio del granito utilizzati in percentuale fino al 60% (Ferriera et al., 2002; Corinaldesi e Moriconi, 2002 e 2005): in generale, nei materiali finiti si riscontrano un minore assorbimento di acqua e un netto miglioramento delle proprietà meccaniche. Al contrario, una percentuale inferiore al 10% di fanghi provenienti dall'industria cartaria si traducono in un lieve aumento di assorbimento di acqua e una lieve diminuzione di resistenza meccanica.

Nella presente ricerca, in particolare, si è valutato un possibile impiego nell'ambito dell'ingegneria civile dei fanghi residui della produzione di mattonelle, rifiuto quantitativamente importante sul fronte della produzione ceramica del comparto emiliano. Gli stessi materiali di scarto sono già stati utilizzati con successo nei rilevati stradali, in sostituzione di terre idonee prelevate da cave di prestito (Cardone et al., 2005). Il presente studio si propone, invece, di valutarne l'impiego nel confezionamento di masselli autobloccanti per pavimentazioni.

Dopo una breve analisi degli aspetti normativi che regolano l'attività di riciclaggio a livello europeo e nazionale, si riporta l'indagine sperimentale eseguita sul materiale fornito.

4.1.2. Aspetti normativi

Mentre negli Stati Uniti e in Giappone già da quasi trenta anni è previsto l'utilizzo di inerti di riciclo per il confezionamento di nuovi calcestruzzi, l'Italia ha seguito la lenta evoluzione della legislazione europea: la direttiva 75/442/CEE è stata recepita solo con il DPR 915/82, che prevedeva la promozione di sistemi tendenti a riciclare i rifiuti o recuperare da essi materiali ed energia.

E' comunque solo 15 anni più tardi che il Decreto Ronchi (DL n°22 del 05/02/097) e il relativo regolamento attuativo (DM 05/02/98) disciplinano le finalità di protezione dell'ambiente e la responsabilità di tutti i soggetti coinvolti nel ciclo di vita dei prodotti.

Il passo successivo, a livello europeo, fu compiuto solo nel 2000, quando la Commissione Europea, Direzione Generale e Ambiente, ha elaborato un documento di analisi propedeutico alla definizione di una strategia comunitaria, che prevede, tra l'altro, incentivi per la promozione della selezione alla fonte e del riciclaggio dei rifiuti, incentivi per l'utilizzo di materiali riciclati nelle opere pubbliche e inserimento della gestione dei rifiuti come parte integrante delle

licenze edilizie e dei permessi di demolizione. A questo ha fatto seguito la norma EN 12620 "Aggregates for concrete", redatta dal CEN/TC 154 e recepita in Italia nel 2002, che ha come oggetto non più solo gli aggregati naturali, ma anche quelli di origine artificiale o di riciclo.

4.2. Analisi sperimentale

Il comparto industriale ceramico sito nel Nord Italia ha una capacità produttiva di 600.000.000 mq annui di ceramiche per l'edilizia. Durante queste lavorazioni si producono 200.000 ton annue di fanghi che contengono parti di impasto estremamente fini e parti di metalli pesanti e/o resine derivanti dagli utensili impiegati, potenzialmente dannosi per l'ambiente. Questi fanghi, unitamente agli sfridi di taglio (più di 150.000 ton annue), sono classificati come rifiuti speciali non pericolosi e destinati alle discariche.

Parte di questi materiali è stata recuperata e inserita nello studio di mix-design all'interno di una miscela utilizzata per la creazione di masselli autobloccanti. Tale miscela risulta essere costituita da:

- 30% fanghi, con umidità pari al 30% circa;
- 40% sfridi di taglio/cocciami passante al setaccio da 6 mm e sottoposto a processo di macinatura;
- 30% cemento Portland 425;
- acqua.

Si osserva che la percentuale di materiale di riciclo è stata massimizzata ai fini di incrementare lo smaltimento dello stesso. Tuttavia, la composizione chimico-fisica e in particolare la fine pezzatura e l'umidità intrinseca dei fanghi, non consentono di utilizzare percentuali maggiori del 30%.

I componenti, opportunamente miscelati, forniscono una miscela con grado di umidità complessiva pari a circa il 15%, ma con buona consistenza (basso slump) per consentire il riempimento di appositi stampi e la successiva compattazione con una pressione di 400 kg/cmq per 25 secondi, cui fa seguito una celere scasseratura. I masselli ottenuti hanno forma prismatica, con base quadrata di lato 102 mm e spessore compreso tra 43.8 e 49.7 mm e rientrano pertanto nell'ambito della norma UNI EN 1338 del 2004 come "massello di calcestruzzo per pavimentazione".

Il materiale riciclato, utilizzato per comporre l'impasto rientra invece tra i materiali codificati ai punti 080201 e 080203 del DM 05/02/98 come "sfridi e scarti di materiale porcellanato costituito da SiO_2 (20-50%), B_2O_3 (0-30%) e altri ossidi minori", "polveri di scarto dei rivestimenti e sospensioni acquose contenenti materiali ceramici". Lo stesso decreto prevede per i suddetti materiali la possibilità di un'operazione di recupero e riciclo.

I dati ottenuti dai test sperimentali sono stati confrontati con quelli ottenuti da blocchi commerciali solitamente utilizzati nella pratica comune (Figura 4.1),

considerando le differenze in termini di forma e spessore rispetto ai masselli oggetto di studio.

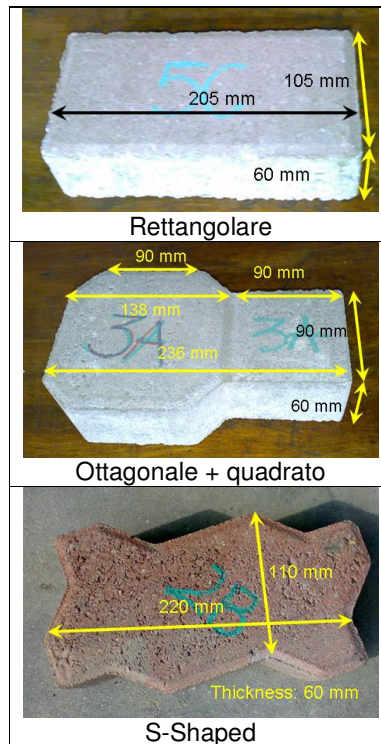


Figura 4.1 – elementi commerciali di raffronto

4.2.1. Resistenza agli agenti atmosferici

In accordo con quanto previsto dalla norma UNI EN 1338 del 2004, la resistenza agli agenti climatici è stata valutata mediante il calcolo dell'assorbimento medio di acqua dei masselli autobloccanti, quantificata come differenza percentuale in peso prima e dopo l'immersione in acqua dei provini per 72 ore.

L'assorbimento di acqua del campione viene calcolato mediante la formula seguente:

$$W_a = \frac{M_1 - M_2}{M_2} \cdot 100 \quad (4-1)$$

Dove M_1 è la massa costante raggiunta dopo l'immersione in acqua e M_2 è la massa costante raggiunta al termine dell'essiccamento in un forno ventilato alla temperatura costante di 105°C.

I risultati ottenuti mostrano che i masselli in esame hanno un assorbimento di acqua medio del 7.37%, superiore al valore massimo ammesso dalla norma (6%) e ai valori ottenuti dai masselli di confronto, riportati in Tabella 4.1.

Tabella 4.1 – Valori di assorbimento di acqua percentuale

Tipologia	Wa (%)
Masselli con materiale riciclato	7.37
Rettangolare	2.68
Ottagonale+quadrato	2.62
S-Shaped	0.46

Allo scopo di valutare se questa percentuale influisca sul comportamento meccanico dei masselli, i test eseguiti, successivamente descritti nel dettaglio, sono stati effettuati sia in condizioni secche, sia in condizioni umide, dopo immersione in acqua per 72 ore.

4.2.2. La resistenza meccanica

La resistenza meccanica dei masselli in esame è stata valutata sia in termini di resistenza a taglio per trazione indiretta, sia in termini di resistenza a compressione.

Con riferimento alla norma EN 1338:2004, è stato predisposto un castello di prova per il test di resistenza a trazione indiretta per taglio in cui il carico, crescente progressivamente con una velocità corrispondente ad un aumento di tensione di 0.05 MPa/s, è applicato al campione attraverso due bande di carico di dimensioni e caratteristiche meccaniche rispondenti ai requisiti della normativa (larghezza 14 mm, spessore 4 mm), posizionate sullo stesso piano verticale. Due snodi sferici, fissati alle bande di carico, hanno lo scopo di garantire la normalità del carico rispetto al provino, anche in caso di non perfetta complanarità delle facce.

Due sono le configurazioni analizzate: nella prima, prevista da normativa, il massello è posizionato orizzontalmente, in modo che le bande di carico siano a contatto con la faccia superficiale e la faccia di posa del provino (Figura 4.2). La seconda configurazione prevede, invece, il posizionamento verticale del massello, che risulta soggetto a una compressione nella direzione perpendicolare a quella di pressatura in forma nella fase di confezionamento (Figura 4.3).

Una volta registrato il carico di rottura P (N), si determinano:

- il carico di rottura per unità di lunghezza unitaria F (N/mm), dato dal rapporto tra il carico di rottura registrato P in Newton e la lunghezza di rottura l in mm, che deve essere maggiore di 250 N/mm;

- la resistenza caratteristica a trazione indiretta per taglio $T(\text{MPa}) = 0.637 k P/S$, dove S è l'area della sezione soggetta a rottura, in millimetri quadrati, e k è un fattore di correzione dello spessore del massello (Tabella 4.2). Il valore minimo ammissibile è pari a 3.6 MPa.

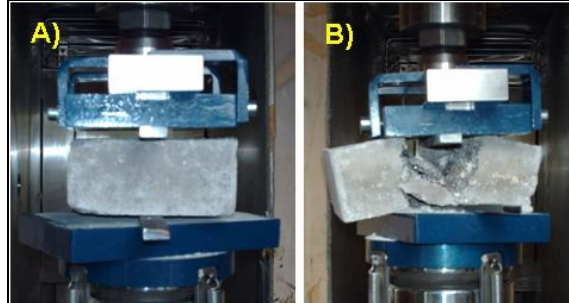


Figura 4.2 – test di trazione indiretta in configurazione orizzontale: inizio (A) e fine (B) test

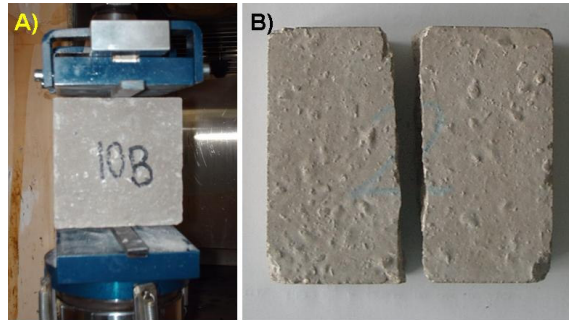


Figura 4.3 – test di trazione indiretta in configurazione verticale: inizio (A) e fine (B) test

Tabella 4.2 – fattore k

VALORE NUMERICO DEL FATTORE k IN FUNZIONE DELLO SPESSORE t											
$t(\text{mm})$	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
k	0.71	0.79	0.87	0.94	1.00	1.06	1.11	1.15	1.19	1.23	1.25

Tabella 4.3 – risultati del test di T.I. in controllo di carico – configurazione orizzontale

Configurazione Orizzontale – Condizioni Secche			
Ripetizione	1/3	2/3	3/3
carico di rottura per lunghezza unitaria F (N)	167	138	137
CARICO DI ROTTURA MEDIO F (N/mm)	147		
resistenza T (MPa)	1.8	1.4	1.5
RESISTENZA MEDIA T (MPa)	1.5		

Tabella 4.4 – risultati del test di T.I. in controllo di carico – configurazione verticale

Configurazione Verticale – Condizioni Secche			
Ripetizione	1/3	2/3	3/3
carico di rottura per lunghezza unitaria F (N)	368	321	311
CARICO DI ROTTURA MEDIO	334		
resistenza T (MPa)	2.6	2.2	2.2
RESISTENZA MEDIA (MPa)	2.3		

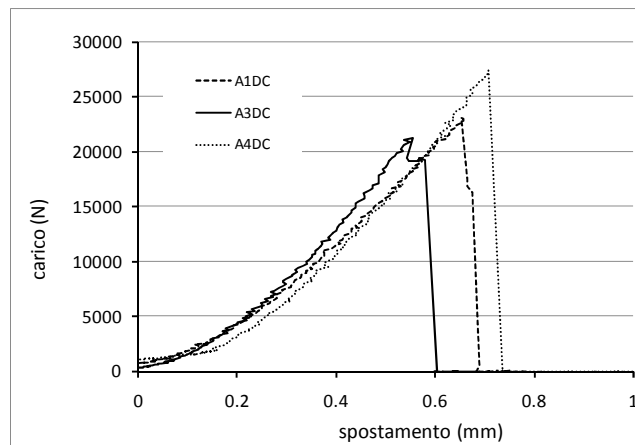


Figura 4.4 – test TI in controllo di deformazione – configurazione verticale

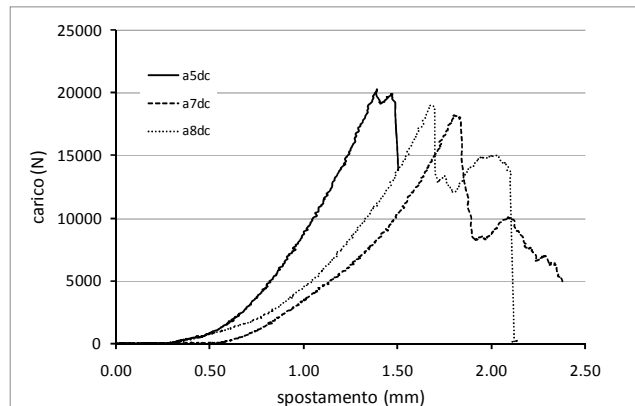


Figura 4.5 - test TI in controllo di deformazione – configurazione orizzontale

I risultati dei test, media ognuno di tre prove (Tabella 4.3, Tabella 4.4, Figura 4.4 e Figura 4.5), hanno fornito valori finali inferiori ai minimi richiesti (Tabella 4.5). Confrontando i risultati ottenuti nelle due configurazioni di prova, si osserva che

nel set-up verticale la resistenza aumenta a causa del maggiore spessore di materiale che resiste al carico imposto e dell'anisotropia del campione, associata alla metodologia di compattazione utilizzata. Analogamente la pendenza media della curva carico-spostamento, ossia la rigidità del materiale, aumenta di circa il 44% nel passare dalla configurazione verticale (25.14) a quella orizzontale (13.92), come evidenziato in Figura 4.6.

Tabella 4.5 - Risultati del test di trazione indiretta

	F (N/mm)	T (MPa)
Configurazione orizzontale	147	1.5
Configurazione verticale	334	2.3

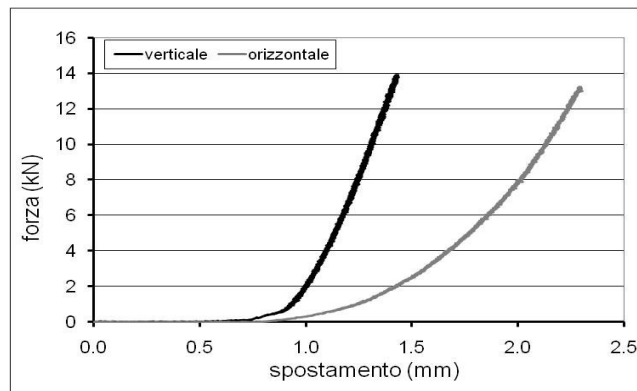


Figura 4.6 – confronto TI configurazione verticale e orizzontale

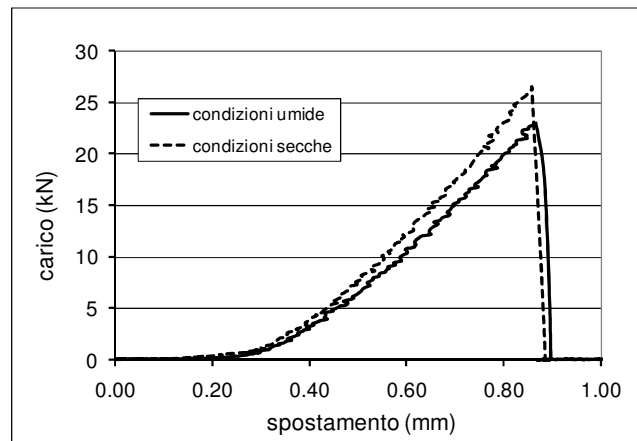


Figura 4.7 - confronto TI condizioni secche e umide

Per valutare l'influenza che l'assorbimento di acqua ha sulla resistenza del campione, lo stesso test è stato eseguito in controllo di spostamento, imponendo una velocità di deformazione costante, pari a 5 mm/min, su due serie di campioni in condizioni secche e umide, dopo immersione in acqua per 72 ore. I risultati conseguiti in termini di carico di rottura in condizioni secche (189 N/mm) e umide (193 N/mm) sono confrontabili tra loro nella configurazione orizzontale, mentre evidenziano una differenza più significativa nella configurazione con campione verticale e carico ortogonale alla direzione di compattazione, passando da 588 N/mm a 449 N/mm.

La trattazione sulle prove di trazione indiretta in controllo di deformazione sarà approfondita nei paragrafi successivi, in quanto oggetto di modellazione numerica.

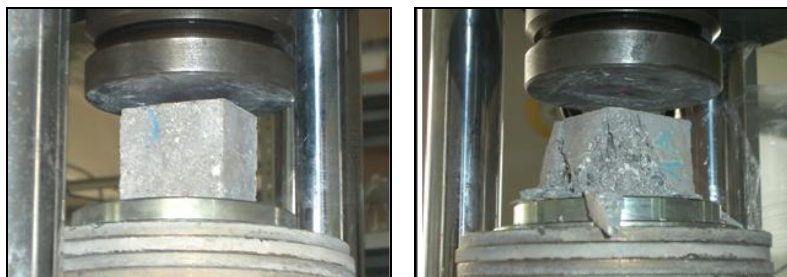


Figura 4.8 – test di resistenza a compressione: inizio (sinistra) e fine (destra) del test

Analogamente è stata testata la resistenza a compressione, secondo la procedura indicata nella norma EN 12390-3 del 2001 “Prova sul calcestruzzo indurito – resistenza a compressione dei provini”. Ogni massello è stato tagliato in modo da ottenere 4 parallelepipedi di dimensioni confrontabili tra loro, caricati perpendicolarmente alla direzione di getto/compattazione. In particolare, la normativa prevede l'applicazione di una rampa di carico costante compresa tra 0.2 MPa/s ($N/mm^2 \cdot s$) e 1.0 MPa/s ($N/mm^2 \cdot s$): nel test eseguito si è adottata una velocità di crescita del carico pari a 0.5 MPa/s ($N/mm^2 \cdot s$) registrando il massimo carico sopportato dal provino. Un quarto dei provini testati è stato immerso in acqua per 72 ore. I grafici in Figura 4.9 e Figura 4.10 riportano alcune delle curve carico/spostamento sperimentali ricavate. I dati analitici sono invece riportati nelle tabelle seguenti.

La perdita di resistenza a compressione corrispondente al 21.1%, da 32.5 a 25.6 N/mm^2 , risulta essere piuttosto significativa e dell'ordine di quella registrata nel corso del test di trazione indiretta nella medesima configurazione di carico. Tale perdita è dunque legata alla metodologia di compattazione, che non prevede un'accurata stagionatura del provino prima della procedura di scasseramento. Questo è confermato dai risultati ottenuti su provini preventivamente umidificati (immersione in acqua per 7 giorni) ed essiccati per 45 giorni: in tali condizioni, la resistenza a compressione registrata, non solo equivale quella determinata in condizioni secche, ma la supera del 21.6% (Tabella 4.9).

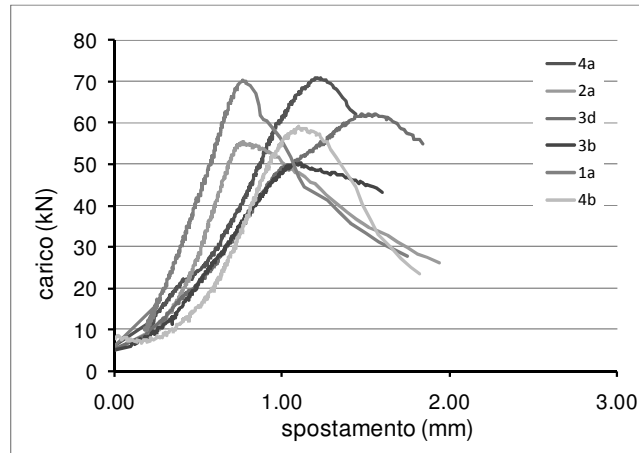


Figura 4.9 - test di resistenza a compressione su provini in condizioni secche

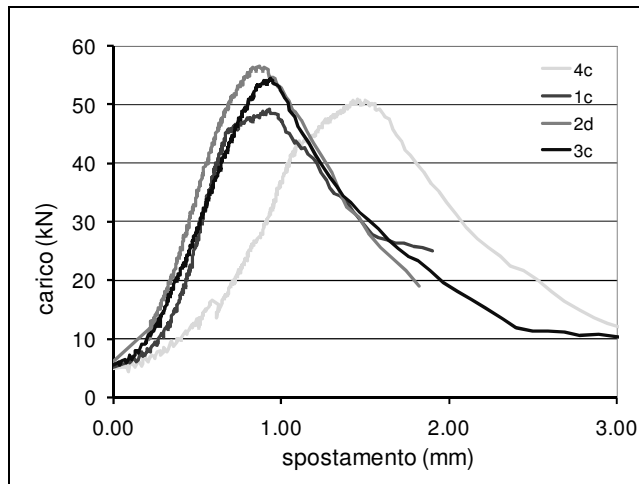


Figura 4.10 - test di resistenza a compressione su provini in condizioni umide

Tabella 4.6 - test di compressione semplice: condizioni umide

N°	a (mm)	b (mm)	h (mm)	A (mm ²)	V (cm ³)	Rottura (kN)	Rottura (N/mm ²)
1c	42.5	49.2	48.8	2092	102.19	49.2	25.0
2d	43.0	49.8	50.3	2144	107.83	56.4	28.5
3c	44.7	55.1	52.1	2463	128.31	54.4	23.1
4c	42.3	52.1	53.1	2203	116.86	50.9	26.0
media						52.7	25.6

Tabella 4.7 – test di compressione semplice: condizioni secche

N°	a (mm)	b (mm)	h (mm)	A (mm ²)	V (cm ³)	Rottura (KN)	Rottura (N/mm ²)
1a	41.8	51.2	50.6	2140	108.23	64	35.7
1b	43.6	49.7	50.6	2167	109.69	65	30.7
1d	43.4	50.0	50.5	2168	109.48	65	34.3
2a	42.2	50.2	49.5	2120	104.94	64	27.9
2b	42.0	50.0	49.8	2097	104.35	63	27.8
2c	42.6	50.9	50.8	2168	110.05	65	36.2
3a	43.5	46.2	51.7	2009	103.78	60	41.2
3b	46.6	45.2	48.5	2109	102.23	63	25.2
3d	45.2	53.5	48.2	2417	116.50	73	25.0
4a	42.5	51.6	47.4	2192	103.86	66	32.7
4b	41.5	48.7	47.5	2017	95.85	61	31.0
4d	42.1	53.2	49.4	2236	110.40	67	30.0
5a	43.6	51.3	52.5	2235	117.34	68.6	34.0
6a	44.7	48.3	54.3	2159	117.28	74.9	40.5
6b	44.8	47.8	46.1	2141	98.63	70.2	32.6
7a	45.5	46.0	50.7	2092	106.09	59.2	31.4
7b	53.9	45.4	51.3	2448	125.48	75.4	31.8
8a	42.8	50.7	50.3	2172	109.21	88.8	44.0
8b	43.4	50.7	48.8	2200	107.31	59.0	27.8
9a	53.3	42.3	49.9	2255	112.56	67.7	31.3
9b	43.8	52.1	45.5	2281	103.78	76.6	31.9
media						66.7	32.5

Tabella 4.8 – test di compressione semplice: umidificazione preventiva

N°	a (mm)	b (mm)	h (mm)	A (mm ²)	V (cm ³)	Rottura (KN)	Rottura (N/mm ²)
6c	48.6	45.4	53.3	2208	117.72	91.4	47.0
6d	48.8	41.1	49.9	2003	99.99	80.3	44.5
7c	41.6	49.7	50.0	2065	103.22	75.4	40.0
7d	43.7	51.9	49.1	2268	111.38	102.8	46.5
8c	41.6	46.7	50.0	1940	96.97	63.4	37.0
8d	41.7	45.9	49.5	1915	94.87	76.2	45.0
9c	44.9	47.5	45.7	2132	97.44	93.8	43.5
9d	43.9	47.4	54.8	2082	114.12	49.3	28.5
media						79.1	41.5

Tabella 4.9 – Risultati del test di resistenza a compressione

Resistenza a compressione media	
Condizioni secche	32.5 N/mm ²
Condizioni umide (immersione in acqua per 72 ore)	25.6 N/mm ²
Condizioni secche (dopo umidificazione preventiva)	41.5 N/mm ²

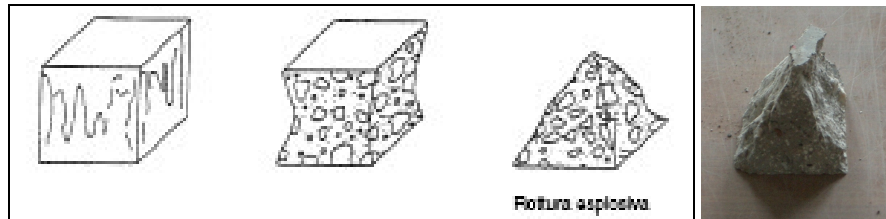


Figura 4.11 – Rotture soddisfacenti di provini cubici secondo la norma UNI 12390-3 e risultati sperimentali

In ogni caso, indipendentemente dalla metodologia di condizionamento, è stata riscontrata una buona resistenza a compressione, soprattutto se correlata alla bassa densità dei masselli (2057 kg/mc) rispetto a quella di un calcestruzzo normale.

La rottura di tutti i campioni è risultata soddisfacente del tipo esplosivo, secondo lo schema riportato dalla UNI 12390-3 (Figura 4.11).

Analogamente alle prove di trazione indiretta in controllo di deformazione, anche i test di compressione semplice saranno ulteriormente approfonditi nei paragrafi successivi riguardanti la modellazione numerica.

4.2.3. La resistenza superficiale

Al fine di valutare il comportamento in opera dei masselli in esame, sono state valutate le caratteristiche superficiali degli stessi in termini alla resistenza allo scivolamento, all'usura per attrito radente e all'urto (Norma UNI 1338).

La resistenza allo scivolamento è stata valutata mediante skid test.

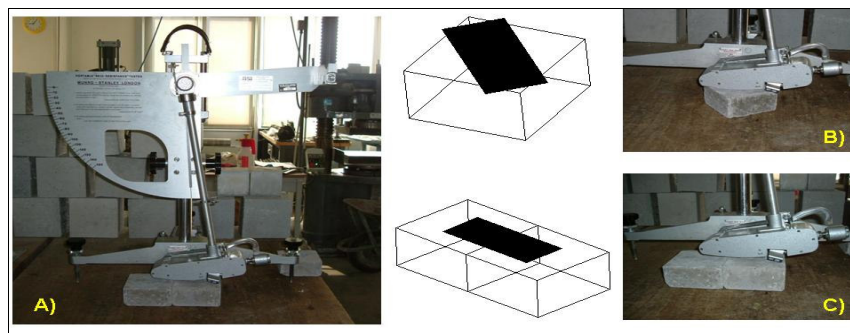


Figura 4.12 - Valutazione della resistenza allo scivolamento: (A) skid tester; (B) misura in diagonale; (C) misura su due masselli affiancati

A causa delle ridotte dimensioni dei masselli, inferiori alla lunghezza di slittamento del pattino, le misure sono state effettuate in due configurazioni differenti: in un caso si è fatto slittare il pattino su un massello disposto diagonalmente rispetto al dispositivo di misura (configurazione A), mentre nel secondo caso la misura è stata fatta su due masselli affiancati (configurazione B), in modo da creare un'unica superficie di 20 cm (Figura 4.12).

Tabella 4.10 – risultati skid test - configurazione A

CONFIGURAZIONE "A" - 1 MASSELLO DIAGONALE	
ripetizione	skid
1/2	82
2/2	78
MEDIA	80

Tabella 4.11 - risultati skid test - configurazione B

CONFIGURAZIONE "B" - 2 MASSELLI AFFIANCATI	
ripetizione	skid
1/6	95
2/6	83
3/6	86
4/6	90
5/6	92
6/6	89
MEDIA	89

In entrambe le configurazioni i risultati medi ottenuti (82 e 89 BPN) sono molto maggiori dei valori minimi dei masselli tradizionali di confronto (60 BPN), garantendo un'elevata resistenza allo scivolamento.

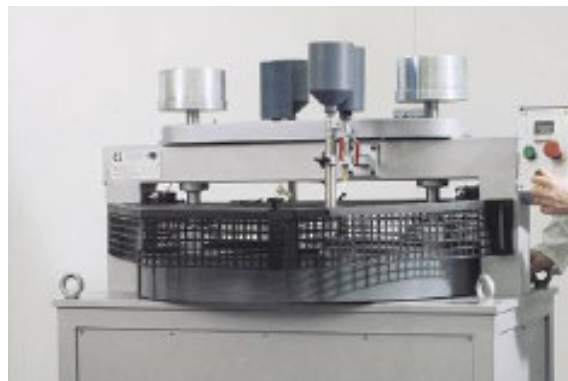


Figura 4.13 – tribometro Amsler

Per valutare la resistenza all'usura per attrito radente dei materiali lapidei costituenti i masselli autobloccanti in esame, su quattro provini è stata effettuata una prova mediante tribometro di Amsler, secondo le specifiche previste dalla normativa italiana (R.D. 2234/1939).

Nel macchinario (Figura 4.13), i provini, premuti contro un piano circolare abrasivo, ruotano attorno al proprio asse con velocità di un giro del provino ogni 50 giri del disco. La prova viene eseguita lungo un percorso abrasivo di 500 m, corrispondente a 250 rotazioni del disco.

Dalla prova è possibile definire un indice di resistenza all'usura dato dal rapporto fra l'abrasione media di un campione di materiale standard (granito di S. Fedelino - 2.4 mm/100), e l'altezza dello strato abraso del provino in esame. Il valore ottenuto per i masselli in esame, media di quattro ripetizioni (Tabella 4.12), è pari a 1.71, notevolmente maggiore del valore minimo richiesto (0.8), indice di un'ottima resistenza all'usura per attrito radente dei masselli in esame (Figura 4.14).

Tabella 4.12 – risultato prova tribometrica

PROVA TRIBOMETRICA			
Rip	usura (mm/100)	indice di resistenza all'usura	media
1/4	1.38	1.74	1.71
2/4	1.56	1.54	
3/4	1.41	1.70	
4/4	1.30	1.85	

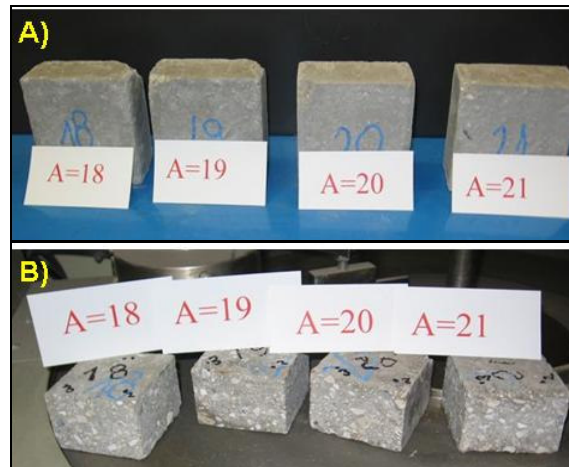


Figura 4.14 - Prova tribometrica: (A) prima del test; (B) dopo il test

La resistenza all'urto ed una misura indiretta di coesione dell'impasto, infine, sono state valutate mediante il Cantabro test, secondo quanto previsto dalla norma spagnola NLT 352/86 "Caratterizzazione delle miscele bituminose aperte per mezzo della prova Cantabro di perdita in peso". Questa prova prevede la valutazione della perdita percentuale in peso di un provino sottoposto a 300 giri nel tamburo Los Angeles, in assenza delle sfere metalliche, a una temperatura compresa tra 15° e 30° C. La perdita in peso viene calcolata analiticamente come:

$$P = 100 \cdot \frac{P_1 - P_2}{P_1} \quad (4-2)$$

dove:

- P è il valore della perdita in peso (%);
- P₁ è il peso iniziale del provino, in grammi;
- P₂ è il peso finale del provino in grammi.

La prova permette di valutare la risposta dei masselli agli urti, in particolare in corrispondenza degli angoli del campione, punti notoriamente più deboli a causa della modalità di compattazione. I risultati ottenuti mostrano una perdita in peso pari al 32.2% (Figura 4.15).

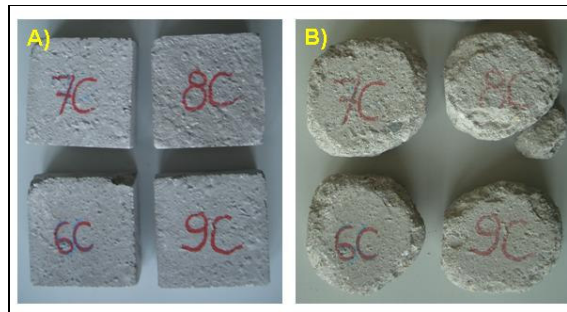


Figura 4.15 – Prova Cantabro: (A) prima del test; (B) dopo il test

Il test è stato eseguito anche sui masselli commerciali, al fine di confrontarne le prestazioni con i masselli in esame. Si osserva a questo proposito che l'analisi dei risultati deve tenere conto della differenza di forma tra i masselli, parametro già considerato nello studio: a titolo esemplificativo il massello "ottagonale + quadrato" è stato tagliato in due parti (ottagonale e quadrato, appunto) per ottenere forma e caratteristiche di inerzia assimilabili a quelle dei masselli in esame. Dal confronto con i risultati ottenuti dai masselli commerciali, evidenziato in Figura 4.16, la perdita in peso dei blocchi con materiale riciclato è leggermente maggiore rispetto a quella dei blocchi standard, ad esclusione di quello S-shaped. Si osserva che questo può essere dovuto a diversi fattori: innanzi tutto il minore spessore dei masselli riciclati (50 mm) rispetto a quelli commerciali (60

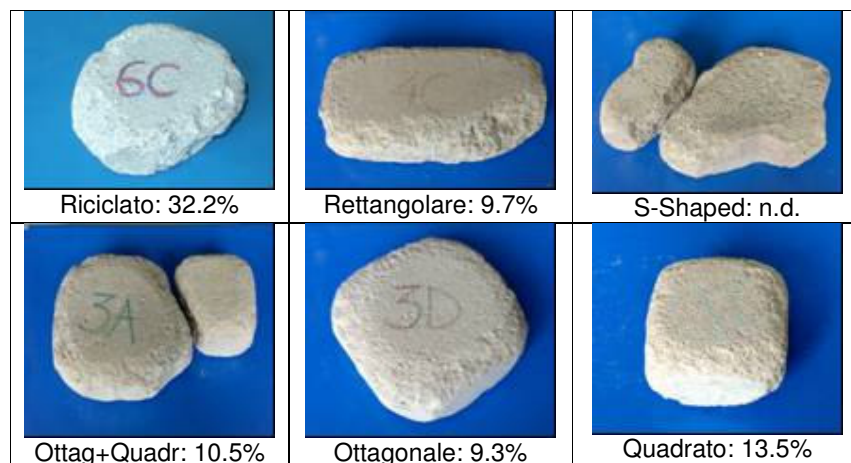


Figura 4.16 – Prova Cantabro: confronto tra le diverse tipologie di masselli

mm), in secondo luogo la densità (maggiore nei blocchi standard) ed infine la metodologia di compattazione, parametro che, come già evidenziato, influenza la resistenza meccanica e la coesione della miscela stessa.

4.3. La modellazione numerica del test di trazione indiretta

A fronte dei risultati conseguiti con i test di laboratorio, si è ritenuto opportuno modellare i test di resistenza meccanica al fine di simulare attraverso il software PFC il comportamento dei masselli autobloccanti, ovvero di materiali a matrice cementizia caratterizzato da rottura pressoché fragile. I test selezionati sono stati quelli eseguiti in configurazione di trazione indiretta (verticale ed orizzontale) e a compressione semplice.

4.3.1. La realizzazione del modello numerico

Due sono state le considerazioni che hanno fissato le ipotesi base per la realizzazione del modello: innanzi tutto la curva granulometrica utilizzata nel mix-design della miscela non era disponibile e, comunque, caratterizzata da una rilevante quota parte di materiale fine. In secondo luogo si è ritenuto importante definire delle simulazioni che, pur garantendo la corretta simulazione della realtà, riuscissero a fornire risultati rappresentativi in tempi ragionevolmente brevi, in relazione alle potenzialità dei macchinari utilizzati. Da queste ipotesi di partenza, si è scelto di creare il modello con la tecnica dell'espansione del raggio delle ball utilizzando una granulometria standard.

Di seguito verrà descritta la procedura per la costruzione del provino utilizzato per simulare le prove di trazione indiretta, procedura poi ripetuta per le altre prove. Anche in questo caso si è scelto di utilizzare il Sistema Internazionale di misura, pertanto si ricorda che le lunghezze sono espresse in metri e le forze in Newton.

Come nei casi studio precedenti sono stati inizialmente definiti gli elementi boundary di confine, ovvero 4 elementi wall disposti a creare un quadrato di lato pari a 102.8 mm = 0.1028 m. Passo successivo è stata la creazione delle ball, che in questo caso si è scelto di considerare come cilindri di spessore pari a 0.0459 m, media degli spessori calcolati sui 21 provini reali. Questo permette di simulare correttamente la massa del campione, nonché le pressioni agenti sulle facce superiori del modello. Considerando, infatti, le ball come dischi, lo spessore del provino sarebbe stato molto piccolo rispetto alla realtà e strettamente legato alla dimensione delle particelle; analogamente, considerando come default lo spessore unitario, quindi pari a 1.00 m, il modello sarebbe stato estremamente sproporzionato e, anche in questo caso, poco rappresentativo della realtà.

Gli elementi ball sono stati creati, come già anticipato, con la tecnica dell'espansione del raggio, ovvero è stato imposto un numero totale di ball (1000) di raggio variabile secondo una distribuzione normale, con gli unici vincoli di mantenere il rapporto tra raggio massimo e minimo pari a 1.5 e conseguire una porosità finale pari al 5%. Le particelle sono distribuite in modo casuale all'interno dello spazio definito dagli elementi di confine e, successivamente, modificate nelle dimensioni, aumentando o diminuendo il raggio di ogni elemento, fino a raggiungere il volume dei vuoti desiderato. Il procedimento iterativo utilizzato calcola, di volta in volta, un apposito coefficiente moltiplicativo da applicare al raggio dell'elemento, funzione della porosità richiesta e di quella attuale, come riportato nell'equazione 4.3

$$mult = \sqrt{\frac{1 - (porosità)}{1 - (porosità_{media})}} \quad (4-3)$$

in cui la porosità media è definita, ad ogni step di calcolo, dal rapporto tra l'area occupata dalle particelle (sum) e l'area del provino all'interno dei wall di confine (4.4).

$$porosità_{media} = 1 - \frac{sum}{(width \cdot height)} \quad (4-4)$$

Al termine della procedura, come già osservato nella generazione dei modelli precedenti, le ball presentano alcune sovrapposizioni non rappresentative della condizione reale, che danno origine a sforzi interni dell'ordine di grandezza di 10^6 - 10^7 N/mq. Tali sforzi sono stati ridotti attraverso la già citata procedura di ricerca di sforzo isotropico interno. Nelle figure seguenti si riportano le immagini dell'evoluzione degli sforzi interni: si osserva che la distribuzione varia nel tempo

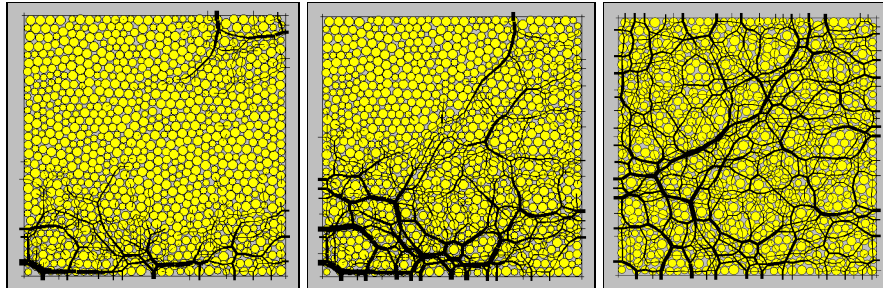


Figura 4.17 – evoluzione degli sforzi interni durante la procedura di ricerca dello sforzo isotropico

sia in termini di valore assoluto, arrivando a valori trascurabili dell'ordine di 10^{-3} , sia in termini di distribuzioni spaziali, arrivando ad una distribuzione omogenea, caratteristica di un materiale isotropo.

Ultimo aspetto da valutare, analizzando un materiale legato, è la presenza di elementi floaters, particelle che presentano meno di tre contatti, che creano vuoti incapsulati all'interno del materiale non rispondenti ad aspetti reali. Per eliminare i floaters è necessario procedere ad una ridistribuzione interna degli elementi nei punti critici, riposizionati in modo da garantire almeno 3 contatti per ogni elemento ball. Nelle figure seguenti sono evidenziati in rosso i floaters individuati all'interno del provino al termine della procedura di creazione dello stesso e la loro progressiva rimozione.

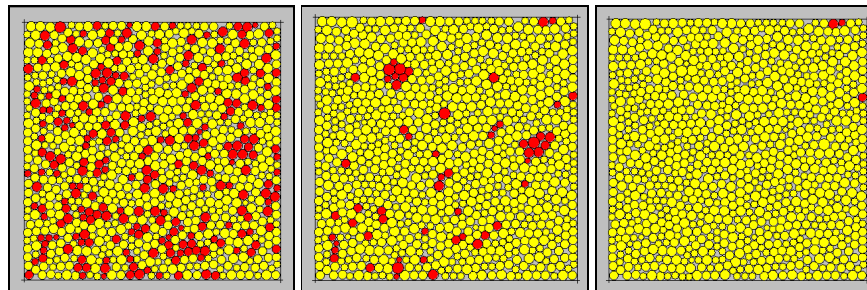


Figura 4.18 – progressiva eliminazione dei floaters all'interno del provino

Una volta terminata questa procedura è possibile instaurare i legami di contatto tra le particelle e rimuovere i wall di confine.

Per quanto riguarda la caratterizzazione del comportamento meccanico, si osserva che, come già ricordato, i metodi particellari sono stati introdotti in origine per lo studio di materiali discontinui. Recentemente, tuttavia, tali metodi sono stati utilizzati con successo nello studio della meccanica della frattura nel caso di mezzi continui e non omogenei, come nello studio di Azvedo et al. (2002), che analizza il comportamento di un elemento piano in calcestruzzo soggetto a sforzi di taglio. Il conglomerato cementizio è caratterizzato da un

complesso comportamento a frattura, legato alla sua struttura microscopica, che può essere visto come uno scheletro di aggregati di dimensioni variabili, quasi in diretto contatto tra loro, uniti da una matrice di cemento che agisce come legante consentendo alla struttura di portare una quota parte di sforzi di taglio. Come ricordato da Cundall (2001), un insieme di particelle discrete collegate tra loro attraverso semplici leggi di interazione sono in grado di catturare il comportamento globale di un materiale quasi-fragile, sia questo una roccia o un conglomerato cementizio. In particolare Azvedo et al. (2002) hanno valutato la medesima prova attraverso quattro diversi modelli numerici, definiti rispettivamente da:

- 763 ball di diametro 8 mm, con una distribuzione regolare esagonale
- 2866 ball di diametro 4 mm, con una distribuzione regolare esagonale
- 2922 ball di diametro 4 mm, con una distribuzione eterogenea
- 1475 ball di diametro compreso tra 4 e 8 mm e distribuzione eterogenea.

Le condizioni al contorno sono state create utilizzando elementi wall lineari considerati infinitamente rigidi e senza possibilità di rotazione. I test sono stati simulati in controllo di deformazione, definendo lo spostamento di un elemento wall. Il criterio di rottura adottato è quello di Mohr Coulomb e i contatti sono considerati rotti quando viene raggiunta la tensione ultima del materiale o la resistenza a taglio dello stesso. Per tutti modelli analizzati i ricercatori hanno ipotizzato una frattura fragile, simulata con una rapida diminuzione della rigidità dei contatti, in modo che, una volta avvenuta la rottura dei contatti, questi non siano più in grado di portare una quota parte significativa di forza.

La stessa procedura è stata utilizzata nella presente ricerca, definendo il comportamento del materiale attraverso la rigidità degli elementi ball (normale e tangenziale) e la rigidità dei legami di contatto, con riferimento al legame tipo contact-bond. Nei paragrafi seguenti si tratterà nel dettaglio la calibrazione del modello numerico.

4.3.2. La modellazione del test di trazione indiretta in configurazione verticale

Una volta approntato il modello numerico è necessario costruire un adeguato castello di prova che riproduca correttamente quanto avviene in laboratorio nel test di trazione indiretta in controllo di deformazione.

Inizialmente sono state utilizzate per la distribuzione del carico due piastre semplici, rappresentate da un elemento wall ciascuna, di dimensioni e caratteristiche adeguate. L'approccio, già sperimentato con successo in altri casi di studio nel corso della presente ricerca (cap. 2 – prova di carico su piastra) non è tuttavia ideale per questa tipologia di prova, in quanto le piccole dimensioni delle piastre rispetto alle dimensioni caratteristiche del provino, rendono difficoltosa la taratura dei parametri e la corretta simulazione del test. A titolo esemplificativo, l'immagine in Figura 4.19 evidenzia un problema frequentemente riscontrato: la piastra inferiore inizia a muoversi con velocità costante verso l'alto

comprimendo le particelle a diretto contatto con essa (in nero in figura). Istantaneamente, la stessa velocità, rappresentata dalle frecce in figura, viene distribuita al resto dell'ammasso, spinto verso l'alto indipendentemente dalla presenza della piastra superiore, che viene inglobata all'interno del modello senza offrire la minima resistenza. Lo stesso inconveniente permane anche in condizioni diverse da quelle riportate e si è quindi assunto che fosse strettamente legato alla configurazione di prova scelta.

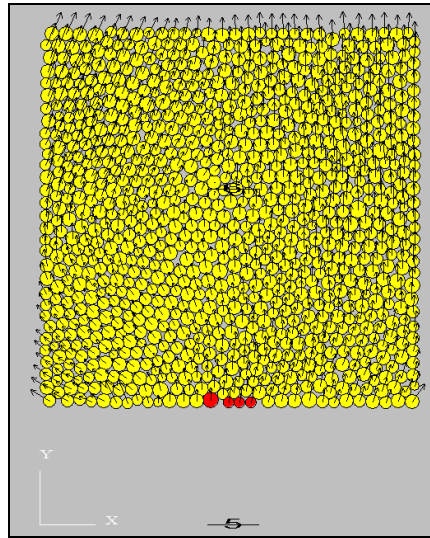


Figura 4.19 – test di trazione indiretta modellato con piastre semplici

Per ovviare a quanto sopra, in analogia con altri casi di studio riportati sempre all'interno della presente ricerca, si è deciso di utilizzare piastre "bidimensionali" definite, ognuna, da quattro wall di confine e cinque elementi ball (Tabella 4.13) che creano un corpo rigido e impenetrabile agli elementi del modello numerico (Figura 4.20).

Tabella 4.13 – test di trazione indiretta: caratteristiche delle piastre di carico

Caratteristiche delle piastre di carico			
Dimensioni			
Larghezza (m)	0.015	Altezza (m)	0.003
Caratteristiche degli elementi wall			
Kn (N/m)	1×10^{30}	Ks (N/m)	1×10^{30}
Caratteristiche degli elementi ball			
Kn (N/m)	1×10^5	Ks (N/m)	1×10^5
N_bond (N)	1×10^{10}	S_bond	1×10^{10}
Densità (kg/mc)	2500	Raggio (m)	0.0015

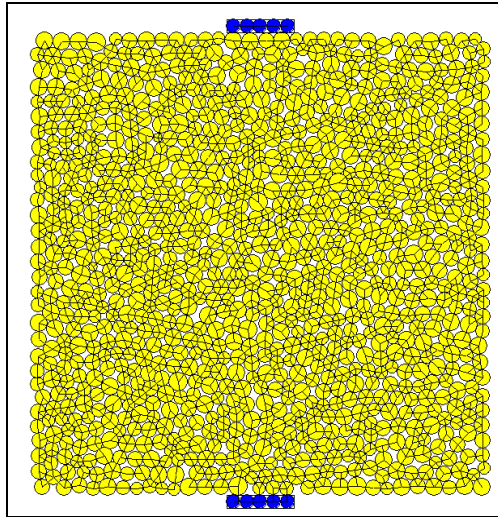


Figura 4.20 – test di trazione indiretta: configurazione di prova (in nero i contatti tra gli elementi ball)

Si ricorda a tale proposito che, da normativa, le bande di carico devono essere tali da subire una penetrazione di 1.2 mm se soggetta ad una perforazione con una punta di diametro 16 mm soggetta a un carico di 20 kN e alla velocità di 48 kN/min.

Durante l'esecuzione del test le piastre di carico si muovono entrambe a velocità costante pari a 2.5 mm/min, corrispondente a metà della velocità totale che nel test reale viene imposta alla sola piastra superiore. Tale velocità è raggiunta gradualmente, attraverso l'utilizzo della fish "accel_platens" già precedentemente utilizzata, che evita un carico impulsivo al provino, limitandone l'eventuale instabilità. Una volta raggiunta la velocità desiderata la fish "movimento_piastre" mantiene le condizioni imposte fino al raggiungimento di una deformazione pari a 0.002 m, in cui il provino reale ha già superato il picco di rottura. L'andamento della curva forza-spostamento ricavato dal modello numerico verrà infine raffrontato con i risultati sperimentali.

Oltre a ciò, quattro cerchi di misura, oltre a quello utilizzato per la preparazione del provino, permettono di valutare l'evoluzione nel tempo di alcune grandezze caratteristiche tra cui tensioni, deformazioni e addensamento delle ball. Un cerchio ha origine nel centro del provino e raggio pari a 0.045 m, volutamente inferiore al raggio del cerchio inscritto nel modello numerico del campione in esame per evitare gli effetti di bordo. Altri tre cerchi di misura, di dimensioni inferiori (raggio = 0.015 m) sono stati posizionati lungo l'asse verticale centrale del modello, a tre altezze distinte, in modo da poter valutare il comportamento del campione a diverse altezze rispetto ai carichi imposti (Tabella 4.14).

Tabella 4.14 – test di trazione indiretta: definizione dei cerchi di misura

Cerchio di misura (id)	Raggio (m)	x	y
2	0.015	0.0514	0.0814
3	0.015	0.0514	0.0514
4	0.015	0.0514	0.0214
5	0.045	0.0514	0.0514

Le grandezze registrate nel corso della prova, attraverso il comando History, sono le seguenti:

- energia interna
- energia di legame
- energia sviluppata dagli elementi boundary
- energia di attrito
- energia cinetica
- energia di deformazione
- forze diagnostiche (forza media non bilanciata e forza media di contatto)
- distanza tra le piastre di carico
- abbassamento del provino
- forza agente sulle piastre di carico
- velocità di deformazione
- tensione verticale e orizzontale all'interno dei cerchi di misura
- porosità all'interno dei cerchi di misura

In ultimo sono state selezionate 40 ball di riferimento (Figura 4.21) lungo il contorno esterno del modello in modo da poter valutare l'evoluzione nel tempo delle coordinate x e y delle stesse, rappresentative delle deformazioni laterali, inferiore e superiore del campione durante l'esecuzione del test.

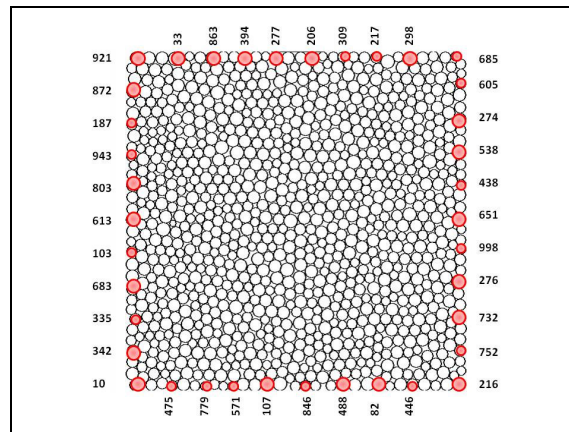


Figura 4.21 – test di trazione indiretta: ball di riferimento

Una volta impostato il test è iniziata la procedura di taratura dei parametri: avendo fissato preventivamente la densità delle ball, in quanto corrispondente a quella del provino reale, sono stati variati i parametri di contatto tra le particelle, ovvero la rigidità delle ball, il coefficiente di attrito interno e la rigidità dei legami di contatto. In particolare, come già anticipato nel paragrafo precedente, per quanto riguarda il legame di contatto, la natura cementizia del materiale ha imposto la scelta di un legame di contatto tipo contac-bond, caratterizzato da una rigidità normale n_bond e una rigidità tangenziale s_bond , che è in grado di riprodurre il comportamento pressoché fragile del materiale.

Per semplificare la procedura di calibrazione del modello numerico, facendo riferimento alla tecnica già adottata per la prova di carico su piastra descritta nel capitolo 2, si è scelto di ridurre il numero di variabili da determinare, considerando l'uguaglianza tra k_n / k_s (McGuire e Gallagher 1979) e n_bond / s_bond . Ancora una volta l'analisi di sensitività è stata quindi compiuta facendo variare tale coppie di valori fino ad ottenere l'andamento della curva sforzo-deformazione che meglio approssimasse quello sperimentale, escludendo preventivamente i parametri che danno origine ad un comportamento differente da quello registrato in laboratorio, come ad esempio quello riportato in Figura 4.22: il provino subisce una notevole deformazione verticale, assumendo una configurazione "a farfalla" non coerente con le evidenze sperimentali, senza raggiungere la rottura, pur evidenziando una distribuzione di sforzi interni ragionevole. Si è verificato che risultati di questo tipo sono dovuti ad elevati valori dei legami di contatto, che impediscono l'innesco della fessura e il successivo sviluppo della frattura fragile.

La Tabella 4.15 riassume i parametri scelti, mentre la Figura 4.23 evidenzia la rispondenza del modello ai dati sperimentali.

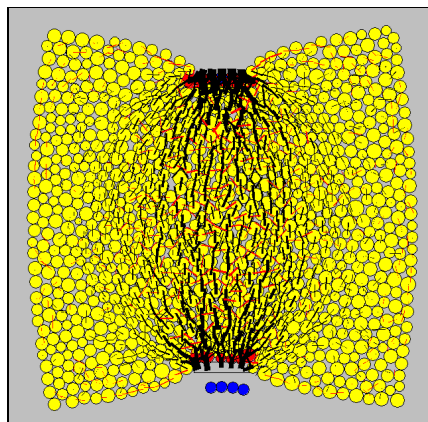


Figura 4.22 – test di trazione indiretta: deformazione “a farfalla” non coerente con le evidenze sperimentali

Tabella 4.15 – prova di trazione indiretta verticale: caratteristiche del modello numerico

kn (N)	ks (N)	n_bond (N/m)	s_bond (N/m)	Friction
5.5×10^8	5.5×10^8	2×10^3	2×10^3	0.75

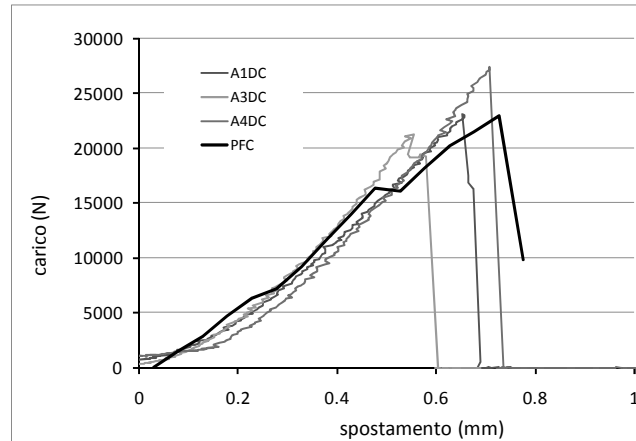


Figura 4.23 – test di trazione indiretta verticale: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento

In particolare si osserva come il modello (linea nera) riesca a cogliere perfettamente il punto di rottura e la forza di picco, ottenendo un valore pari a 22500 N che rientra nella media dei valori di laboratorio (linee grigie). Stesso discorso può essere fatto per la pendenza della curva, corrispondente al modulo elastico del materiale e strettamente legato alla rigidità degli elementi ball. Tale risultato è coerente con quanto riscontrato in letteratura, in particolare nello studio di Calvetti (2006), in cui è stato osservato che per un dato materiale, il modulo di rigidità in piccole deformazioni dipende da kn e, in particolare risulta proporzionale al rapporto $kn/2D$, con D diametro medio delle particelle.

Tornando all'analisi della curva forza-spostamento si osserva una leggera discrepanza nel tratto iniziale della curva stessa rispetto ai dati di laboratorio. Sperimentalmente si registra infatti nel tratto iniziale uno spostamento rilevante a fronte di un leggero (quasi nullo) innalzamento della forza agente sulle piastre di carico. Questo tratto può essere dovuto all'iniziale assestamento del castello di prova: la curva forze/spostamenti è infatti data dalla registrazione della forza agente sulla traversa e degli spostamenti della stessa, ragione per cui nella prima fase si rende necessario uno spostamento della traversa per fissare il provino in condizioni di stabilità, prima dell'inizio del test. Tale spostamento non è riscontrabile nel test numerico in quanto le condizioni iniziali non necessitano di assestamento.

Ulteriore aspetto da evidenziare nella curva forza/spostamento è la presenza di due tratti quasi orizzontali, in cui la forza rimane costante, pari rispettivamente a 7000 N e 16000 N, a fronte di un aumento di spostamento di circa 0.05 mm.

Questo può essere giustificato dal ridotto numero di elementi ball: ad ogni innesco di fessura, corrispondente alla rottura di legami tra le particelle, si ha un cedimento improvviso a fronte di una lieve variazione di forza. Tale discrepanza con i dati sperimentali non ha influenza sullo studio complessivo del comportamento meccanico del materiale, che per altro viene colto anche nel post-rottura, ma può comunque ragionevolmente essere evitata analizzando un campione con un maggiore numero di elementi. L'influenza del numero di elementi nel modello numerico verrà valutata accuratamente nella simulazione del test di compressione semplice.

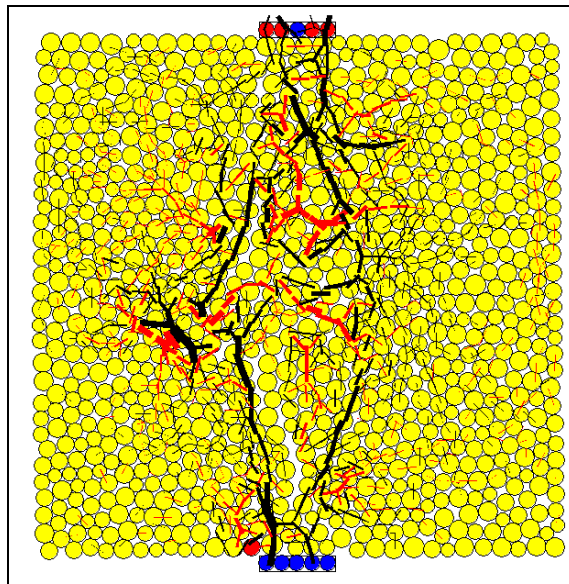


Figura 4.24 – test di trazione indiretta configurazione verticale: innesco della frattura e distribuzione delle forze interne (in nero: compressione, in rosso: trazione)

In ultimo, la Figura 4.24 e la Figura 4.25 riportano l'evoluzione del modello durante lo svolgimento della prova: anche in questo caso si ha una stretta coerenza con le evidenze sperimentali. La Figura 4.24 mostra il modello numerico al termine del test, quando la fessura centrale, originata per trazione indiretta, si è già propagata a tutto il provino. In particolare è possibile visualizzare la distribuzione delle forze interne, caratterizzate da forze di compressione verticali (in nero in figura) e forze di trazione orizzontali (in rosso in figura).

In Figura 4.25 invece sono riportati i vettori velocità degli elementi ball al termine del test: è chiara la scissione in due parti del campione e il movimento delle singole parti verso l'esterno, esattamente come accade in laboratorio.

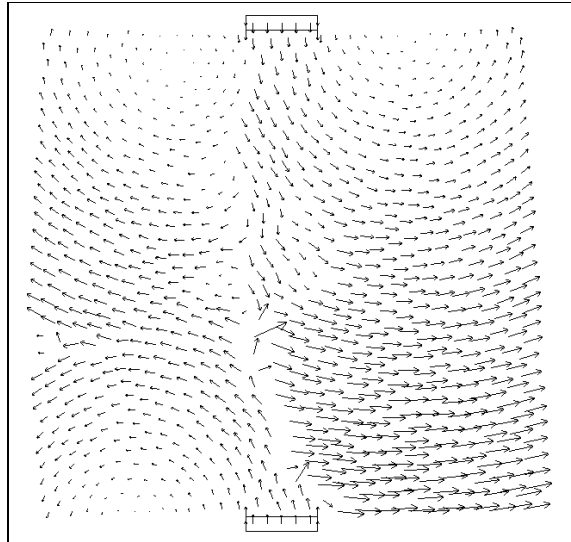


Figura 4.25 – test di trazione indiretta configurazione verticale: velocità di spostamento degli elementi ball alla rottura

4.3.3. Modellazione del test di trazione indiretta in controllo di deformazione – configurazione orizzontale

In analogia a quanto visto nelle prove sperimentali e secondo quanto richiesto dalla normativa di riferimento, si è ritenuto opportuno integrare la modellazione eseguita per la prova di trazione indiretta in configurazione verticale con quella in configurazione orizzontale.

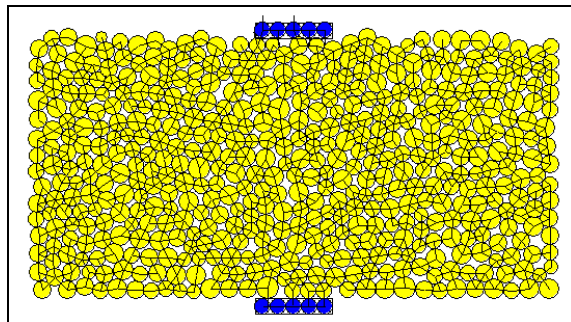


Figura 4.26 – test di trazione indiretta orizzontale: impostazione del provino

La struttura del test ricalca quanto già evidenziato nel paragrafo precedente, avendo utilizzato, per coerenza con quanto eseguito in laboratorio, lo stesso castello di prova (piastre e tipologia di test) e il medesimo provino della prova precedente (Figura 4.26). Durante il processo di taratura del modello numerico, sulla base dei dati sperimentali a disposizione, si osserva che le caratteristiche meccaniche del modello sono state modificate. Tale procedimento implica che lo stesso provino, sottoposto a due prove differenti, assume caratteristiche meccaniche diverse. Quanto ad una prima osservazione potrebbe sembrare una contraddizione, in realtà è coerente con la realtà sperimentale, in quanto si è più volte osservato come sia rilevante, per le caratteristiche del massello, la metodologia di compattazione, che ha generato un'anisotropia nel massello stesso, evidenziata dall'utilizzo di parametri differenti nel modello numerico. In Figura 4.27 si riportano gli elementi ball presi come riferimento durante il test, mentre la Tabella 4.16 riassume i principali parametri attribuiti al modello.

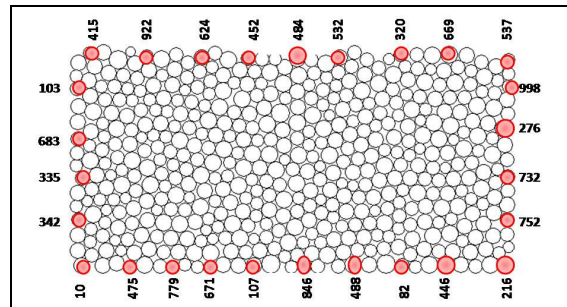


Figura 4.27 – test di trazione indiretta orizzontale – ball di riferimento

Tabella 4.16 – prova di trazione indiretta orizzontale: caratteristiche del modello numerico

kn (N)	ks (N)	n_bond (N/m)	s_bond (N/m)	Friction
1.5×10^8	1.5×10^8	1.75×10^3	1.75×10^3	0.75

Il grafico in Figura 4.23 riporta l'andamento della curva forza/spostamento della prova in esame, evidenziando anche in questo caso una perfetta rispondenza nella forza di picco raggiunta dal modello numerico e nel post-rottura. Ottimi risultati anche sulla pendenza della curva forza/spostamenti, che si assesta nell'involuppo delle curve sperimentali, che peraltro mostrano esse stesse una certa variabilità. D'altro canto si registra anche in questo caso la discrepanza evidenziata nel caso precedente riguardante il primo tratto della curva, comunque non rilevante al fine dello studio macroscopico del comportamento del materiale.

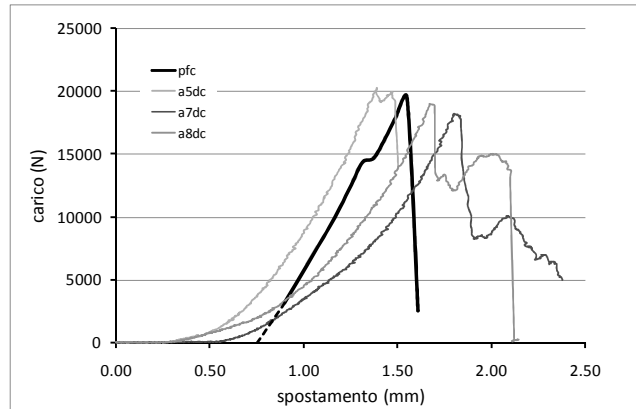


Figura 4.28 – test di trazione indiretta orizzontale: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento

La Figura 4.29 mostra la configurazione indeformata del provino (linea tratteggiata) in confronto con la configurazione deformata al termine del test (linea continua), ricavati dalla posizione degli elementi ball di riferimento, mentre la Figura 4.30 riporta l'evoluzione del modello durante lo svolgimento della prova. Anche in questo caso si ha una stretta corrispondenza con le evidenze sperimentali: all'inizio del test nascono le forze di compressione in direzione verticale (in nero in figura), in corrispondenza delle piastre di carico; successivamente si sviluppano le forze di trazione indiretta orizzontali (in rosso in figura) fino all'innesco e alla propagazione della fessura, con conseguente rottura del provino.

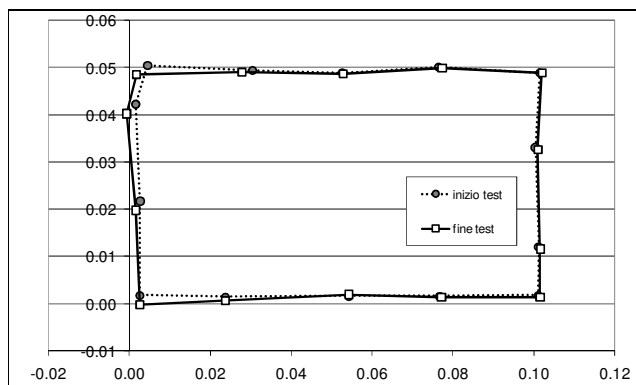


Figura 4.29 – test di trazione indiretta orizzontale: deformazione del provino durante il test

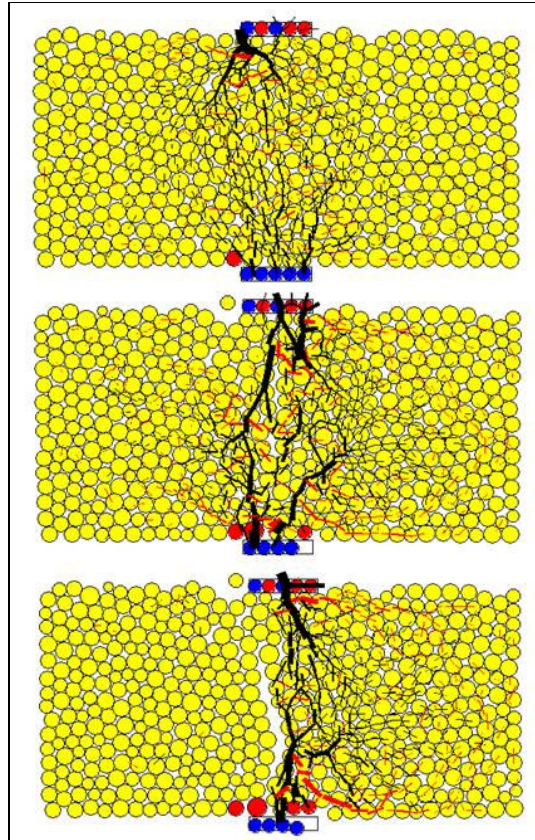


Figura 4.30 – test di trazione indiretta orizzontale: evoluzione del modello durante il test - forze di compressione e trazione interne

4.4. Modellazione del test di compressione semplice

Ulteriore prova modellata nel corso della presente ricerca, a completamento dello studio sulle prove di resistenza meccanica, è quella di compressione semplice su provini prismatici. Per quanto riguarda la preparazione del modello, si osserva innanzi tutto che i provini realmente utilizzati nei test di laboratorio sono stati ottenuti tagliando in quattro parti un unico massello autobloccante. Inizialmente era stata valutata l'applicazione della medesima procedura anche al modello numerico, partendo da quello realizzato per le prove in configurazione di trazione indiretta ed eliminando le ball esterne a un contorno prefissato, come mostrato in Figura 4.31.

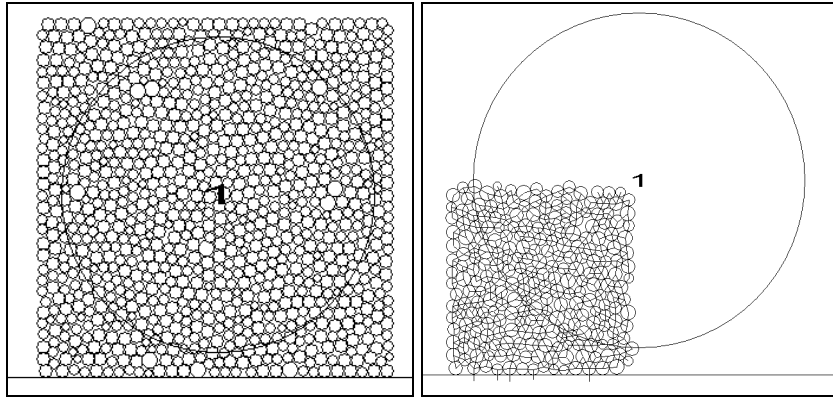


Figura 4.31 – provino per test di compressione (destra) ricavato da massello di dimensioni iniziali (sinistra)

Tuttavia, utilizzando in prima istanza un ridotto numero di elementi ball, una tale operazione determina contorni del nuovo modello poco definiti e molto frastagliati, aspetto che rende particolarmente difficile l'applicazione regolare ed omogenea del carico. Come si vede nelle figure seguenti, infatti, eseguendo il test sia applicando il carico attraverso una semplice piastra (Figura 4.32 - sinistra), sia ricreando una piastra reale "bidimensionale" formata da più ball (Figura 4.32 - destra), il modello evidenzia problemi di contatto che non sussistono in laboratorio.

La scelta è stata dunque obbligata verso la creazione di un provino ex-novo: come nei casi studio precedenti sono stati inizialmente definiti gli elementi

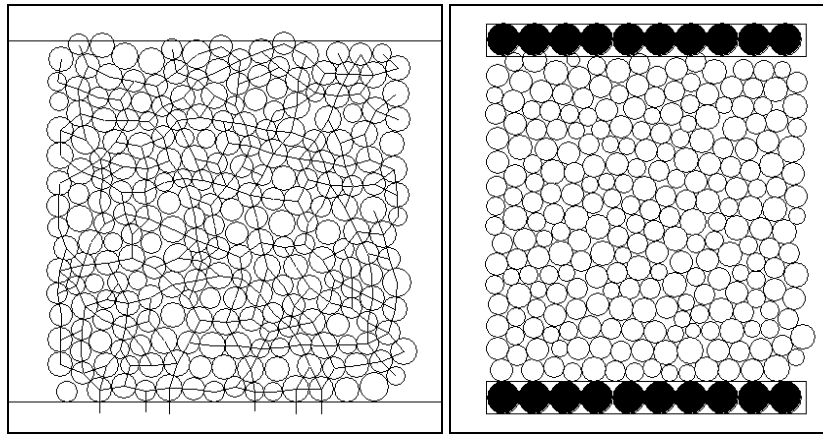
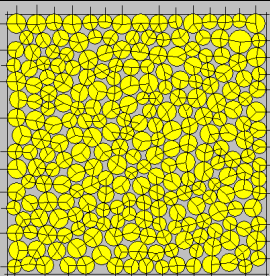
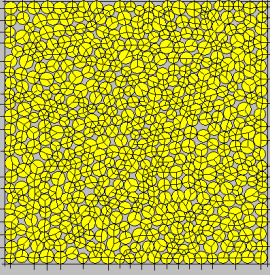
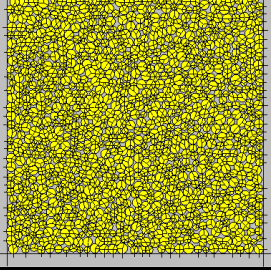


Figura 4.32 – test di compressione semplice: carico applicato con piastra semplice (sinistra) e piastra "bidimensionale" (destra)

boundary di confine, ovvero 4 elementi wall disposti a creare un quadrato di lato pari a 51 mm = 0.051 m, definendo anche in questo caso uno spessore pari a 0.0459 m, media degli spessori calcolati sui 21 provini reali. In questa occasione, inoltre, sono stati testati tre diversi provini caratterizzati da un diverso numero di elementi ball (Tabella 4.17), al fine di valutarne l'influenza nei risultati finali. Si osserva che il modello A ha 250 ball, corrispondenti esattamente a 1/4 delle 1000 utilizzate per il modello del test di trazione indiretta, ovvero in termini numerici è lo stesso risultato che si otterrebbe tagliando un massello in quattro parti uguali come avviene in realtà. I modelli B e C sono invece via via più raffinati, ottenuti raddoppiando di volta in volta il numero degli elementi utilizzati. Una volta definiti i modelli dei provini si è passati alla definizione del castello di prova. Come già accuratamente descritto nei paragrafi relativi alla parte

Tabella 4.17 – test di compressione: caratteristiche dei modelli testati

Mod.	N° ball	Raggio minimo	Raggio massimo	Immagine
A	250	8.86×10^{-4}	1.33×10^{-3}	
B	500	6.27×10^{-4}	9.40×10^{-4}	
C	1000	4.43×10^{-4}	6.65×10^{-4}	

sperimentale, il test viene svolto in controllo di carico, ovvero il provino viene alloggiato tra due piastre di carico ed è assoggettato ad una pressione via via crescente fino a rottura. Come già anticipato nello studio della prova di carico su piastra, il test è stato impostato attraverso il controllo degli elementi wall, creando un servo-meccanismo che controlla lo stato tensionale del provino durante il test, regolando la velocità degli elementi wall rappresentanti le piastre di carico: in altre parole, la velocità degli elementi wall viene definita attraverso un'apposita fish in modo da garantire lo stato tensionale desiderato all'interno del modello e una pressione costante sulle facce del provino. Per ottenere l'intera prova in controllo di carico, la curva reale di carico, approssimativamente variabile da 12 a 72 kN, è stata suddivisa in 7 step di carico riportati in Tabella 4.18, opportunamente divisi per l'area del wall, pari a $0.051 \times 0.0459 = 0.002341$ mq, in modo da ricavare la pressione cercata, corrispondente a quella reale. La pressione relativa ad ogni step di carico, viene mantenuta per 100 cicli in modo da garantirne l'assestamento e il passaggio tra stati di equilibrio successivi. La tolleranza richiesta è via via inferiore al procedere della prova. Per evitare che il provino venga assoggettato improvvisamente ad una pressione eccessiva sono stati aggiunti tre step a carico inferiore, pari rispettivamente a 1.00×10^4 – 1.00×10^5 – 1.00×10^6 N/mq. Preventivamente, inoltre, a tali step di carico è stato aggiunto un precarico che, in caso di necessità, ha lo scopo di portare la piastra di carico a contatto con le ball del modello, abbassando la piastra stessa fintanto che la forza agente su di essa risulta non nulla.

Tabella 4.18 – test di compressione semplice: step di carico

Forza reale (kN)	Forza reale (N)	Step di carico PFC (N/mq)
12	12000	5.13×10^6
22	22000	9.40×10^6
32	32000	1.37×10^7
42	42000	1.79×10^7
52	52000	2.22×10^7
62	62000	2.65×10^7
72	72000	3.50×10^7

Nel corso del test vengono monitorate tutte grandezze necessarie per ottenere la curva forza-spostamento da confrontare con i valori sperimentali:

- Forza agente sulle piastre di carico
- Tensione agente sulle piastre di carico
- Abbassamento relativo delle piastre di carico
- Deformazione verticale del provino.

La Tabella 4.19 riporta i parametri determinati per ogni modello numerico.

Tabella 4.19 – prova di compressione semplice: caratteristiche dei modelli numerici

Modello	kn (N)	ks (N)	n_bond (N/m)	s_bond (N/m)	Friction
A	1.5×10^8	1.5×10^8	3.5×10^3	3.5×10^3	0.75
B	1.5×10^8	1.5×10^8	2.5×10^3	2.5×10^3	0.75
C	1.5×10^8	1.5×10^8	1.5×10^3	1.5×10^3	0.75

Aumentando il numero di particelle all'interno del modello, la rigidezza del materiale rimane invariata e sempre correttamente rappresentata dal parametro $kn=ks=1.5 \times 10^8$ N. Il legame di contatto, invece, diminuisce all'aumentare degli elementi ball, passando da 3.5×10^3 N/m per 250 ball, a 2.5×10^3 N/m per 500 ball (Figura 4.34), a 1.5×10^3 N/m per 1000 ball. Questo aspetto può essere legato al numero stesso di legami di contatto: avendo a disposizione un numero di legami di contatto maggiore, il modello impiega più tempo a fratturarsi e quindi riesce a portare più carico. Al fine di utilizzare un modello numerico in sostituzione delle prove di laboratorio, è opportuno pertanto tarare correttamente non solo i parametri del modello numerico, ma anche il modello stesso in termini di dimensioni e numero di elementi ball, raggiungendo il giusto compromesso tra numero di elementi e onere computazionale in termini di durata della simulazione.

Nei grafici riportati nelle figure seguenti si evidenzia nel dettaglio la variazione del comportamento del modello numerico in funzione dei parametri scelti. In Figura 4.33 si osserva la risposta del modello alla variazione del coefficiente kn, in questo caso posto pari a ks, ovvero la rigidezza degli elementi ball: come già verificato, la rigidezza degli elementi ball è strettamente correlata alla rigidezza macroscopica del materiale. Nel caso in esame la rigidezza opportuna è risultata pari a 1.5×10^8 N. Nelle figure successive si nota invece la variazione del punto di rottura, strettamente collegata al parametro n_bond, ovvero al legame di contatto tra le particelle: aumentando tale valore il punto di rottura aumenta.

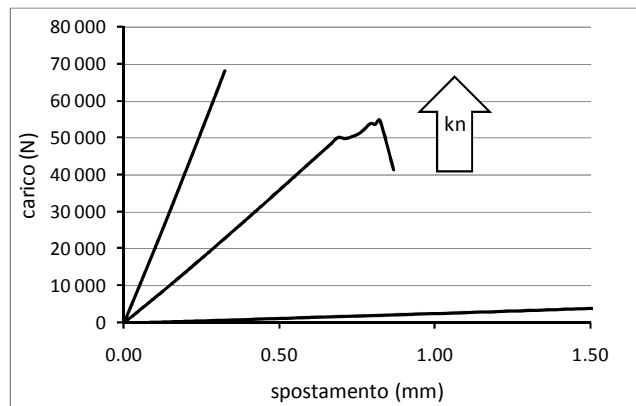


Figura 4.33 – test di compressione semplice 250 ball: variazione del coefficiente $kn=ks$

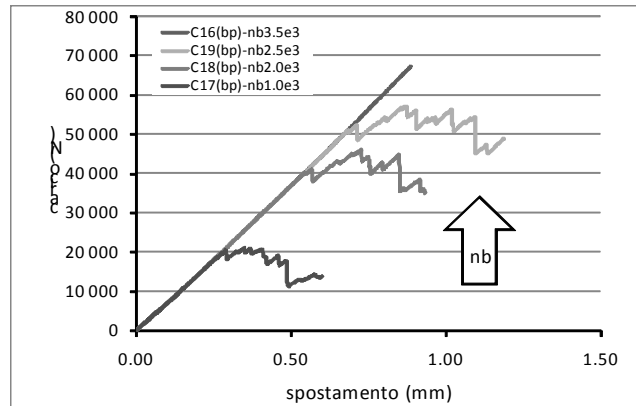


Figura 4.34 – test di compressione semplice 500 ball: variazione del parametro $n_{bond}=s_{bond}$

Una volta tarati opportunamente i parametri dei modelli numerici è possibile confrontare i dati ottenuti con quelli sperimentali: il grafico in Figura 4.35 evidenzia che nei tre casi analizzati:

- il ramo di carico è coincidente con quello reale, in particolare nel provino con 1000 elementi ball ricalca perfettamente una delle curve sperimentali;
- il punto di rottura corrisponde con ottima approssimazione a quello reale in tutte e tre le simulazioni, anche se le curve dei modelli con 250 e 500 elementi risultano particolarmente frastagliate a causa della presenza delle particelle stesse e dei loro spostamenti relativi.
- il ramo post rottura rientra nell'involuppo fornito dai dati reali, con approssimazione tanto migliore quanto maggiore è il numero di particelle del modello.

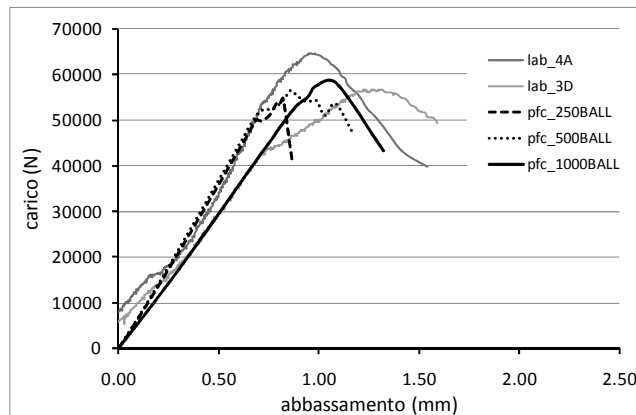


Figura 4.35 – test di compressione semplice: confronto dati sperimentali e numerici

In ultimo, le figure seguenti riportano l'evoluzione del modello durante lo svolgimento della prova: anche in questo caso si ha una stretta coerenza con le evidenze sperimentali. In Figura 4.36 è riportata l'evoluzione della distribuzione delle forze interne del modello all'inizio del test, in cui si osserva una distribuzione omogenea delle forze di compressione (in nero in figura), e al termine del test, prima dell'innescare della fessura, in cui le forze di compressione interne sono dirette verticalmente nella direzione di carico.

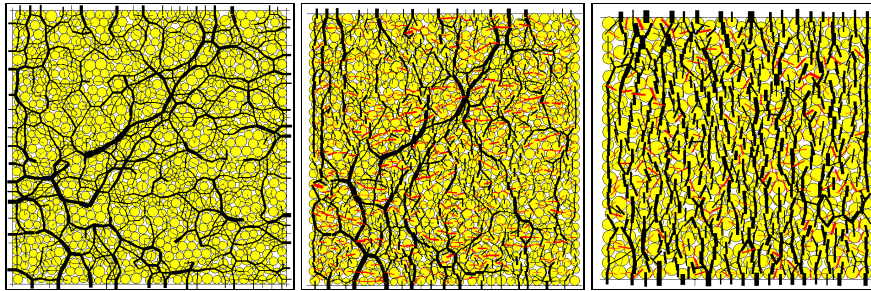


Figura 4.36 – evoluzione delle forze di contatto all'interno del provino durante il test di compressione

In Figura 4.37 si osserva invece il modello numerico al termine del test: i modelli con un numero inferiore di elementi presentano rotture non sempre coerenti con la realtà sperimentale, come invece si evidenzia, invece, nel caso del modello con 1000 elementi riportato in Figura 4.38.

In particolare in Figura 4.38 si mostra il modello numerico da 1000 elementi al termine del test, evidenziando una rottura “esplosiva”, conforme a quella richiesta dalla UNI 12390-3. Si osserva come nel modello siano originate due fessure a 45°, lasciando intatto il concio interno a forma piramidale, aspetto confermato dalla distribuzione dei vettori velocità e dalla rottura dei legami di contatto tra gli elementi.

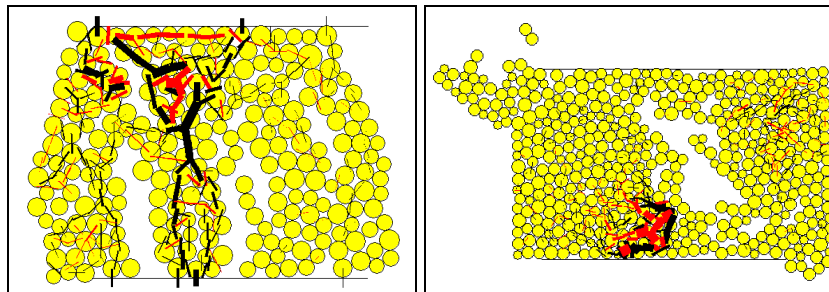


Figura 4.37 – test di compressione semplice: esempi di rottura (modello da 250 ball a sinistra e modello da 500 ball a destra)

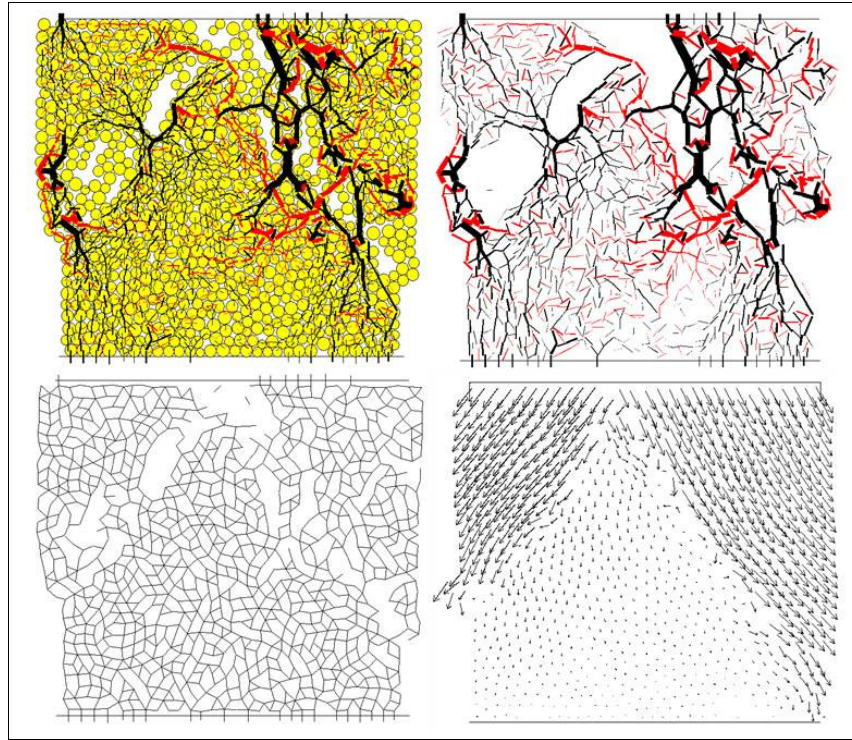


Figura 4.38 – test di compressione (modello da 1000 ball), in senso orario: elementi ball alla rottura, forze di compressione (in nero) e di taglio (in rosso), vettori velocità e rottura dei contatti tra le ball

4.5. Conclusioni

La presente ricerca ha studiato la possibilità di utilizzare fanghi e sfridi di taglio derivanti dalla lavorazione di materiale ceramico per la produzione di masselli autobloccanti per la pavimentazione di zone di sosta e percorsi pedonali. Tali rifiuti, prodotti in ingenti quantità dal comparto produttivo del Nord Italia, hanno lo scopo di sostituire parte degli aggregati naturali comunemente utilizzati negli attuali processi produttivi. In particolare, i risultati dello studio consentono di affermare che la rilevante percentuale di materiale di scarto utilizzato nel mix-design della miscela studiata permette conseguentemente di ridimensionare i costi ambientali.

Nel dettaglio, lo studio, condotto sia tramite prove standardizzate sia tramite procedure opportunamente elaborate, ha evidenziato una lieve carenza in termini

di resistenza meccanica rispetto agli standard previsti in ambito stradale. Tale carenza è legata principalmente alla metodologia di compattazione utilizzata e lo studio ha dimostrato che può essere ridotta facendo seguire alla scasseratura un periodo di immersione in acqua e successiva essiccazione, per consentire il completamento del processo di idratazione dei residui di cemento anidro.

Pur offrendo una ridotta resistenza alle azioni meccaniche, che limita l'uso dei masselli a pavimentazioni non soggette a carichi importanti, si sono osservate, invece, ottime proprietà superficiali dei masselli, garantendo un'elevata resistenza all'usura superficiale, allo scivolamento e all'urto, analizzato quest'ultimo sia in termini assoluti, sia in termini relativi con riferimento alla resistenza del legame piastra-supporto. Tali caratteristiche consentono quindi di adottare le miscele ottenute con il materiale riciclato per la realizzazione di masselli per la pavimentazione di percorsi pedonali, dove le suddette proprietà risultano prioritarie, e in tutte quelle applicazioni dove azioni di usura prevalgono sul valore dei carichi di progetto.

Dal punto di vista della modellazione numerica, i risultati ottenuti mostrano che i parametri micromeccanici che vanno a definire il comportamento macroscopico del modello numerico sono sia le rigidità dei singoli elementi ball, proporzionali al modulo elastico del materiale, sia le resistenze dei legami di contatto, associate alla resistenza ultima del materiale. Anche in questo caso ottima è la rispondenza con i dati sperimentali, cogliendo nel materiale in esame un diverso comportamento del massello in funzione della direzione di carico, aspetto analogamente puntualizzato nei test di laboratorio. Importante verifica sulla bontà della modellazione effettuata è data dall'utilizzo degli stessi parametri numerici per diverse tipologie di test: in altre parole, i risultati mostrano che alcuni dei parametri micromeccanici utilizzati per la caratterizzazione del materiale, quali ad esempio le rigidità degli elementi ball, sono strettamente legati al materiale oggetto di studio, mentre altri parametri sono maggiormente correlati alla tipologia di test e di carico imposto. Ulteriore verifica può essere eseguita dal punto di vista qualitativo, osservando la perfetta coerenza tra il provino reale e il modello numerico in termini di deformazioni e spostamenti.

Infine, nello studio dei materiali legati si è focalizzata l'attenzione sull'importanza del numero di elementi costituenti il modello numerico. Come è ovvio attendersi, all'aumentare del numero di elementi, aumenta sia l'accuratezza del modello sia l'onere computazionale richiesto: una modellazione può essere definita corretta quando viene raggiunto il giusto equilibrio tra questi aspetti.

Capitolo 5

L'analisi della sovrastruttura stradale: le interferenze con gli apparati radicali arborei

5.1. Introduzione

A conclusione dello studio presentato, si è ritenuto opportuno spostare l'attenzione dai singoli materiali della sede stradale, visti nel contesto nelle prove a scala ridotta, all'intera sovrastruttura, analizzando un argomento interessante e non ancora approfondito, ma di particolare attualità per quanto riguarda l'organizzazione degli spazi urbani e il sempre crescente interesse alla disposizione del verde urbano: l'interazione tra gli apparati radicali arborei e gli elementi della sede stradale.

Il contesto urbano di circolazione consente, infatti, la realizzazione di vie e viali alberati, incontrando un generale gradimento dell'utenza per motivi sia estetici sia funzionali. Tuttavia non sempre la convivenza tra verde urbano e infrastrutture è priva di problemi. Se l'impianto degli alberi non avviene seguendo particolari accorgimenti, gli apparati radicali possono causare danni a marciapiedi, strade e sottoservizi urbani. Non è da sottovalutare anche il problema contrario, ossia che le piante, in ambito urbano, possano trovare un ambiente fortemente ostile al loro sviluppo, specialmente quando la modalità d'impianto non risulta corretta. Obiettivo di quest'ultima parte della ricerca è pertanto lo studio delle interazioni che si sviluppano tra gli apparati radicali arborei e le infrastrutture stradali, allo scopo di definire alcune linee guida per gli impianti arborei che garantiscano un giusto compromesso tra la durabilità delle infrastrutture e la vita delle piante.

Punto di partenza è stato uno studio sulle metodologie d'impianto esistenti, sia tramite una ricerca bibliografica sulle normative di riferimento e lo stato dell'arte, sia tramite un rilievo della situazione presente nella realtà urbana di Parma, eletta come città di riferimento, al fine di catalogare gli ammaloramenti tipici che caratterizzano le varie modalità d'impianto. Sulla base dei dati ottenuti, passo successivo è stata la fase di modellazione numerica tramite il codice di calcolo ad elementi distinti particellari allo scopo di riprodurre il fenomeno della crescita delle radici all'interno della buca d'impianto, quantificando le deformazioni superficiali che l'accrescimento radicale provoca sul terreno sovrastante in diverse configurazioni. È da specificare a questo proposito che i risultati conseguiti sono da considerarsi a livello qualitativo, in quanto, pur avendo tarato il modello numerico sulla base di prove sperimentali, come verrà chiarito in

seguito, non vi sono al momento riscontri sperimentali dell'intera modellazione. Al contrario, le stesse simulazioni presentate, in grado di cogliere il comportamento fenomenologico analizzato, saranno il punto di partenza per la definizione di una successiva metodologia di studio a scala ridotta in laboratorio.

5.1.1. Inquadramento tematico: il verde urbano

Le piante sono tra gli elementi principali utilizzati per la realizzazione degli spazi verdi urbani. La scelta delle specie arboree, la loro varietà e i singoli elementi sono il risultato di studi a livello ambientale, che tengono conto delle diverse funzioni cui l'elemento verde deve assolvere (Strazzullo, 2005). Nella consapevolezza di operare in un contesto largamente artificiale come quello urbano, è necessario ricercare e adottare soluzioni equilibrate e durature, nonché facilmente mantenibili a costi ridotti. Le condizioni ambientali in cui si sviluppa la vita delle piante in un contesto urbano sono, infatti, spesso estreme: le radici non trovano spazio per espandersi nel terreno, che spesso presenta pessime caratteristiche fisico-chimiche, l'approvvigionamento idrico è limitato dall'espansione della pavimentazione stradale fino al 90-95% della superficie sotto chioma degli alberi e il traffico veicolare aumenta la compattazione del terreno, rendendone praticamente nullo il contenuto di ossigeno nei substrati in cui gli alberi sono radicati (Lo Iacono, 2006). A fronte di queste avverse condizioni, lo sviluppo dell'apparato radicale arboreo avviene in maniera incontrollata, causando spesso dissesti alle pavimentazioni delle infrastrutture viarie urbane. È pertanto opportuno studiare le condizioni ottimali per il corretto sviluppo delle piante coerentemente con la conservazione delle sovrastrutture.

Di seguito si ricordano, in sintesi, i fattori che influenzano la scelta delle specie vegetali da impiegare nel verde urbano:

- caratteristiche proprie di ciascuna specie (dimensioni della pianta adulta, forma della chioma, sensibilità alle fitopatologie e all'inquinamento, resistenza alle potature, resistenza dei rami e del fusto al vento, caratteristiche delle foglie, dei fiori e dei frutti)
- sesto d'impianto (disposizione e dimensione della buca di impianto, distanza tra due alberi consecutivi e dalle infrastrutture stradali)
- caratteristiche del luogo d'impianto (fattori climatici, fattori edafici - tessitura, struttura, pH, umidità, salinità del terreno, presenza di agenti inquinanti, presenza di vincoli dovuti a servizi tecnologici aerei e sotterranei, distanza dai manufatti, legislazione, servitù, diritti, usi e consuetudini, elementi paesaggistici e socio – culturali).

A titolo esemplificativo si riportano alcuni elementi da considerare nel progetto del verde. Innanzi tutto è bene considerare la larghezza totale della strada, intesa come distanza da filo fabbricato a filo fabbricato: se la via è molto stretta, l'illuminazione insufficiente, il traffico veicolare molto intenso è consigliabile non realizzare alcuna alberata. Se la larghezza è maggiore, si possono prevedere due filari alberati o, se altri vincoli rendono questa soluzione impraticabile, si può

optare per un filare unico, possibilmente ben esposto: nel caso ad esempio di vie con asse Est – Ovest e larghezza insufficiente, fiancheggiate da alti fabbricati, è buona norma piantare il solo filare esposto a Sud su un marciapiede di larghezza superiore a quello opposto, per dare più spazio all'albero, come evidenziato in Figura 5.1.

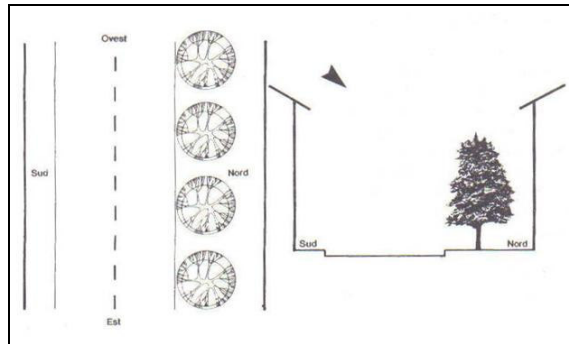


Figura 5.1 – esempio di disposizione di alberature stradali in viali di larghezza ridotta (Bovo et al., 1995)

Altro elemento da considerare è la larghezza del marciapiede e il tipo di pavimentazione: l'albero non può essere collocato a meno di 1,50 m dal cordolo del marciapiede e ad almeno 2-3 m dai fabbricati, avendo cura di garantire alla base della pianta una superficie libera da pavimentazione impermeabile di ampiezza pari a 2 x 2 m. All'interno del marciapiede è inoltre frequente la presenza di vincoli o ostacoli sia nel soprassuolo, sia nel sottosuolo: è importante verificarne esistenza e ubicazione prima dell'inizio dei lavori di piantumazione. In ultimo, non meno importante nello studio del verde, è il tipo d'insediamento presente o previsto nella via da alberare, elemento che andrà a vincolare la scelta della specie da piantare (Bovo et al., 1995).

Nelle tabelle seguenti sono riassunte alcune informazioni importanti relative alle specie arboree. La Tabella 5.1 riporta le specie arboree ed arbustive che costituiscono le forme vegetali della fascia fitoclimatica del Nord Italia, classificate in alberi di prima, seconda e terza grandezza in Tabella 5.2. La Tabella 5.3 schematizza, invece, le specie arboree consigliate in funzione dello spazio disponibile.

Tabella 5.1 – specie arboree che costituiscono le forme vegetali della fascia fitoclimatica del Nord Italia

Specie arboree	
Acero campestre	<i>Acer campestre</i>
Acero riccio	<i>Acer platanoides</i>
Bagolaro	<i>Celtis australis</i>
Carpino bianco	<i>Carpinus betulus</i>
Carpino nero	<i>Ostrya carpinifolia</i>

Cerro	<i>Quercus cerris</i>
Ciavardello	<i>Sorbus terminalis</i>
Ciliegio	<i>Prunus avium</i>
Cipresso comune	<i>Cupressus sempervirens</i>
Farnia	<i>Quercus robur</i>
Frassino maggiore	<i>Fraxinus excelsior</i>
Melo selvatico	<i>Malus sylvestris</i>
Noce	<i>Juglans regia</i>
Olmo campestre	<i>Ulmus minor</i>
Olmo ciliato	<i>Ulmus laevis</i>
Olmo montano	<i>Ulmus glabra</i>
Ontano napoletano	<i>Alnus cordata</i>
Ontano nero	<i>Alnus glutinosa</i>
Orniello	<i>Fraxinus ornus</i>
Pado	<i>Prunus padus</i>
Perastro	<i>Pyrus piraster</i>
Pino silvestre	<i>Pinus sylvestris</i>
Pioppo cipressino	<i>Populus nigra "Italica"</i>
Pioppo nero	<i>Populus nigra</i>
Pioppo tremolo	<i>Populus tremula</i>
Rovere	<i>Quercus petraea</i>
Roverella	<i>Quercus pubescens</i>
Salice bianco	<i>Salix alba</i>
Salicone	<i>Salix caprea</i>
Siliquaastro	<i>Cercis siliquastrum</i>
Sorbo domestico	<i>Sorbus domestica</i>
Tasso	<i>Taxus baccata</i>
Tiglio nostrale	<i>Tilia platyphyllos</i>
Tiglio selvatico	<i>Tilia cordata</i>

Tabella 5.2 – classificazione degli alberi in base alla dimensione della chioma a maturità

Prima grandezza R > 6 m	Seconda grandezza 3 < R < 6 m	Terza grandezza R < 3 m
Ippocastano (<i>Aesculus hippocastanum</i>)	Ippocastano rosso (<i>Aesculus x carnea</i> "Briotii")	Albizzia (<i>Albizia julibrissin</i>)
Ailanto (<i>Ailanthus altissima</i>)	Orniello (<i>Fraxinus ornus</i>)	Ontano nero (<i>Alnus glutinosa</i>)
Platano (<i>Platanus x acerifolia</i>)	Frassino ossifillo (<i>Fraxinus oxycarpa</i>)	Langestromia (<i>Lagestroemia indica</i>)
Bagolaro (<i>Celtis australis</i>)	Ginkgo (<i>Ginkgo biloba</i>)	Albero di Giuda (<i>Cercis siliquastrum</i>)
Frassino maggiore (<i>Fraxinus excelsior</i>)	Spino di Giuda (<i>Gleditsia triacanthos inermis</i>)	Olivello di Boemia (<i>Eleagnus angustifolia</i>)
Liriodendro	Carpino	Cipresso

<i>(Liriodendron tulipifera)</i>	<i>(Carpinus betulus)</i>	<i>(Cupressus sempervirens)</i>
Magnolia <i>(Magnolia grandiflora)</i>		Nespolo del Giappone <i>(Eryobotria japonica)</i>
Pino da pinoli <i>(Pinus pinea)</i>		Melia <i>(Melia azaderach)</i>
Pioppo bianco <i>(Populus alba)</i>		Pioppo cipressino <i>(Populus nigra "italica")</i>
Olmo siberiano <i>(Ulmus pumila)</i>		<i>Robinia pseudoacacia</i> e <i>Robinia ps. "umbraculifera"</i>
Leccio <i>(Quercus ilex)</i>		Pero da fiore <i>(Pyrus calleryana)</i>
Farnia <i>(Quercus robur)</i>		Salice fragile <i>(Salix fragilis)</i>
<i>Quercus x turneri</i>		Salice da vimini <i>(Salix viminalis)</i>
Tiglio <i>(Tilia spp)</i>		Tasso <i>(Taxus baccata)</i>

Tabella 5.3 – specie arboree da utilizzare a seconda dello spazio a disposizione: limitato (marciapiedi 4-6 m e spartitraffico 3-4 m), medio (6-8 m), ampio (> 8 m)

LIMITATO		MEDIO		AMPIO
PICCOLE PIANTE	PORTAMENTO FASTIGIATO/ COLONNARE	PORTAMENTO COLONNARE	PORTAMENTO ERETTO CHIOMA AMPIA	PORTAMENTO ERETTO CHIOMA AMPIA
Lagerstroemia indica	Acer platanoides columnare	Acer platanoides columnare	Acer negundo	Platanus acerifolia
Hibiscus syriacus	Acer pseudoplatanus erectum	Acer pseudoplatanus erectum	Acer negundo variegatum	Aesculus hippocastanum
Malus floribunda	Acer saccharinum pyramidale	Acer saccharinum pyramidale	Carpinus betulus	Celtis australis
Robinia hispida	Carpinus betulus pyramidalis	Carpinus betulus pyramidalis	Fraxinus excelsior	Quercus ilex
Catalpa bungei	Fagus sylvatica fastigiata	Fagus sylvatica fastigiata	Gleditschia triacanthos	Acer pseudoplatanus
Prunus pissardi nigra	Gingko biloba fastigiata	Gingko biloba fastigiata		Acer saccharinum
Prunus padus	Gleditschia triacanthos columnaris	Gleditschia triacanthos columnaris		Fagus sylvatica
Sorbus aucuparia	Liriodendron tulipifera fastigiatum	Liriodendron tulipifera fastigiatum		Liriodendron tulipifera
	Malus prunifolia fastigiata	Malus prunifolia fastigiata		Liquidambar styraciflua
	Malus alba pyramidalis	Malus alba pyramidalis		Junglas nigra
	Quercus castaneifolia	Quercus castaneifolia		Fraxinus excelsior
	Tilia platyphyllos fastigiata	Tilia platyphyllos fastigiata		Sophora japonica
	Tilia cordata.	Tilia cordata.		Tilia xeuclora

5.2. Normativa di riferimento sul verde urbano

La corretta messa a dimora delle alberature è subordinata a leggi e decreti emanati a livello nazionale e regionale, nonché regolamenti a livello locale, di cui si riportano di seguito gli elementi essenziali.

5.2.1. Normativa a livello nazionale

A livello nazionale si ricordano i seguenti provvedimenti normativi relativi alla progettazione, realizzazione e manutenzione delle alberature stradali.

Circolare n° 8321 dell'11-8-1966, emanata dal Ministero dei Lavori Pubblici, avente come oggetto le "Alberature stradali, istruzioni per la salvaguardia del patrimonio arboreo in rapporto alla sicurezza della circolazione stradale".

Tabella 5.4 – circolare n° 8321 del'11/08/66: distanze minime da rispettare per la piantumazione dei cigli stradali

Classi di strade	Distanza min. dal ciglio della carreggiata [m]			Distanza min. di visibilità nelle intersezioni [m]			Distanze min. visibilità in curva [m]
	Alberi Φ <10cm	Alberi Φ <20cm	Alberi Φ >20cm	Strade a precedenza		Dist. libere prima/dopo intersez.	
				Prima intersez.	Dopo intersez.		
a) traffico intenso	1,5	2,5	7	150	170	75	190
b) traffico medio	1,5	2,5	6	110	120	75	130
c) traffico limitato	1,5	2	5	80	90	75	80
d) urbane	1,5	2	5	80	90	35	80

Le disposizioni ANAS del 1964 costituiscono il primo riferimento normativo per la regolamentazione del verde stradale: nate dall'urgenza di limitare i numerosi incidenti derivanti dall'urto dei veicoli con gli alberi posizionati ai bordi delle strade, tali disposizioni prescrivevano vincoli piuttosto restrittivi che, applicati indiscriminatamente, avrebbero messo in pericolo la conservazione di buona parte del patrimonio arboreo lungo le strade statali. La Circolare 8321 del 1966, seguente a tali provvedimenti, nasce pertanto con lo scopo di definire i vincoli da adottare sulle strade alberate, al fine di garantire la salvaguardia del patrimonio arboreo e la sicurezza stradale. La Tabella 5.4 riporta le distanze minime da osservare per categoria di strade e tipologia di piantagioni nei confronti dell'ubicazione delle alberature ai fini della sicurezza della circolazione.

Codice Civile (1942), artt. 892/893 (distanze minime delle piantumazioni dai confini di proprietà). In particolare l'articolo 892 stabilisce che "chi vuole piantare alberi presso il confine deve osservare le distanze stabilite dai regolamenti e, in

mancanza, dagli usi locali. Se gli uni e gli altri non dispongono, devono essere osservate le seguenti distanze dal confine:

- tre metri per gli alberi di alto fusto. Rispetto alle distanze, si considerano alberi di alto fusto quelli il cui fusto, semplice o diviso in rami, sorge ad altezza notevole, come sono i noci, i castagni, le querce, i pini, i cipressi, gli olmi, i pioppi, i platani e simili;
- un metro e mezzo per gli alberi di non alto fusto. Sono reputati tali quelli il cui fusto, sorto ad altezza non superiore a tre metri, si diffonde in rami;
- mezzo metro per le viti, gli arbusti, le siepi vive, le piante da frutto di altezza non maggiore di due metri e mezzo. La distanza deve essere però di un metro, qualora le siepi siano di ontano, di castagno o di altre piante simili che si recidono periodicamente vicino al ceppo, e di due metri per le siepi di robinie [...]"

L'articolo 893 prende in considerazione invece gli alberi presso strade, canali e sul confine dei boschi, riconducendo la disciplina a regolamenti e usi locali o, in mancanza di disposizioni, all'art. precedente 892. Seguono infine altri tre articoli (894, 895, 896) che trattano i casi di alberi a distanza non legale, il divieto di ripiantare alberi a distanza non legale, le recisioni di rami protesi e di radici.

D.P.R. 495/92 – art. 26 (Regolamento di attuazione del nuovo Codice della strada). L'articolo disciplina la distanza da rispettare tra confine stradale e impianti arborei laterali al di fuori dei centri abitati (all'interno dei centri abitati si rimanda a regolamenti locali). Tale distanza non deve essere inferiore alla massima altezza raggiungibile per ciascun tipo di essenza a completamento del ciclo vegetativo e comunque non inferiore a 6 m. In caso di siepi vive, anche a carattere stagionale, tenute ad altezza non superiore ad 1 m sul terreno, la distanza dal confine stradale non può essere inferiore a 1 m.

Decreto 5 novembre 2001 (Norme Funzionali e Geometriche per la Costruzione delle Strade). Nel capitolo 3 si definisce la larghezza dei marciapiedi, anche in presenza di alberature e di altri ostacoli, ricordando che "la larghezza del marciapiede va considerata al netto sia di strisce erbose o di alberature che di dispositivi di ritenuta. Tale larghezza non può essere inferiore a metri 1,50. [...]"

Capitolato CIRS. L'articolo 12 – Opere in verde - si occupa delle nuove piantumazioni, con riferimento alla tipologia di materiale da utilizzare e alle dimensioni del sesto di impianto, ricordando in particolare che "[...] Il materiale vegetale deve provenire da ditte appositamente autorizzate ai sensi delle leggi 18.6.1931 e 22.5.1973 n. 269 e successive modificazioni e integrazioni. L'impresa deve dichiararne la provenienza con relativa certificazione varietale e fitosanitaria alla Direzione Lavori [...]. Le buche e i fossi per la piantagione delle specie vegetali dovranno avere le dimensioni più ampie possibili in rapporto alla grandezza delle piante da mettere a dimora. La messa a dimora del materiale vegetale dovrà, avvenire in relazione alle quote definite dagli elaborati di

progetto, avendo cura che le piante non presentino radici allo scoperto né risultino, una volta assestatosi il terreno, internate oltre il livello del colletto.”

5.2.2. Regolamenti del verde a livello locale

Gran parte delle amministrazioni locali possiedono un proprio capitolato o regolamento sul verde urbano, che si va ad aggiungere ai decreti a livello nazionale. A livello esemplificativo verranno evidenziati i punti salienti dei regolamenti di due diverse realtà urbane emiliane: il Comune di Parma (circa 180.000 abitanti) e il Comune di Sant'Ilario d'Enza in provincia di Reggio Emilia, con circa 11.000 abitanti.

Comune di PARMA - Regolamento del Verde (2001) e nuovo Rue in adozione (2008): il Regolamento del Verde del Comune di Parma disciplina la tutela del verde pubblico ai sensi del LR 2/77, e formula normative per la conservazione, il ripristino, il potenziamento, l'uso del verde e l'abbattimento di alberi, oltre che identificare le specie da impiegare negli interventi di nuova piantumazione, prestando particolare attenzione alle specie allergeniche e vietando categoricamente l'impiego di specie alloctone in ambito rurale. Il Regolamento fornisce, inoltre, indirizzi per la gestione del verde privato.

Importanti sono le indicazioni riguardanti la messa a dimora di nuovi alberi (art. 17/2001 e art. 15.2/2008):

- “L'apertura della buca deve avere un diametro superiore di cm 40 al diametro della zolla e una profondità superiore di cm 20 all'altezza della zolla [...].
- Sul fondo della buca va apposto terreno sminuzzato; nel caso in cui il drenaggio non sia ottimale va aggiunto materiale drenante di spessore minimo 20 cm.
- La pianta deve essere preventivamente liberata dal materiale d'imballaggio [...]. Va posta a dimora sul fondo della buca, facendo ben attenzione che il colletto sia in posizione corretta rispetto al piano di campagna, tenendo conto dell'assestamento del terreno stesso. La pianta deve risultare perfettamente perpendicolare al piano del terreno.
- La torba, deve essere preventivamente imbibita di acqua a saturazione e va sistemata attorno alla zolla in modo da avvolgerla [...].
- La buca va riempita con terreno di risulta, preventivamente sminuzzato e mescolato al concime, all'esterno della torba fino a colmare la buca.
- Intorno alla pianta, deve essere modellata una scodella per la raccolta delle acque e di adeguate dimensioni e debitamente compattata, facendo nuovamente attenzione all'altezza dal colletto [...].”

Una volta descritte le modalità operative per la posa, l'art. 18/2001 e 16/2008 riportano i “principi generali per nuovi impianti”, ricordando che “si rende tecnicamente necessario prevedere piante che a pieno sviluppo siano compatibili con l'area a disposizione e l'assetto urbano circostante, tenendo ben presente la

potenzialità di sviluppo futuro dell'apparato radicale". In caso, invece di ripristini, "la messa a dimora delle alberature della stessa essenza non deve essere effettuata nella posizione preesistente in quanto tale pratica è, ai fini agronomici, errata. Qualora non si possa fare altrimenti, si renderà necessario effettuare la sostituzione del terreno esistente, procedendo ad uno scavo e al successivo riempimento con terreno di coltivo, nel rispetto delle prescrizioni dell'Ufficio Verde Pubblico".

Sempre nel medesimo articolo vengono richiamati gli articoli dal 892 al 899 del Codice Civile per quanto riguarda le distanze per i nuovi impianti di alberature stradali, fermo restando la possibilità di deroga, da parte dell'Ufficio Verde Pubblico, per pubblico interesse in caso di situazioni pregresse o per piante preesistenti finite fuori confine per frazionamenti. Inoltre, sempre in riferimento alle distanze, l'articolo 18 comma 5 e 6 del 2001 e l'allegato B1 del 2008 disciplinano le distanze minime d'impianto e ampiezza delle sedi d'impianto per le alberature stradali nelle zone di trasformazione urbanistica del PRG, imponendo tra l'altro che:

- "La distanza minima delle condutture sotterranee deve essere opportunamente valutata in relazione al tipo di piante.
- La distanza minima da fabbricati e da linee aeree deve essere maggiore o uguale al raggio della pianta al massimo del suo sviluppo.
- La distanza minima tra esemplari della stessa specie deve essere uguale o superiore al doppio del raggio della pianta al massimo del suo sviluppo; in caso di specie diverse deve essere uguale o superiore alla somma dei rispettivi raggi al massimo del loro sviluppo.
- In zone pavimentate, l'alberatura dovrà essere messa a dimora al centro di un'aiuola dalle dimensioni di lato o diametro pari al doppio del diametro del tronco al massimo dello sviluppo.
- Alberature in sede di parcheggio dimorate allo stato adulto, devono avere un'impalcatura come dallo schema di seguito riportato:
 - Strade per trasporti eccezionali altezza m 4,50.
 - Strade o parcheggi per trasporti normali altezza m 4,50.
 - Strade o parcheggi per sole autovetture m 3,50.
 - Strade per soli pedoni altezza m 2,50".

Nello stesso regolamento si prendono inoltre in considerazione le prescrizioni per la salvaguardia delle alberature all'interno di cantieri edili (artt. 13.1 e 13.2/2008), con particolare riferimento a lavori di scavo, scarifica, costipamento e impermeabilizzazione del suolo ed, infine, le tipologie di alberature consigliate.

Comune di SANT'ILARIO D'ENZA (RE) - Regolamento del Verde: il Regolamento si propone di rappresentare un riferimento preciso per la salvaguardia delle essenze esistenti e, nel contempo, per la disciplina della gestione ordinaria degli spazi verdi da parte dei cittadini, volendo intendere il "verde" come elemento vitale per l'ambiente e la collettività. La sua impostazione, strettamente connessa alla normativa edilizia ed urbanistica, tende a favorire la formazione di una "cultura del verde" anche per quanto riguarda gli spazi

circostanti le abitazioni private. Il documento prende in considerazione le varie situazioni che caratterizzano la realtà del territorio, intervenendo con una serie di norme relative alla loro tutela ed al loro miglioramento, inserendosi nel progetto di "Agenda 21" per lo sviluppo sostenibile.

Di particolare interesse ai fini della presente ricerca è l'art. 8, che tratta delle aree di pertinenza delle alberature, ovvero l'area definita dalla circonferenza tracciata sul terreno avente come centro il centro del fusto dell'albero, calcolate considerando lo sviluppo dell'apparato aereo e di quello radicale. In particolare sono definite:

- per piante di terza grandezza (altezza < 12m): 2 m di raggio;
- per piante di seconda grandezza (altezza 12 - 18m): 4 m di raggio;
- per piante di prima grandezza (altezza >18m): 6 m di raggio.

Tali aree "possono essere interessate da pose di pavimentazioni, purchè venga garantito il mantenimento di un'area permeabile, circostante il fusto, complessivamente di raggio non inferiore alle seguenti misure:

- per piante di terza grandezza: cm 100
- per piante di seconda grandezza: cm 150
- per piante di prima grandezza: cm 200.

Nel successivo art. 9 sono raccomandate le distanze delle alberature da confini ed infrastrutture, ovvero, oltre a quanto indicato dal Codice Civile, dal nuovo Codice della Strada e Relativo Regolamento di attuazione, dalle norme ferroviarie (DPR 753 del 11/07/80 e s.m.i., L. 1202 del 12/11/68), dai Regolamenti dei Consorzi di Bonifica e dalla normativa di polizia idraulica, nella realizzazione di nuove aree verdi ed impianti ad esclusione delle alberature stradali per le quali si rimanda all'art. 15, si consiglia di rispettare le seguenti distanze minime:

- piante di terza grandezza: 2 m.
- piante di seconda grandezza: 4 m.
- piante di prima grandezza: 6 m.

Ulteriori prescrizioni riguardano le distanze dalle utenze aeree di telecomunicazione ed elettriche presenti in ambiente urbano (classi 0 e 1 del DM 21.03.88 art. 2.1.06 e s.m.i.) e le utenze sotterranee.

Nel già citato art. 15 si tratta invece di alberate e filari stradali, specificando che gli stessi devono essere considerati, indipendentemente dalla loro composizione specifica e coetaneità, elementi unitari e come tali gestiti sia dal punto di vista progettuale che manutentivo. In particolare, "in funzione della larghezza esistente tra punto di impianto e fabbricati esistenti, si dovrà determinare il tipo di alberatura eventualmente utilizzabile nei nuovi impianti, rispettando comunque le distanze minime dalle utenze sotterranee e aeree preesistenti ed in modo da garantire una superficie libera adeguata al suo sviluppo, secondo la seguente articolazione:

- per larghezze inferiori a m 2: nessuna alberatura, solo arbusti;
- per larghezze comprese tra m 2 e 4: alberi di terza grandezza;
- per larghezze comprese tra m 4 e 6: alberi di seconda grandezza;
- per larghezze superiori a m 6: alberi di prima grandezza [...]"

In ultimo si ricordano, all'art. 11, le norme per la difesa delle piante in aree di cantiere, dove "è fatto obbligo di adottare tutti gli accorgimenti utili ad evitare il danneggiamento della vegetazione esistente (lesioni alla corteccia e alle radici, rottura di rami, ecc.)."

I riferimenti normativi appena descritti evidenziano innanzi tutto una crescente attenzione al verde inteso come patrimonio collettivo e pertanto da conservare e rispettare, garantendo il mantenimento delle migliori condizioni per la vita delle piante. In secondo luogo, è possibile riscontrare, anche a livello locale, una linea di azione comune, con prescrizioni del tutto simili tra loro.

5.3. Il rilievo dei dissesti delle infrastrutture legati agli apparati radicali arborei

Come già osservato, le alberature stradali sono causa di dissesti e ammaloramenti per le infrastrutture viarie, con particolare riferimento, in ambito urbano, alla sede stradale e ai marciapiedi ad essa adiacenti, in cui si possono riscontrare fessurazioni, ondulazioni, fuoriuscita delle radici, dislocazione del cordolo. La gravità dei dissesti varia in funzione di diversi fattori, tra cui si ricordano l'età e la tipologia della pianta, la metodologia d'impianto dell'alberatura e la tipologia di pavimentazione presente.

Allo scopo di definire una sorta di catalogo dei dissesti provocati dalle alberature urbane è stato svolto presso il Dipartimento di Ingegneria Civile un rilievo visivo sulla città di Parma, analizzando gli effetti prodotti dallo sviluppo radicale su 47 vie urbane, che si differenziano sia per tipologie di essenze sia per tipi di pavimentazioni.

La Figura 5.2 e la Figura 5.3 mostrano le schede di raccolta dati, con l'indicazione delle grandezze censite nel corso del rilievo.

L'analisi dei dati censiti ha evidenziato la presenza di diverse essenze arboree: quella maggiormente diffusa è il tiglio (nelle sue due specie *Tilia tormentosa* e *Tilia platyphyllos*), cui seguono gli aceri (*Acer negundo*), i cachi (*Diospyros kaki*), i platani (*Platanus orientalis*), gli ippocastani (*Aesculus hippocastanum*), le robinie (*Robinia pseudacacia*), i pruni (*Prunus cerasifera*) e i bagolari (*Celtis australis*). Nella maggior parte dei casi questi alberi sono posti sui marciapiedi o nelle banchine adibite a parcheggio ai lati della carreggiata e si trovano collocati su una pavimentazione in conglomerato bituminoso, in autobloccanti o in lastricato. Di seguito si riportano le principali osservazioni evidenziate nel corso del censimento.

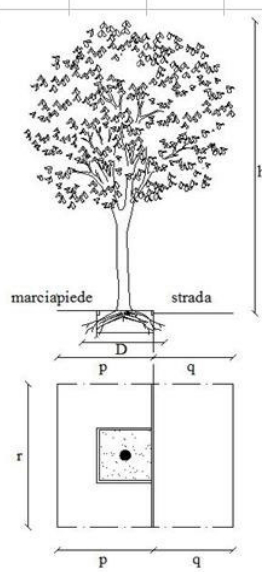
SCHEDA RILEVAMENTO				N° _____	
DATA RILIEVO: _____					
A - LOCALIZZAZIONE					
A.1 CITTA' _____		A.2 VIA _____			
A.3 DESCRIZIONE INFRASTRUTTURA _____		A.3.1 TIPO DI STRADA _____			
		A.3.2 PRESENZA DEL MARCIAPIEDE si no			
B - IDENTIFICAZIONE ALBERATURA					
B.1 TIPOLOGIA DI ALBERO _____					
B.2 DIMENSIONE CIRCONFERENZA (misurata ad m.1 dalla base) _____					
B.3 PRESENZA DI POLLONI E RADICI ALLA BASE si no					
B.4 LOCALIZZAZIONE ALBERATURA su marciapiede su banchina					
B.5 DATI D'IMPIANTO (se disponibili)					
B.5.1 DATA D'IMPIANTO _____					
B.5.2 ETA' DELL'ALBERO ALL'IMPIANTO _____					
B.6 STIMA DELL'ESTENSIONE DELL'APPARATO RADICALE (vedere fig.1)					
D = _____					
B.6 STIMA DELL'ALTEZZA ATTUALE DELL'ALBERO					
h = _____					
 <p>(fig.1)</p>					
C - IDENTIFICAZIONE DEI DISSESTI					
C.1 AREA ESAMINATA (vedere fig.1)					
p = _____		q = _____		r = _____	
C.2 DIFETTI RISCONTRATI					
DIFETTO	GRAVITA'	QUANTITA' ED ESTENSIONE			UBICAZIONE
fessure	bassa				
	media				
	alta				
ondulazioni	bassa				
	media				
	alta				
fuoriuscita radici	bassa				
	media				
	alta				

Figura 5.2 - scheda di rilevamento dati (pagina 1)

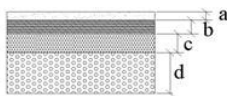
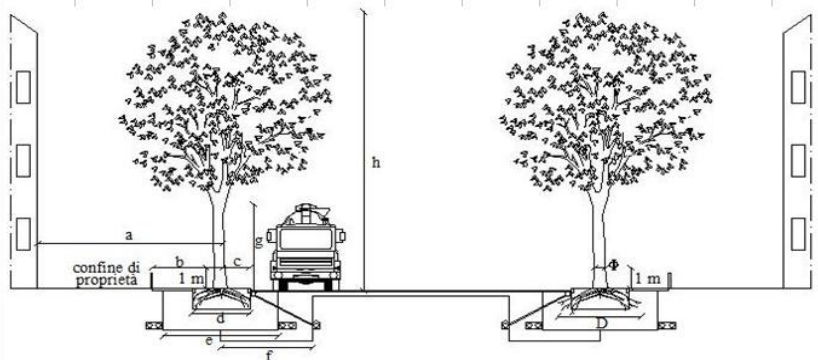
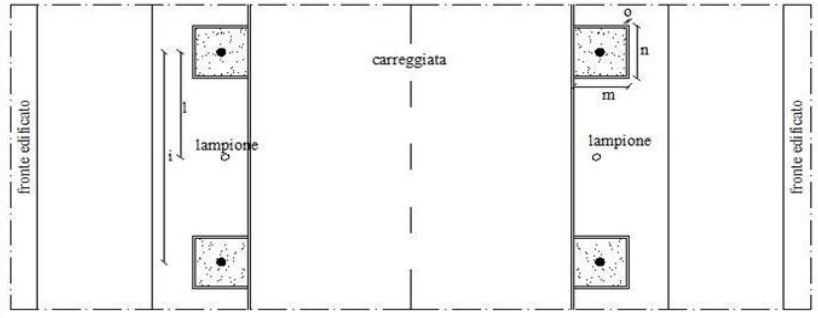
D - IDENTIFICAZIONE TECNICA			
D.1 TIPO DI PAVIMENTAZIONE DEL MARCIAPIEDE (o della banchina)			
D.2 TIPOLOGIA DELL'EVENTUALE TERRENO DI RICOPRIMENTO			
D.3 EVENTUALE DISLIVELLO TRA BORDO DEL CORDOLO E PIANO VIARIO			
D.4 DATI SULLA PAVIMENTAZIONE STRADALE (da carotaggi) (vedere fig.2)		D.5 DATI SULLA PAVIMENTAZIONE DEL MARCIAPIEDE (da carotaggi) (vedere fig.2)	
a = _____	_____	a = _____	_____
b = _____	_____	b = _____	_____
c = _____	_____	c = _____	_____
d = _____	_____	d = _____	_____
			
D.6 DIMENSIONI DEL SESTO D'IMPIANTO (vedere fig.3) (fig.2)			
m = _____	n = _____		
D.7 PRESENZA CORDOLO <input type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no			
			
			
(fig.3)			
d = _____	e = _____	f = _____	a = _____
g = _____	h = _____	i = _____	b = _____
l = _____	m = _____	n = _____	c = _____
o = _____	D = _____	φ = _____	

Figura 5.3 - scheda di rilevamento dati (pagina 2)

Innanzitutto, di estrema importanza risultano essere le dimensioni del sesto di impianto, ovvero lo spazio che la pianta ha a disposizione per il suo sviluppo radicale: a titolo esemplificativo, in via Piacenza sono presenti due tipologie d'impianto, una con un'area libera minima (0,6 x 0,6 m) in cui sono presenti diverse fessurazioni nel conglomerato bituminoso adiacente, e una di dimensioni maggiori (1,3 x 1,3 m), priva di ammaloramenti nelle aree adiacenti. In generale, il rilievo ha evidenziato che tanto più la pavimentazione si avvicina al fusto della pianta, tanto maggiori sono i dissesti registrati nella pavimentazione stessa, come evidenziato nelle figure seguenti. A titolo esemplificativo, in viale dei Mille, il sesto di impianto non risulta definito e il taglio insediato, con fusto di 1,45 m, ha causato dissesti di gravità elevata, tra cui fessure e sollevamenti diffusi nel conglomerato bituminoso, nonché fuoriuscita delle radici sul marciapiede per un tratto di 1,4 m con disassamento laterale del cordolo di 6 cm (Figura 5.4 – sinistra). Situazioni analoghe si presentano in via Capelluti (Figura 5.4 – destra), con fessure al primo stadio di gravità e in via Abbeveratoia con situazioni estreme in cui il cordolo di contenimento cade all'interno del sesto di impianto o la pavimentazione arriva a lambire il colletto della pianta (Figura 5.5).



Figura 5.4 – viale dei Mille: sesto di impianto non definito con gravi dissesti nella pavimentazione adiacente (sinistra) e via Capelluti: sesto di impianto di dimensioni limitate con prime fessure nella pavimentazione adiacente (destra)



Figura 5.5 – via Abbeveratoia: il cordolo di contenimento cade all'interno del sesto di impianto (sinistra) e la pavimentazione arriva fino al colletto della pianta (destra)

Soluzione ottimale, seppure di difficile realizzazione in ambito urbano a causa degli spazi limitati, è l'aiuola unica parallela al marciapiede, come si trova viale Toscanini, via San Michele e via Pier Maria Rossi (Figura 5.6 - sinistra) o di dimensioni comunque adeguate come in viale Fratti (Figura 5.6 – destra) in cui la pavimentazione stradale non presenta dissesti e le alberature sono rigogliose. In questa configurazione le radici possono trovare uno spazio più favorevole al loro sviluppo, essendo ostacolate nella sola direzione perpendicolare all'aiuola.



Figura 5.6 – via Pier Maria Rossi: viale alberato con aiuola unica (sinistra) e viale Fratti: aiuola di dimensioni adeguate (destra)

Dal punto di vista del confinamento del sesto di impianto, si osservano le problematiche legate alla presenza dei cordoli in calcestruzzo. Una buona pratica è quella di evitare il rialzamento del cordolo rispetto al piano del marciapiede, per mantenere il confinamento laterale legato alla presenza del marciapiede stesso, che riesce ad offrire una certa resistenza allo sviluppo radicale. Con il rialzamento del cordolo, infatti, si rilevano veri e propri scalzamenti del manufatto, come nel caso di Borgo San Giuseppe, in cui il cordolo, rialzato rispetto al piano del marciapiede di 8 cm, risulta rotto e disassato di 20-40 cm rispetto al filo originario (Figura 5.7 – sinistra).



Figura 5.7 – Borgo San Giuseppe: rialzamento del cordolo di confinamento (sinistra) e via Bucci: confinamento in acciaio corten (destra)

Una soluzione alternativa al cordolo in calcestruzzo è quella dell'acciaio corten, sostituito al cordolo del marciapiede in corrispondenza della buca d'impianto dell'albero, come rilevato in via Puccini, via Solari e in via Bucci (Figura 5.7 - destra) senza riscontrare, al momento, ammaloramenti alle infrastrutture.

Per quanto riguarda, invece, la realizzazione dello strato superficiale del marciapiede, si può notare come le tipologie più diffuse siano quelle in conglomerato bituminoso, in autobloccanti e, in un numero limitato di situazioni, in lastricato.

Una pavimentazione in autobloccanti non presenta fessurazioni e fuoriuscita di radici, ma principalmente sollevamenti dei singoli masselli, mentre in una pavimentazione in conglomerato bituminoso sono evidenti sia le ondulazioni che le fessurazioni. A livello esemplificativo si riportano il caso di Via Costituente, dove la pavimentazione in autobloccanti e i cordoli di contenimento risultano rialzati rispettivamente di 8 e 5 cm (Figura 5.8 - sinistra) e il caso di Viale Duca Alessandro in cui sono stati realizzati parcheggi in autobloccanti drenanti tipo garden a ridosso del sesto di impianto, con conseguente rialzamento dei blocchi stessi (Figura 5.8 - destra).



Figura 5.8 – via Costituente: pavimentazione in autobloccanti (sinistra) e viale Duca Alessandro: parcheggio in autobloccanti drenanti tipo garden (destra)

In Figura 5.9, a sinistra, si notano invece i dissesti prodotti da un Tiglio, sempre in via Costituente, su una pavimentazione in conglomerato bituminoso: le radici fuoriescono di 1 x 0,2 m, oltrepassando il cordolo di contenimento, che risulta abbassato di circa 6 cm e disassato lateralmente di 4 cm. Differente è infine la situazione riportata in Figura 5.9, a destra, in cui i marciapiedi di via Cocconcelli sono stati oggetti di un recente intervento di ristrutturazione, con particolare attenzione alla definizione e alle dimensioni del sesto di impianto (1,5 x 1,8 m): il taglio impiantato, di dimensioni considerevoli (altezza 15 m e fusto di 1.25 m) non ha al momento creato dissesti sulla pavimentazione circostante.



Figura 5.9 – via Costituente: pavimentazione in conglomerato bituminoso gravemente dissestata (sinistra) e via Cocconcelli: pavimentazione in lastricato (destra)

Infine, ultima osservazione riguarda le dimensioni delle piante: si osserva che a piante di dimensioni maggiori compete un “potere distruttivo” maggiore, legato a una maggiore dimensione dell’apparato radicale, come si riscontra a livello di esempio in via Baratta e in via Boccaccio, in cui nella stessa via sono piantati tigli e cachi, di dimensione decisamente minore. I dissesti rilevati presentano differente gravità, legata sia alle dimensioni, sia alla tipologia di pianta che li ha originati.

5.4. Modellazione numerica dell’interazione radici-terreno

Una volta terminata l’analisi del problema dell’interazione tra l’apparato radicale arboreo e la sovrastruttura stradale dal punto di vista teorico-sperimentale, si è passati alla modellazione numerica tramite metodo agli elementi distinti particellari al fine di chiarire ed evidenziare, attraverso un opportuno codice di calcolo, alcuni aspetti di un problema di difficile comprensione e rappresentazione.

L’analisi computazionale si basa sugli studi già presentati nel corso della presente tesi, partendo in particolare dalle simulazioni sui materiali granulari. Una volta definito il modello numerico del terreno, si è focalizzata l’attenzione sull’apparato radicale arboreo, analizzando la struttura reale e simulandone il comportamento attraverso il codice di calcolo. Lo studio è stato condotto a livello qualitativo, analizzando il comportamento complessivo del sistema radici-sovrastuttura stradale e ipotizzando diverse combinazioni di sollecitazioni, in termini di dimensioni delle radici, velocità e posizione, al fine di ottenere una panoramica complessiva sul fenomeno e porre le basi per alcune linee guida nell’ambito dell’organizzazione del verde urbano.

5.4.1. La modellazione del terreno

Scopo della simulazione è riprodurre parte della struttura stradale interessata dalle azioni delle radici arboree. Dal rilievo visivo si è ritenuta rappresentativa la modellazione di una zolla di terreno di larghezza 0.50 m, profondità 0.50 m e spessore 1.00 m. Ipotesi semplificativa è stata quella di considerare la zolla costituita da un unico materiale, corrispondente a un misto granulare per strati di base o fondazione. L'analisi dei fusi di capitolato previsti dal CIRS e dall'ANAS hanno portato alla scelta della granulometria.

Il capitolato CIRS (Centro Interuniversitario di Ricerca Stradale) definisce il misto granulare come un insieme di aggregati grossi e fini. L'aggregato "grosso" può essere costituito da elementi ottenuti dalla frantumazione di rocce di cava massive o di origine alluvionale, da elementi naturali a spigoli vivi o arrotondati. Tali elementi possono essere di provenienza o natura petrografica diversa purché, per ogni tipologia, risultino soddisfatti i requisiti indicati in Tabella 5.5 relativa alle pavimentazioni in ambito urbano.

Tabella 5.5 – caratteristiche degli "aggregati grossi" per gli strati di fondazione e base (CIRS)

Strade urbane di quartiere (E) e locali urbane (F)				
Indicatori di qualità			Strato pavimentazione	
Parametro	Normativa	udm	Fondazione	Base
Los Angeles	CNR 34/73	%	≤ 40	≤ 30
Micro Deval Umida	CNR 109/85	%	-	≤ 25
Quantità di frantumato	-	%	-	≥ 60
Dimensione max	CNR 23/71	mm	63	63
Sensibilità al gelo ³	CNR 80/80	%	≤ 30	≤ 20

Gli aggregati fini, invece, devono essere costituiti da elementi naturali o di frantumazione che soddisfino le caratteristiche in Tabella 5.6.

La curva granulometrica, secondo il CIRS, deve inoltre essere contenuta all'interno dei fusi definiti in Figura 5.10e in Tabella 5.7.

Tabella 5.6 – caratteristiche degli "aggregati fini" per gli strati di fondazione e base (CIRS)

Strade urbane di quartiere (E) e locali urbane (F)				
Passante al crivello UNI n° 5				
Indicatori di qualità			Strato pavimentazione	
Parametro	Normativa	udm	Fondazione	Base
Equivalente in Sabbia	CNR 27/72	%	≥ 40	≥ 50
Indice Plasticità	CNR-UNI 10014	%	≤ 6	N.P.
Limite Liquido	CNR-UNI 10014	%	≤ 35	≤ 25
Passante allo 0.075	CNR 75/80	%	≤ 6	≤ 6

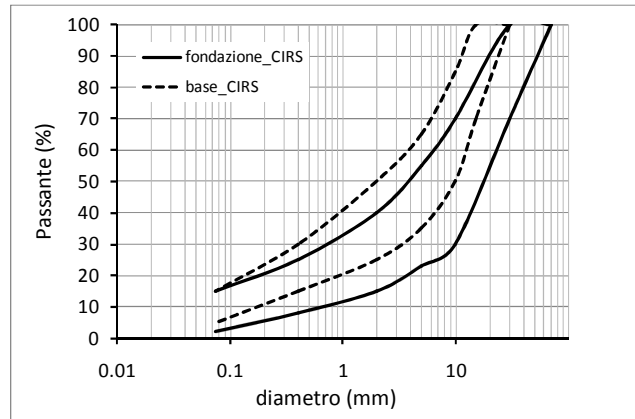


Figura 5.10 – fuso granulometrico per strati di fondazione (linea continua) e di base (linea tratteggiata), CIRS

Tabella 5.7 – fuso granulometrico per strati di fondazione e di base (CIRS)

Setacci e crivelli UNI		Passante (%)	
		Fuso 1	Fuso 2
Crivello	70	100	-
Crivello	30	70 - 100	100
Crivello	15	-	70 - 100
Crivello	10	30 - 70	50 - 85
Crivello	5	23 - 55	35 - 65
Setaccio	2	15 - 40	25 - 50
Setaccio	0.04	8 - 25	15 - 30
Setaccio	0.075	2 - 15	5 - 15

Il capitolato ANAS, invece, all'art. 38 definisce lo strato di fondazione, relativo alla sovrastruttura stradale, come una miscela di materiali granulari (misto granulare) stabilizzati per granulometria con l'aggiunta o meno di legante naturale, il quale è costituito da terra passante al setaccio 0,4 UNI. L'aggregato può essere costituito da ghiaie, detriti di cava, frantumato, scorie o anche altro materiale; il materiale può essere reperito in sito, entro o fuori cantiere, oppure è possibile utilizzare una miscela di materiali aventi provenienze diverse, in proporzioni stabilite attraverso un'indagine preliminare di laboratorio e di cantiere, purchè il materiale in opera, dopo l'eventuale correzione e miscelazione, risponda alle seguenti caratteristiche:

- l'aggregato non deve avere dimensioni superiori a 71 mm, né forma appiattita, allungata o lenticolare;
- la granulometria deve essere compresa nel fuso riportato in Tabella 5.8 e Figura 5.11 e deve avere andamento continuo e uniforme, concorde a quello delle curve limiti

Tabella 5.8 – fuso di riferimento per strati di fondazione (ANAS)

Setacci e crivelli UNI		Passante (%)
Crivello	71	100
Crivello	40	75 ÷ 100
Crivello	25	60 ÷ 87
Crivello	10	35 ÷ 67
Crivello	5	25 ÷ 55
Setaccio	2	15 ÷ 40
Setaccio	0.04	7 ÷ 22
Setaccio	0.075	2 ÷ 10

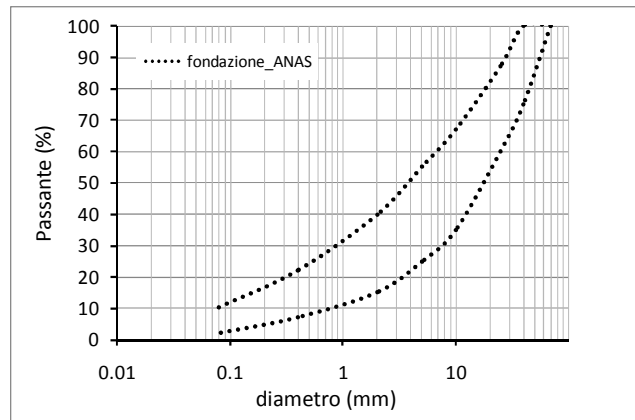


Figura 5.11 – fuso di riferimento per strati di fondazione (ANAS)

- il rapporto tra il passante al setaccio 0,075 ed il passante al setaccio 0,4 deve essere inferiore a 2/3;
- la perdita in peso alla prova Los Angeles eseguita sulle singole pezzature deve risultare inferiore al 30%;
- l'equivalente in sabbia misurato sulla frazione passante al setaccio 4 ASTM deve essere compreso tra 25 e 65. Tale controllo dovrà anche essere eseguito per materiale prelevato dopo costipamento. Il limite superiore dell'equivalente in sabbia (65) potrà essere variato dalla Direzione Lavori in funzione delle provenienze e delle caratteristiche del materiale.

Seguendo quindi le indicazioni sulla granulometria sopra riportate, è possibile scegliere una curva granulometrica per il materiale analizzato che rispetti le caratteristiche richieste. In Figura 5.12 si riporta la curva granulometrica scelta e si osserva che questa ricade all'interno dei fusi di capitolato, in particolare quello previsto da ANAS (linea a puntini) e quello previsto da CIRS per gli strati di fondazione (linea continua).

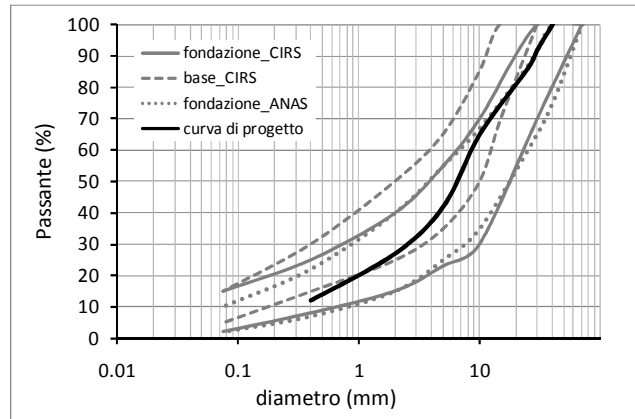


Figura 5.12 – curva granulometrica di progetto per l'analisi numerica

Tabella 5.9 – curva granulometrica per la simulazione numerica

Serie crivelli e setacci UNI	Passante (%)
40	100
30	92
25	86
10	65
5	42
2	27
0.4	12

La Tabella 5.9 riporta i dati della curva granulometrica selezionata per la modellazione numerica. Si osserva che si è evitato di inserire diametri minori di 0.4 mm, corrispondenti ad inerti di tipo argilloso, per semplificare il modello numerico, che, come già anticipato nelle simulazioni precedenti, presenta oneri computazionali proporzionalmente maggiori all'aumentare del numero di elementi presenti.

Il procedimento utilizzato per la definizione del modello numerico ricalca quello già descritto nelle precedenti simulazioni ed in particolare quello per la prova CBR: inizialmente, dopo aver creato gli elementi wall di confine, la granulometria voluta è stata suddivisa nelle fasce di diametri opportunamente scalate, generando un numero di elementi proporzionale al passante reale. Le particelle create sono state successivamente ingrandite attraverso un procedimento iterativo, fissando una porosità finale apparente, comprensiva quindi delle sovrapposizioni tra le ball, pari al 5%, come riportato in Figura 5.13.

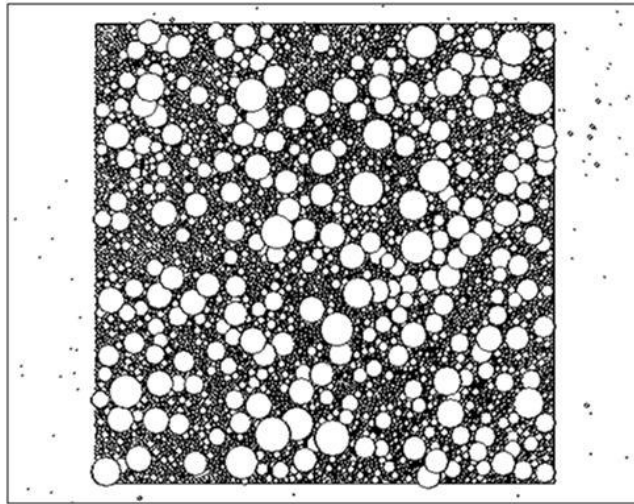


Figura 5.13 – modello numerico al termine della procedura di ingrandimento ball

Rispetto alla prova CBR, in cui il numero di ball create era più limitato, la figura mostra un elevato numero di ball di piccole dimensioni che fuoriescono dagli elementi wall di confine e che devono essere eliminate al fine di non creare disturbo alle simulazioni seguenti. Per fare questo è stata appositamente creata una subroutine che, una volta analizzata la posizione di tutti gli elementi ball del modello, è in grado di eliminare quelli che non ricadono all'interno dei confini precedentemente definiti.

La Figura 5.14 mostra il confronto tra la curva granulometrica di progetto e quella ottenuta con il modello numerico, mentre in Tabella 5.10 sono riportati il numero di elementi ball in funzione del diametro.

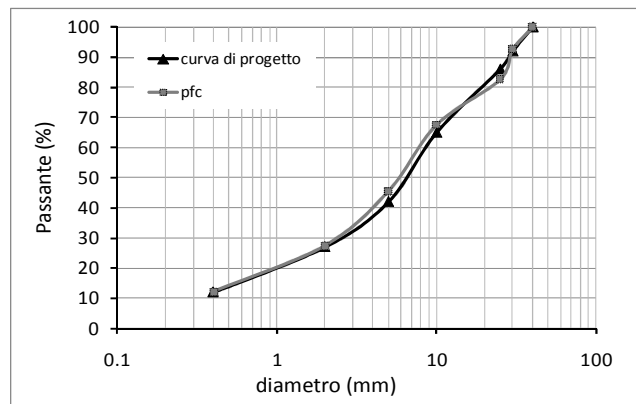


Figura 5.14 – curva granulometrica: confronto con i dati numerici

Tabella 5.10 – suddivisione ball in range di diametri

Diametro (mm)	n° ball
30 – 40	21
25 – 30	47
10 – 25	233
5 – 10	920
2 – 5	4283
0.4 – 2	11435
Totale ball	16939

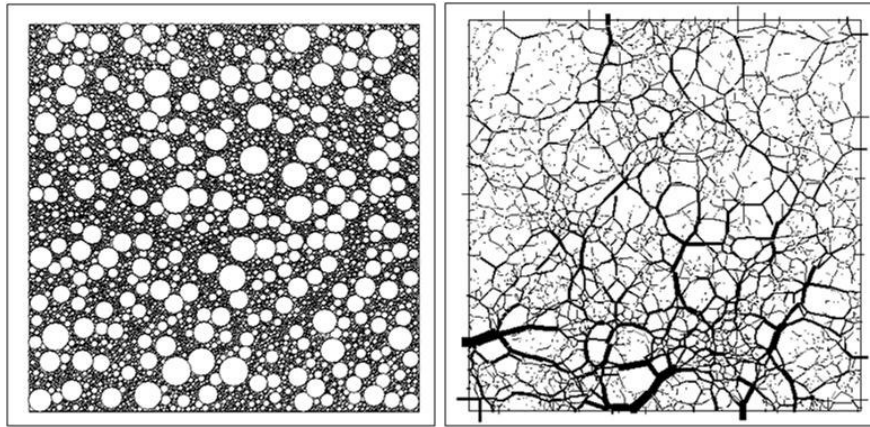


Figura 5.15 – provino al termine della procedura di preparazione: a sinistra distribuzione spaziale delle ball, a destra distribuzione delle forze di contatto interparticellari

Passo successivo è stato la ricerca dello sforzo isotropico all'interno del modello, procedura risultata piuttosto lenta a causa dell'elevato numero di elementi presenti. La Figura 5.15 mostra il provino al termine della procedura: nell'immagine di sinistra si evidenzia la corretta distribuzione spaziale degli elementi ball, mentre nell'immagine di destra sono evidenziate le forze di contatto interparticellari registrate. In questo caso le forze di contatto hanno un valore di picco dell'ordine di 100N, mentre lo sforzo isotropico è stato ridotto a circa 0.5 kN/mq.

I parametri attribuiti al modello numerico, riportati sinteticamente in Tabella 5.11, derivano in parte dai valori dedotti dalla simulazione delle prove sui materiali granulari già eseguite ed utilizzate per la taratura del modello numerico, e in parte da valori ricavati da altre ricerche e simulazioni eseguite su materiale granulare non legato di granulometria simile a quella considerata. In particolare, per quanto riguarda i moduli di rigidezza delle ball sono stati scelti inizialmente valori pari a 5×10^8 N/m per il modulo di rigidezza normale k_n e $1,25 \times 10^8$ N/m per il modulo di rigidezza trasversale k_s (Konietzky et al., 2002; Dolezadova et al., 2002).

Tabella 5.11 – caratteristiche del modello di terreno

Caratteristica	valore	u.m.
Numero ball	18432	-
kn (wall)	1×10^{15}	N/m
ks (wall)	1×10^{15}	N/m
kn (ball)	5×10^8	N/m
ks (ball)	1.25×10^8	N/m
Coefficiente di attrito interparticellare	0.4	-
Densità	1926	Kg/mc

Si ricorda, inoltre, che fine ultimo della presente indagine è la valutazione della deformazione superficiale del terreno a fronte della penetrazione delle radici all'interno di esso. A questo scopo sono state scelte 42 ball nella parte superficiale del campione, evidenziate in Figura 5.16, di cui verranno valutati gli spostamenti orizzontali e, soprattutto, verticali, attraverso un'opportuna fish in grado di monitorare la posizione del centro dell'elemento ad ogni step.

5.12 – ball di riferimento – elenco in ordine di ascissa crescente

N° progr.	ID ball	N° progr.	ID ball	N° progr.	ID ball
1	892	15	126	29	1130
2	1079	16	663	30	5111
3	401	17	31	31	18
4	1215	18	178	32	417
5	459	19	382	33	211
6	72	20	661	34	737
7	142	21	1098	35	1022
8	314	22	228	36	342
9	338	23	879	37	221
10	84	24	708	38	448
11	990	25	317	39	547
12	724	26	1214	40	4
13	582	27	182	41	1085
14	140	28	1029	42	287

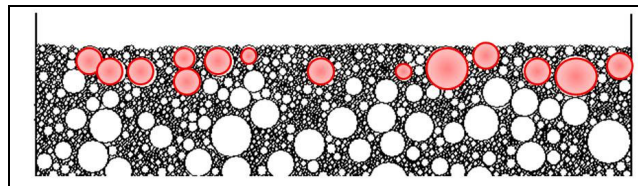


Figura 5.16 – ball di riferimento

Una volta definito il modello numerico, è possibile applicare l'accelerazione di gravità e verificare, come già eseguito in altre occasioni nella presente tesi, che la forza peso agente sul wall inferiore sia corrispondente al peso del modello. In Figura 5.17 viene riportato sull'asse principale il grafico dell'andamento della forza peso, dal momento in cui viene applicata la forza di gravità a quando l'effetto di tale forza si è stabilizzato, raggiungendo la forza peso definitiva. Contemporaneamente è stato monitorato l'andamento della velocità assunta da una ball centrale, riportato sull'asse secondario: come è logico attendersi, l'applicazione istantanea della forza di gravità provoca un moto interno nelle particelle, conferendo loro velocità non nulla, via via decrescente fino a quando il modello ha assunto la configurazione stabile. La Figura 5.18 mostra le forze di compressione dopo l'applicazione della forza di gravità.

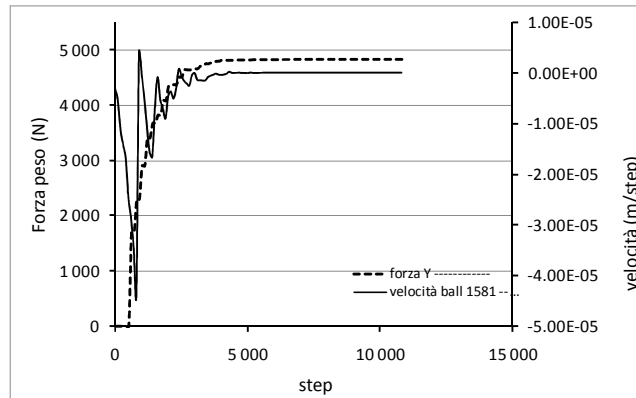


Figura 5.17 – forza peso agente sul wall inferiore (asse principale) e velocità ball centrale (asse secondario)

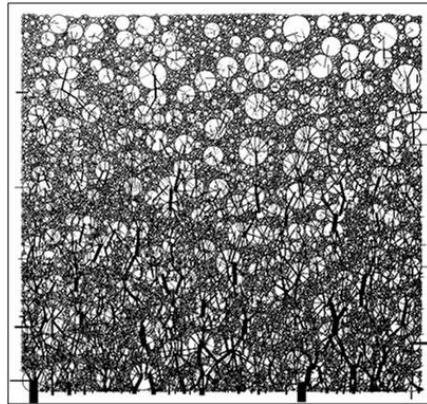


Figura 5.18 – modello numerico al termine dell'applicazione della forza di gravità: forze di compressione

5.4.2. Lo studio del fenomeno complessivo: la modellazione della radice come elemento in espansione

Per la corretta modellazione dell'elemento "radice" e dell'interazione tra questa e la sovrastruttura stradale è stata necessaria un'analisi approfondita sugli apparati radicali arborei e sul loro sviluppo (Raven et al., 2002).

Innanzitutto si osserva che le radici sono organi specializzati per le funzioni di sostegno, assorbimento, riserva e conduzione delle sostanze utili per la vita della pianta. Due sono le principali tipologie di apparati radicali conosciuti: a fittone e fascicolati. Negli apparati a fittone (Figura 5.19 - sinistra) la prima radice assume il nome di "radice primaria" o "principale". In molte specie questa radice, crescendo, dà origine a radici secondarie o laterali: inizialmente si formano le radici vicine al colletto (tratto in cui il fusto continua nella radice), successivamente quelle più profonde. Altre specie, invece, presentano un "apparato radicale fascicolato" (Figura 5.19 - destra), costituito da radici avventizie che si originano dalla base del fusto, caratterizzate dalle medesime dimensioni. In genere, l'apparato a fittone penetra nel suolo più profondamente di quello fascicolato.

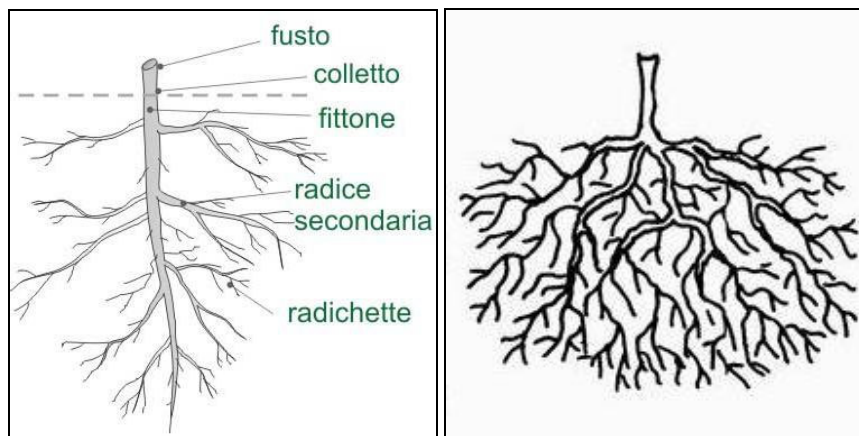


Figura 5.19 – apparato radicale a fittone (sinistra) e fascicolato (destra)

L'ampiezza dell'apparato radicale, in termini di profondità raggiunta ed estensione laterale, dipende, oltre che dalla specie dell'albero, da fattori quali la temperatura, la composizione chimica del suolo e dei liquidi in esso circolanti. Il complesso delle radici assorbenti, attivamente impegnate nell'assunzione dell'acqua e dei sali minerali, sono relativamente superficiali (nei primi 15 cm di terreno), dove sono abbondanti le sostanze organiche. Si osserva che in genere l'ampiezza dell'apparato radicale è maggiore dell'ampiezza della chioma.

Nell'ambito della presente ricerca, è necessario conoscere in termini quantitativi come e in che direzione avviene lo sviluppo radicale. A questo proposito, diversi autori sottolineano la difficoltà di avere dati certi sull'accrescimento radicale a

causa dell'ubicazione delle radici stesse e dei diversi fattori che influiscono sullo sviluppo complessivo, tra cui, oltre a fattori organici, si ricordano la densità e il grado di costipamento del terreno, nonché la presenza di zone con terreno a densità inferiore. A prescindere da ciò, alcuni autori hanno trovato interessanti correlazioni tra lo sviluppo radicale e quello della chioma: in particolare, è stato appurato che l'apparato radicale riesce a raggiungere delle estensioni pari circa al doppio della chioma dello stesso albero. Watson e Himelick, tra il 1982 e 1985 sono riusciti ad affermare che in generale le radici, in condizioni normali, crescono in lunghezza tra i 30 e i 70 cm all'anno (D'Amato et al., 2002). In particolare, le conifere presentano una crescita annua delle radici orizzontali tra i 20 e i 55 cm, mentre la crescita delle radici verticali è più lenta. Per quanto riguarda la crescita diametrale, diversi studi sostengono che questa sia pari a 2-3 cm annui (D'Amato et al., 2002; Bischetti et al., 2005; Schmid e Kadza, 2002). In particolare, di seguito si riporta uno studio sull'abete e sul faggio, condotto tramite alcune prove eseguite su un terreno composto da arenaria e marna argillosa nel primo strato (4 cm) e limi e argille (nella percentuale del 40-60%) nello strato sottostante. Il contenuto di roccia aumenta con la profondità del terreno e varia tra il 4 e il 15% dell'intero volume del campione di terreno. La densità varia tra $1,17 \text{ g/cm}^3$ nei primi 10 cm di profondità e $1,52 \text{ g/cm}^3$ ad 1 m di profondità, con una diminuzione del volume dei pori dal 54 al 41%. Sotto queste condizioni si è osservato che nel faggio le radici tendono a concentrarsi sotto i 4 cm di humus superficiali, mentre nell'abete le radici si concentrano soprattutto nei primi 4 cm di profondità.

Di particolare interesse sono le formule estrapolate da questi studi, formule empiriche calcolate appunto per l'abete e il faggio, ma approssimabili anche per le altre specie di piante (Schmid e Kazda, 2001). Detto pertanto RD il diametro della radice, RA la sua età e la percentuale di crescita del diametro della radice, si ha:

- $RD = 0,56 RA + 1,92$ (5.1)
- $DGR = -0,28 \ln RA + 1,34$ per l'abete (5.2)
- $DGR = -0,21 \ln RA + 1,28$ per il faggio (5.3)

Infine, studi sulla densità del terreno, condotti analizzando il comportamento della quercia, mostrano che la penetrazione delle radici decresce del 50% quando la densità cresce da $1,24 \text{ g/cm}^3$ a $1,55 \text{ g/cm}^3$ e si verificano dei seri problemi per la penetrazione delle radici quando la densità del terreno eccede gli $1,5 \text{ g/cm}^3$.

Tali osservazioni hanno portato a definire un primo modello numerico, con il solo scopo speculativo dell'analisi del comportamento globale del terreno soggetto alla presenza di un elemento interno che si accresce di una determinata quantità al suo interno.

Partendo dal modello di terreno già definito, sono state individuate alcune zone di sviluppo dell'apparato radicale in cui gli elementi del terreno sono stati sostituiti, in termini di caratteristiche meccaniche e di densità, con gli elementi "radice" e sono stati fatti sviluppare con una velocità di crescita nota, pari al 20% annuo. Le simulazioni effettuate con questo procedimento sono state cinque,

diverse tra loro per la sola localizzazione iniziale degli elementi "radice", come evidenziato nelle figure seguenti (da Figura 5.20 a Figura 5.24).

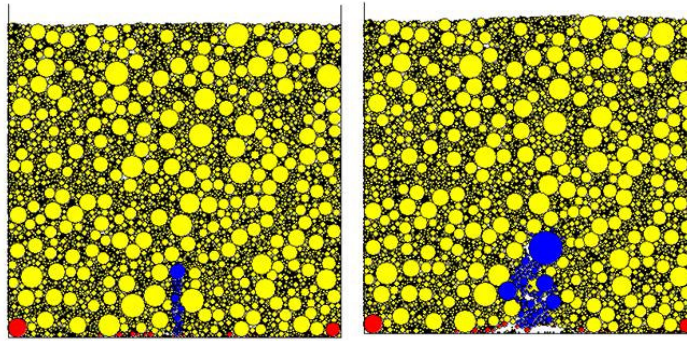


Figura 5.20 – radice F01, al centro dal basso verso l'alto

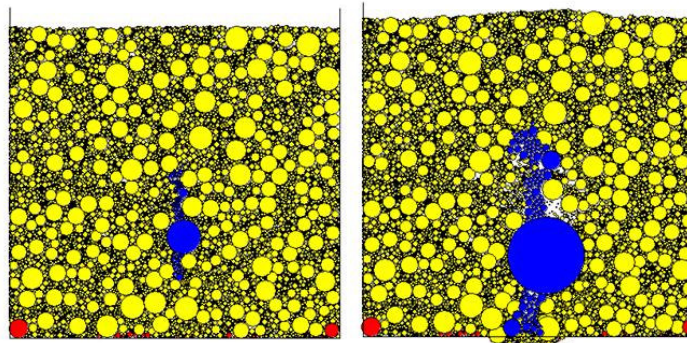


Figura 5.21 – radice F02, al centro verso l'alto e verso il basso

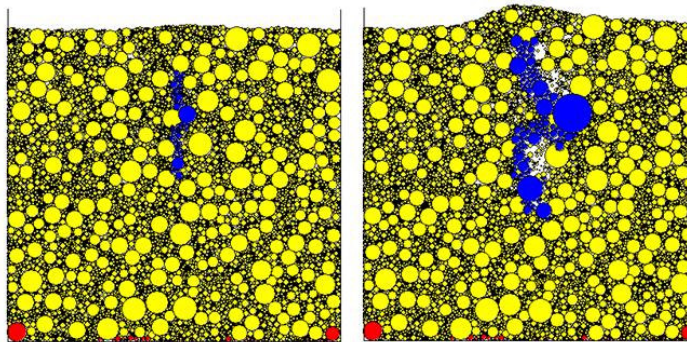


Figura 5.22 – punta F03, al centro verticale superficiale

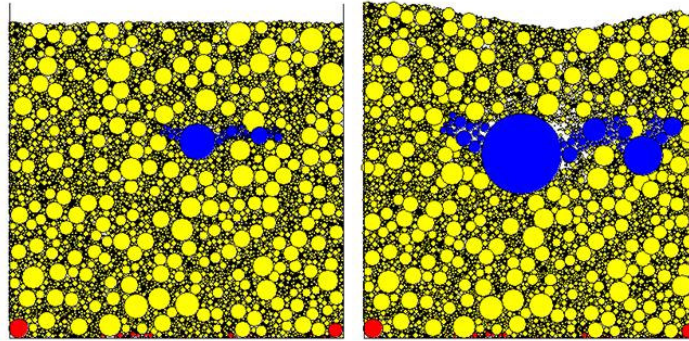


Figura 5.23 – punta F04, a destra profondità centrale

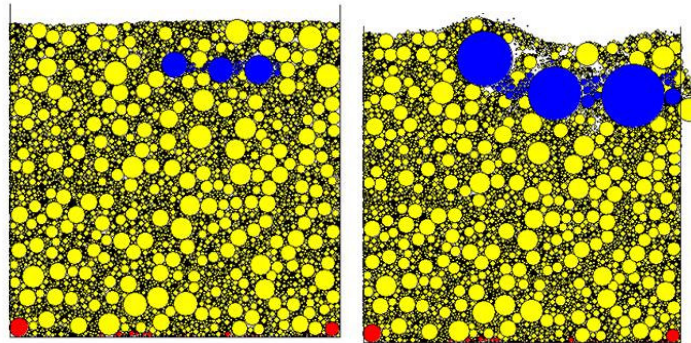


Figura 5.24 – punta F05, a destra superficiale

In ultimo, il grafico in Figura 5.25 riporta lo spostamento verticale registrato al termine della prova, che mostra ottima coerenza con le immagini precedenti. L'effetto maggiormente "distruttivo" si ha nel caso della radice F05 che determina un innalzamento superficiale pari a 4 cm, seguita dalla radice F03 con 3.4 cm: in entrambi i casi il raggio di azione degli elementi radici è piuttosto superficiale. Danni più lievi si hanno con radici più profonde, come nel caso della radice F02 (picco massimo 1.5 cm) e F01 (picco massimo 0.8 cm), caratterizzate da uno sviluppo profondo. Diverso infine il comportamento della radice F04, localizzata sulla fascia destra del modello e ad una profondità centrale: la superficie segue l'espansione degli elementi radice e, in particolare, è influenzata dal grande sviluppo che ha uno degli elementi centrali, che "trascina" tutti gli elementi di terreno sovrastanti verso una nuova configurazione.

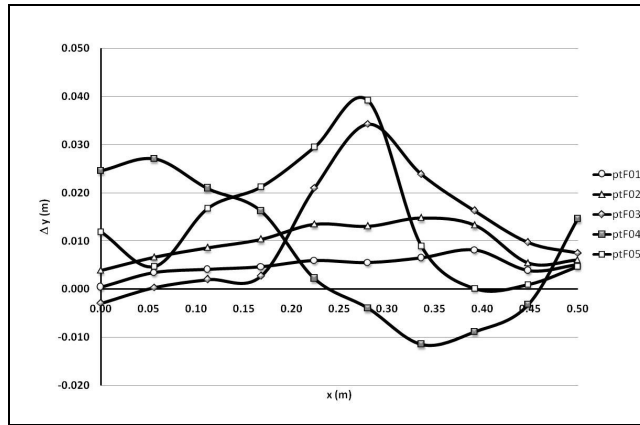


Figura 5.25 – espansione interna: spostamento superficiale

5.4.3. L'analisi di dettaglio: la modellazione della radice come punta penetrante

Il modello appena descritto è utile per studiare dal punto di vista complessivo il comportamento globale del fenomeno in esame, ma non è adatto ai fini di una schematizzazione della realtà per un'analisi più dettagliata allo scopo di definire una prova di laboratorio per le simulazioni in scala ridotta. Risulta pertanto opportuno definire un modello con caratteristiche più semplici e "controllabili", sostituendo all'apparato radicale delle piante, spesso complicato e formato da più elementi, alcuni elementi limitati, considerati singolarmente o in combinazione tra loro.

Come già anticipato, si può ipotizzare una crescita diametrica annua di una radice pari a 2 cm. Ipotizzando inoltre che radici di diametro inferiore a 1 cm non possano creare ingenti danni alle sovrastrutture stradali, si è scelto di rappresentare schematicamente la radice come un elemento trapezoidale, con la base minore di 1 cm di larghezza, la base maggiore di 3 cm, e un'altezza di 30 cm (Figura 5.26). La completa penetrazione di tale elemento all'interno della zolla di terreno corrisponde ad una crescita annua media dell'apparato radicale.

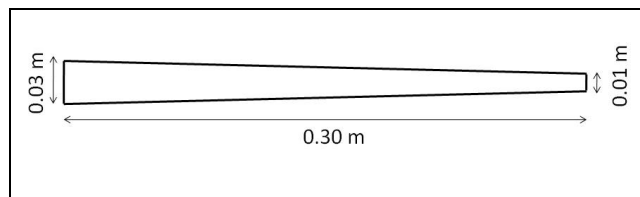


Figura 5.26 – schema rappresentativo della radice utilizzata nella modellazione

Per evitare che elementi ball del terreno penetrino all'interno della radice definita dai singoli elementi wall, comportamento ovviamente non accettabile, inizialmente sono state inserite delle ball all'interno della punta in oggetto, dando loro un'elevata rigidità e indeformabilità (Figura 5.27). Questa soluzione permette alla punta di penetrare indisturbata nel terreno, senza essere essa stessa penetrata dagli elementi del terreno. Tuttavia, osservando attentamente il fenomeno, si nota che la presenza degli elementi wall rende la superficie della punta liscia e, nonostante l'elevato coefficiente di attrito imposto, non simula correttamente quanto avviene alle radici che, incontrando elementi rigidi, cambiano direzione deformandosi.

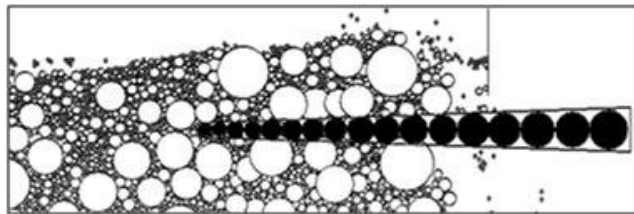


Figura 5.27 – penetrazione della punta "wall+ball"

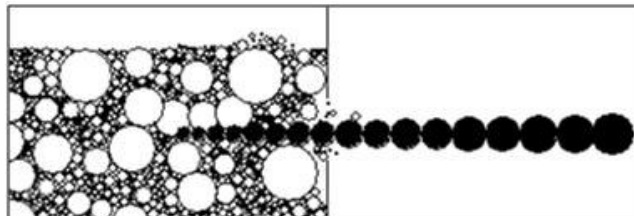


Figura 5.28 – penetrazione della punta "solo ball"

Questa osservazione ha dunque portato alla rimozione dei wall di confine, definendo la radice esclusivamente tramite gli elementi ball che la compongono, cui viene imposto una determinata rigidità tangenziale e normale ($k_s = k_n = 5 \times 10^9$ N/m), nonché un legame di contatto tipo "contact-bond" ($n_{bond} = s_{bond} = 5 \times 10^5$ N) che ne garantisce lo spostamento come elemento unitario. Ciò permette di ottenere una modellazione più efficace e rappresentativa della realtà, come riportato nell'esempio di Figura 5.28.

Per quanto riguarda la velocità di penetrazione della radice all'interno della punta, attraverso il comando "set dt dscale" si associa la durata di uno step alla durata dell'unità di tempo. Così facendo è possibile impostare una velocità tale da ottenere una penetrazione complessiva, al termine del test, pari a 30 cm, corrispondente, come già detto, alla crescita media longitudinale annua della radice stessa. Sulla base di questa ipotesi, inizialmente si è scelta una velocità pari a $-4,1 \times 10^{-4}$ m/step per 730 step, così che, approssimativamente, uno step coincida con 12 ore giornaliere, in cui teoricamente si ha una crescita della

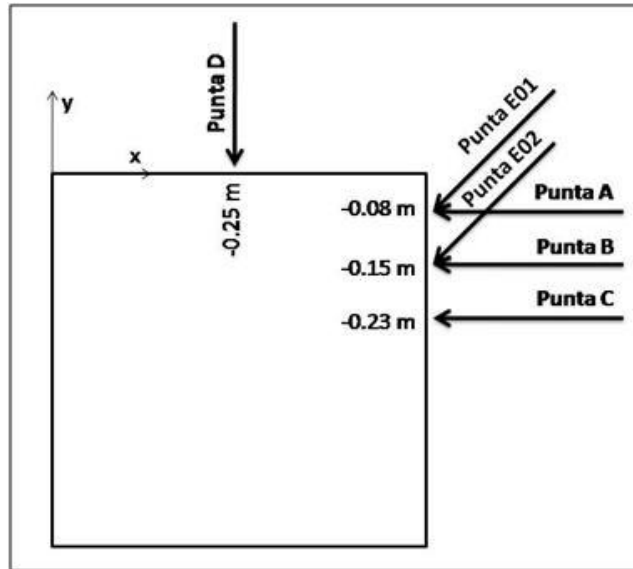


Figura 5.29 – schemi di indagine programmati

radice pari a 0,41 mm, ipotizzando la crescita costante lungo tutto il periodo dell'anno.

Una volta definito lo schema generale di indagine, sono state studiate diverse configurazioni, al fine di avere una visione complessiva e sufficientemente rappresentativa del fenomeno, ricordando comunque che, non avendo a disposizione dati sperimentali, le considerazioni conclusive saranno fatte a livello qualitativo. La Figura 5.29 riporta i diversi schemi di studio adottati, che saranno di seguito illustrati nel dettaglio.

Radici Orizzontali

Si considera inizialmente l'effetto prodotto sulla superficie del terreno quando in questo vengono inserite delle punte orizzontali, che vanno a simulare la crescita orizzontale delle radici soprattutto superficiali.

Come anticipato nello schema di Figura 5.29 sono state analizzate tre configurazioni distinte: inizialmente è stato valutato l'effetto di una singola radice posizionata a profondità crescente pari a 0.08 m, 0.15 m e 0.23 m, mentre successivamente è stato analizzato l'effetto combinato delle tre punte. Nelle figure che seguono si riportano le immagini relative alle simulazioni effettuate: per ogni simulazione il periodo di indagine è stato suddiviso in tre parti, corrispondenti a 240, 420 e 730 step per valutare come varia l'evoluzione della deformazione superficiale nel tempo. I risultati analitici sono stati infine riassunti in un grafico conclusivo. Si osserva che per consentire l'ingresso delle radici nel

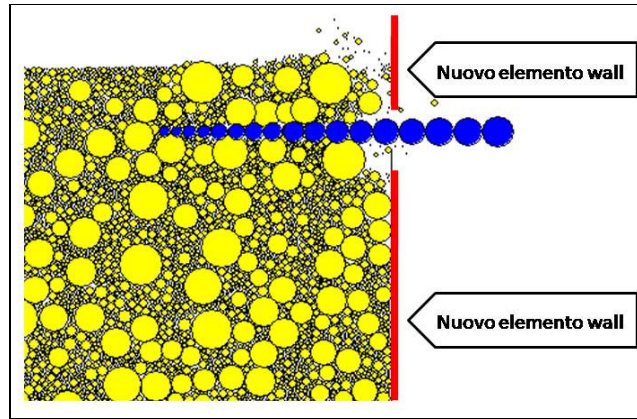


Figura 5.30 – nuovi elementi wall per ricreare il confinamento del campione

modello del terreno è stato necessario rimuovere l'elemento laterale di confine (wall 3): tuttavia, così facendo, il materiale granulare non legato, pur essendo opportunamente compattato, tende a collassare lateralmente. Questo ovviamente nella realtà non può succedere perché il terreno rimane comunque confinato: per ovviare a questo problema, di volta in volta sono stati inseriti dei nuovi elementi di confinamento di dimensioni tali da consentire il solo ingresso della radice (Figura 5.30).

Il grafico in Figura 5.31 mostra i risultati relativi alle prove eseguite facendo penetrare nel terreno le tre punte/radici A, B e C singolarmente. In ascissa si riportano le coordinate x delle ball di riferimento, mentre in ordinata sono riportate le variazioni di quota lungo la verticale: in definitiva il grafico rappresenta la configurazione del modello al termine della prova.

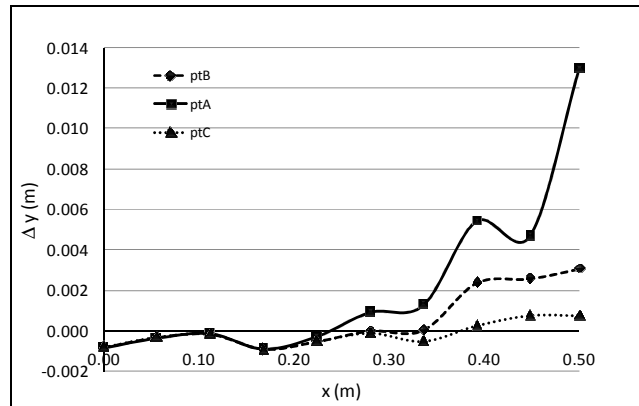


Figura 5.31 – radici orizzontali (A, B, C): spostamento verticale

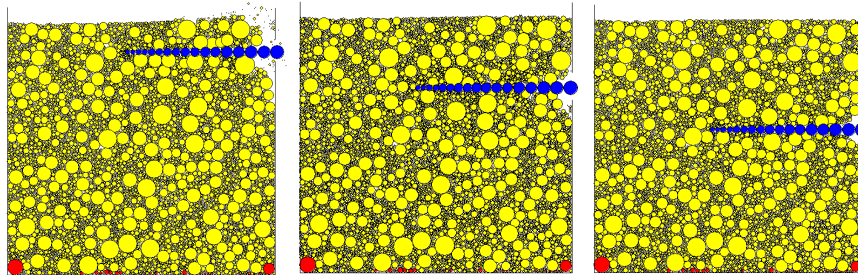


Figura 5.32 - radici orizzontali (A, B, C): andamento qualitativo a fine test

La punta A, meno profonda posizionata a quota - 5 cm dalla superficie, causa i maggiori danni alla sovrastruttura, generando un innalzamento di quota massimo pari a 1.3 cm nel punto iniziale del provino, maggiormente sollecitato. Indipendentemente dai valori numerici, ciò conferma quanto visibile sperimentalmente, ovvero che le radici più superficiali sono le maggiori responsabili dei danni alle infrastrutture viarie. In particolare, considerando l'andamento degli elementi ball vicini all'estremità destra del modello, punto in cui inizia appunto la penetrazione della punta, si osserva che questi sono trascinati per attrito dalla radice e si comportano in modo autonomo gli uni dagli altri, alcuni perdendo il contatto con il resto del modello, a conferma dell'effetto distruttivo della punta sul terreno sovrastante. La Figura 5.33 riporta analiticamente l'evoluzione nel tempo del modello per gli elementi posizionati a x pari a 0.50 m (estremità destra del modello), 0.40 e 0.30 m., via via che la radice penetra all'interno del terreno. Ipotizzando una crescita costante nell'arco dell'anno, si osserva come la deformazione accumulata abbia un andamento monotono crescente nel corso dell'anno, maggiormente pronunciata dove la radice inizia il suo ingresso nel terreno e decrescente all'allontanarsi dalla sollecitazione esterna, come confermato dalla Figura 5.34, che riporta l'andamento qualitativo degli spostamenti verticali.

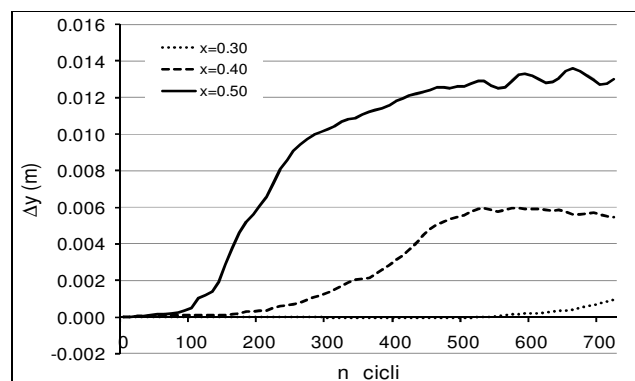


Figura 5.33 – punta A: evoluzione nel tempo degli elementi a 0.50, 0.40 e 0.30 m.

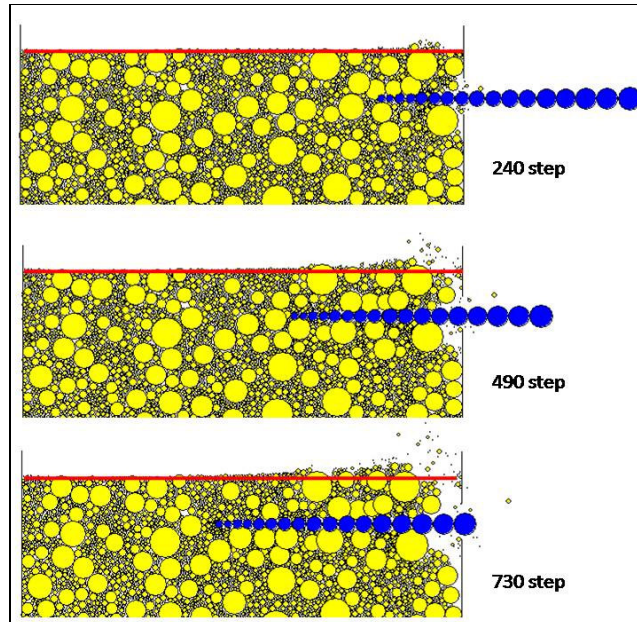


Figura 5.34 – punta A: evoluzione nel tempo

Analizzando la deformazione complessiva originata a causa della penetrazione nel modello della punta B, posizionata a 15 cm dalla superficie, si osserva che il processo avviene in maniera più omogenea rispetto al caso precedente e la deformazione massima, registrata sempre in corrispondenza dell'estremità sinistra del modello, risulta pari a 3 mm, decisamente inferiore a quella relativa all'ingresso della punta A. Interessante evidenziare come, osservando il grafico riportato in Figura 5.35, la deformazione sia strettamente correlata alla posizione della punta sia in termini di ascissa che di profondità della stessa. Si consideri ad esempio l'elemento di riferimento posizionato a $x=0.40$ m. Nel caso della punta B lo spostamento inizia in corrispondenza del ciclo n° 400, quando la parte iniziale della punta ha già oltrepassato l'elemento di riferimento. Nel caso della punta A, invece, lo spostamento dello stesso punto ha inizio in corrispondenza del ciclo n° 150, esattamente quando la punta risulta essere sotto all'elemento di riferimento. Ulteriore differenza è il comportamento nel tempo, ovvero nel caso della punta A, dopo aver raggiunto il massimo spostamento in corrispondenza del ciclo n° 490, ovvero a due terzi della prova, tale spostamento rimane costante. Nel caso della punta B, invece, una volta iniziata la deformazione, lo spostamento registrato mantiene un andamento monotono crescente nel tempo fino al termine della prova. Un leggero assestamento si riscontra solo nel caso dell'elemento posto a $x=0.50$ m, in cui, negli ultimi cicli della prova, si ha una netta diminuzione della pendenza della curva registrata, a testimonianza del fatto che aumentando la

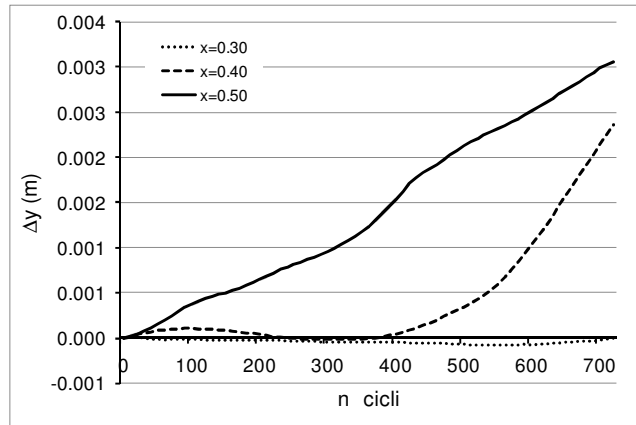


Figura 5.35 – punta B: evoluzione nel tempo degli elementi a 0.50, 0.40 e 0.30 m

profondità della punta, l'effetto "distruttivo" nei confronti della sovrastruttura risulta meno intenso e più dilazionato nel tempo.

Discorso analogo può essere fatto per i risultati relativi alla punta C, inserita a quota -23 cm dal piano viario. Come nel caso precedente, le particelle superficiali subiscono uno spostamento uniforme, coerente con la penetrazione della punta all'interno del modello. La distribuzione superficiale presenta un picco massimo pari a 0.8 mm e risulta generalmente omogenea.

In conclusione pertanto, all'aumentare della profondità della punta, si osserva una diminuzione del valore di picco e, in generale, dello spostamento superficiale complessivo, nonché una distribuzione più omogenea e dilazionata nel tempo.

Radice Verticale

La simulazione di una punta verticale (punta D) che penetra all'interno del modello del terreno, ben rappresenta la crescita di una radice a fittone (Figura 5.37 - sinistra).

In Figura 5.36 è riportata la configurazione della superficie libera del terreno al termine della prova a seguito della penetrazione distinta di due radici verticali delle stesse dimensioni, ma caratterizzate da rigidità diversa: in particolare la rigidità k_1 è stata posta pari a 1×10^9 N, la stessa utilizzata nelle restanti simulazioni, mentre la rigidità k_2 , maggiore, è stata posta pari a 1×10^{15} N/m. Questo aspetto è stato valutato nell'ottica di una simulazione in laboratorio, in cui la radice può essere modellata come una punta di acciaio di dimensioni e rigidità nota, al fine di avere utili parametri per la taratura del modello numerico.

In termini analitici, due sono le caratteristiche principali deducibili dal grafico in oggetto: innanzi tutto, come è ovvio aspettarsi, si registra uno spostamento verso le y negative al centro, legato appunto alla presenza della punta che penetra nel

modello e trascina con se alcuni degli elementi di riferimento. Tale deformazione aumenta proporzionalmente con la rigidità della punta. In secondo luogo, si osserva un innalzamento verso le y positive ai lati della punta, evidenza di un rifluimento di terreno legato alla penetrazione della punta e ben noto anche in realtà. Questo rifluimento risulta legato principalmente alle dimensioni della punta e alle caratteristiche del terreno e pertanto è uguale al variare della rigidità attribuita alla punta, con un picco massimo pari a 1.88 mm. Inoltre il fenomeno rimane circoscritto all'area attorno alla radice, lasciando le estremità del modello indisturbate, anche a dimostrazione del fatto che, per questo tipo di analisi, un cono di terreno di dimensioni di 50 cm di lato è sufficiente per la comprensione del fenomeno.

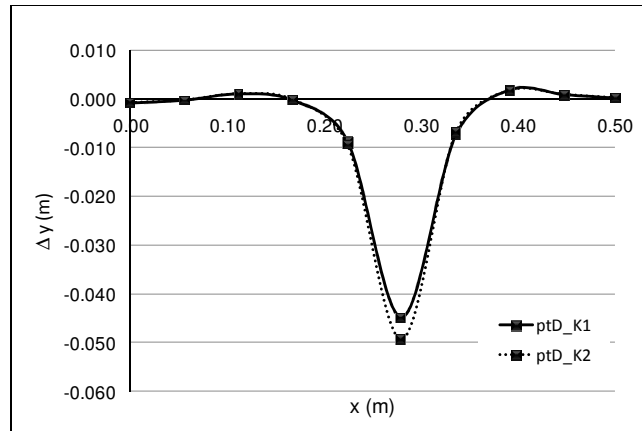


Figura 5.36 – punta D verticale: variazione di rigidità

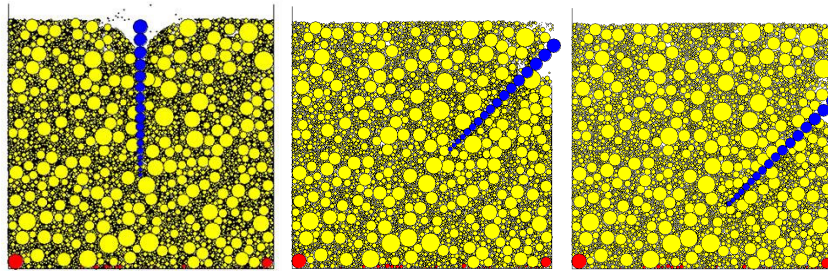


Figura 5.37 – aspetto qualitativo al termine del test: da sinistra punta D verticale, punta E1, E2 diagonali

Radici Diagonali

A completamento delle casistiche analizzate risulta utile, ai fini della comprensione dell'interazione tra radici e terreno, l'analisi del comportamento di una punta diagonale, il cui spostamento è dato dalla combinazione di un moto verticale e orizzontale (Figura 5.37 - destra). Come già anticipato, due sono state le configurazioni analizzate, che differiscono tra loro per la sola posizione di partenza della radice rispetto alla superficie del terreno.

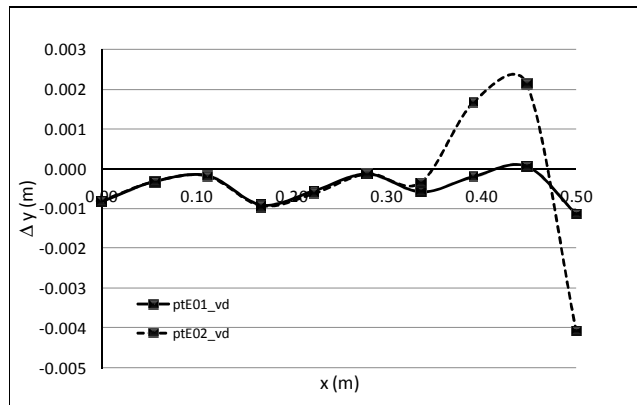


Figura 5.38 – punte diagonali: spostamento verticale

In questo caso la configurazione assunta dal terreno superficiale, evidenziata in Figura 5.38, è di fatto identica per entrambe le radici (E01 ed E02). L'unica differenza si riscontra negli ultimi 10 cm del modello, in cui si risentono le maggiori influenze legate alla quota di ingresso delle punte. In generale la punta E01, più profonda, lascia indisturbato il terreno e non provoca sostanziali danneggiamenti, mentre la punta E02, più superficiale, presenta un picco positivo di 2.3 mm e un picco negativo di -4 mm. Tali valori sono comunque molto inferiori rispetto a quelli registrati nelle configurazioni orizzontali.

Il grafico in Figura 5.39 riporta i valori degli spostamenti superficiali determinati dall'azione delle singole punte finora considerate, indicando in nero il valore medio e in grigio il valore massimo raggiunto.

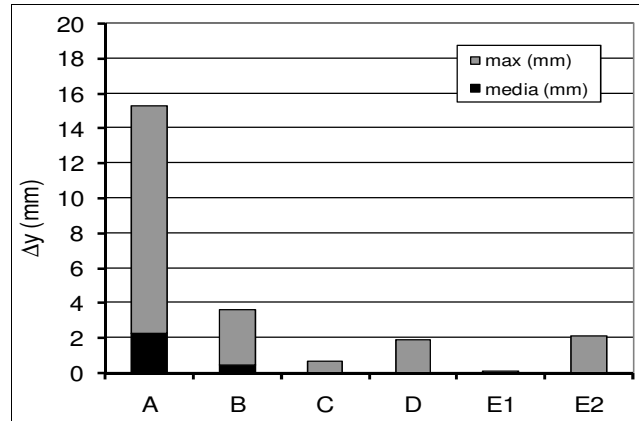


Figura 5.39 – azione delle punte – spostamento superficiale (valore medio in nero e valore massimo in grigio)

Combinazioni Di Più Radici

Ricordando che l'apparato radicale di una pianta è costituito da un groviglio di radici di diverse dimensioni, considerare la simulazione con una singola radice risulta essere estremamente semplificato: si deve infatti sottolineare che, pur essendo la maggior parte delle radici secondarie e quindi non in grado di causare generalmente danni alle infrastrutture, in ogni apparato radicale è presente più di una radice principale, i cui effetti, nel calcolo delle deformazioni del terreno, vanno sommati. Per questa ragione si è ritenuto opportuno studiare diverse combinazioni di sollecitazione dovute alla presenza contemporanea di due o più radici orizzontali: è il caso, ad esempio, della radice a fittone, dove, oltre alla radice principale che scende verticalmente, sono presenti più livelli di radici orizzontali o diagonali.

La Figura 5.40 riassume gli spostamenti verticali registrati lungo la superficie del provino in risposta alla penetrazione di più punte contemporaneamente, evidenziandone l'effetto amplificato. In particolare, come prevedibile, la deformazione maggiore si ha in corrispondenza della penetrazione contemporanea delle tre punte A, B, C, raggiungendo un picco massimo pari a circa 1.5 cm, subito seguito dal picco massimo della combinazione di punta A e B, pari a 1.35 cm, inferiore al precedente, ma superiore a quello della sola punta A. La combinazione delle punte A e C, invece, si va praticamente a sovrapporre al risultato della sola punta A, mostrando che nel modello simulato non è possibile parlare, a rigore, di sovrapposizione degli effetti: l'effetto della punta C, più profonda, risulta trascurabile, così come evidenziato dall'analisi della combinazione delle punte B e C, che causano deformazioni analoghe a quelle della sola punta B.

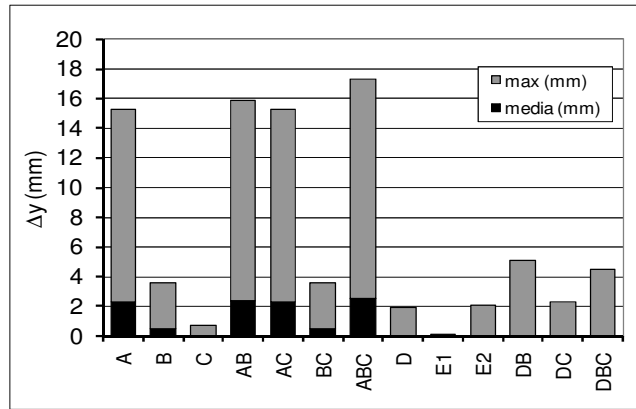


Figura 5.40 – combinazione di punte orizzontali – spostamento superficiale (valore medio in nero e valore massimo in grigio)

Discorso analogo può essere fatto nel caso in cui venga inserita nella configurazione anche una punta verticale. Il grafico in Figura 5.41 riporta l'andamento superficiale del terreno soggetto a quattro diverse combinazioni di punte penetranti:

- punta D (verticale), come parametro di confronto,
- punta D+B (verticale e orizzontale a quota -15 cm),
- punta D+C (verticale e orizzontale a quota -23 cm),
- punta D+B+C (verticale e orizzontali a quota -15 e -23 cm).

Come prevedibile e coerentemente con la realtà, lo spostamento principale si registra in corrispondenza della penetrazione della punta verticale e diminuisce da 4.5 a 3.9 cm passando dalla configurazione singola (solo punta D) a quella in

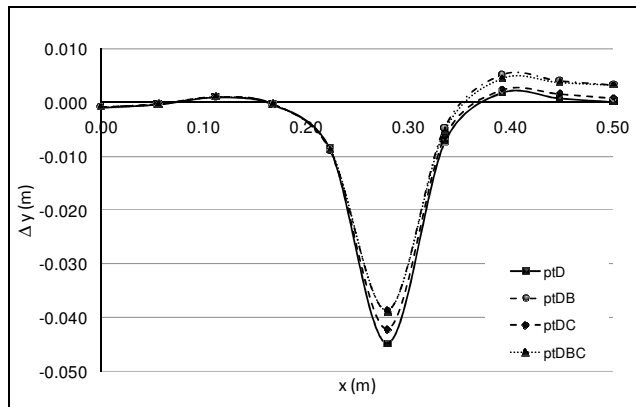


Figura 5.41 – combinazione punte verticale e orizzontali: spostamento superficiale

combinazione con le punte orizzontali. Analogamente si registra una variazione superficiale localizzata negli ultimi 10-15 cm, corrispondenti alle coordinate x comprese tra 0.35 e 0.50 m. La deformazione in questo caso perde di simmetria, in quanto solo il lato destro del modello è sollecitato dalla presenza delle punte orizzontali. In termini analitici, tale innalzamento di terreno varia da 1.88 mm per la sola punta D a 2.31 mm per le punte D+C e, rispettivamente, 4.33 mm e 5.14 mm per le combinazioni D+B+C e D+B, a testimonianza della scarsa influenza della punta orizzontale più profonda (punta C), al contrario dell'effetto della punta B, che risulta positivo nel diminuire la deformazione verticale in corrispondenza della punta centrale e negativo nell'aumentare la deformazione laterale. In Figura 5.42 viene evidenziato un ulteriore dettaglio a conferma della bontà del modello numerico: nella combinare le radici verticali ed orizzontali, si osserva un'intersezione tra i percorsi delle diverse punte, che causa la deviazione delle stesse. Questo aspetto è coerente dal punto di vista reale e conferma la scelta dei parametri utilizzati nel modello.

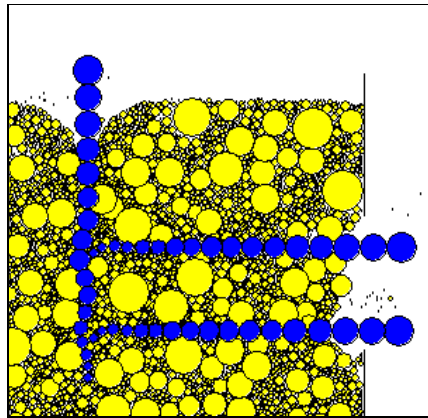


Figura 5.42 – combinazione di punte orizzontali e verticali: deformazione delle radici

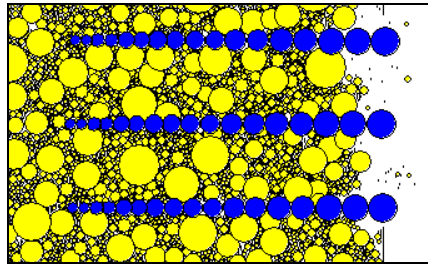


Figura 5.43 – combinazione di punte orizzontali: effetto trascinamento

Un'ultima osservazione riguarda gli elementi ball compresi tra due punte contigue: come evidenziato in Figura 5.43 la distanza tra le punte, che inizialmente è pari a 10 cm, diminuisce fino a 7 cm a causa del relativo accrescimento delle radici stesse, ipotizzato come già detto pari a 2 cm/anno. Le particelle tra esse comprese sono pertanto trascinate dal moto delle radici, in quanto rimangono "incastrate" nello spazio, via via più ristretto, tra le due punte. Nella realtà il fenomeno non risulterebbe probabilmente così accentuato, in quanto il vuoto formatosi nel terreno verrebbe subito colmato da altre particelle e, inoltre, la radice, incontrando difficoltà di avanzamento, potrebbe cambiare direzione. Limitatamente al concio di terreno analizzato, tuttavia, si può supporre che tale comportamento sia funzione dell'attrito tra modello del terreno e modello delle radici, parametro che può essere soggetto a modifiche, una volta ottenuti dati sperimentali di confronto.

Radici Di Dimensioni Maggiori

I ipotesi di partenza per le simulazioni eseguite è che la radice modellata si accresca diametralmente di 2 cm annui. Si ricorda, tuttavia, che la stima alla base del valore utilizzato è piuttosto approssimativa, per la sostanziale variabilità dei dati a disposizione. Risulta pertanto interessante considerare il caso di una radice di dimensioni maggiori, approssimativamente doppie rispetto a quella finora utilizzata, ovvero forma trapezoidale, con base minore di 2 cm, base superiore di 6 cm e lunghezza costante pari a 30 cm. Con questo accorgimento ci si propone di valutare la penetrazione da parte di una radice di una pianta che ha subito già un forte sviluppo radicale.

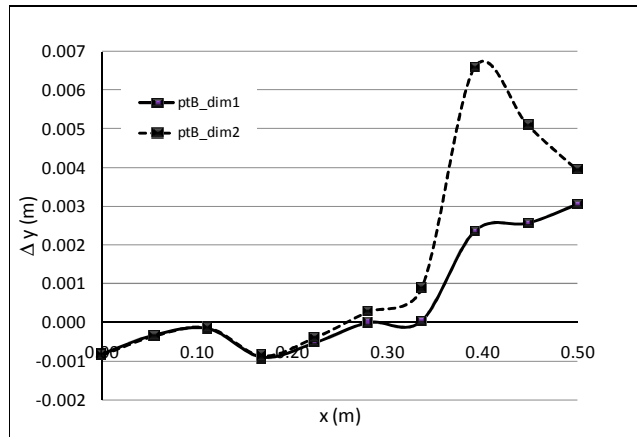


Figura 5.44 – punta B: variazione di dimensione della punta penetrante (spostamento superficiale del terreno)

Coerentemente con quanto accade in realtà, la punta di dimensioni maggiori (ptB_dim2) dà origine a un maggiore danneggiamento della sovrastruttura, in quanto presenta valori di picco maggiori del doppio di quelli relativi alla punta standard (6.75 cm contro 2.5/3 cm), come evidenziato nel grafico in Figura 5.44 e Figura 5.45. La differenza di comportamento permane fino ai valori di x pari a 20 cm, corrispondenti alla lunghezza della radice. Per le x comprese tra 0.00 e 0.20 m le deformazioni sono le medesime in entrambi i casi.

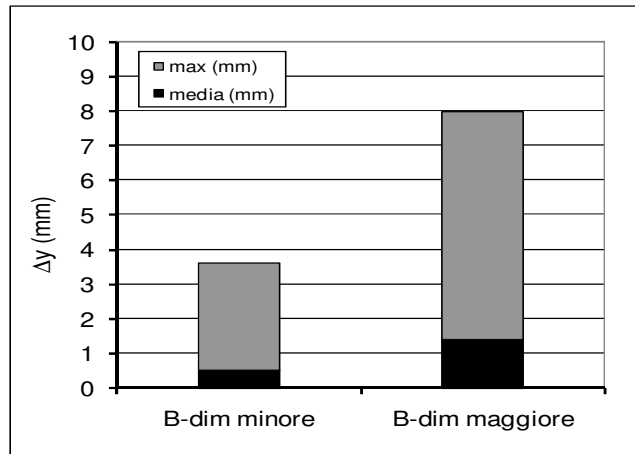


Figura 5.45 – punta B: variazione di dimensione della punta penetrante (valori massimi e medi assunti al termine del test)

5.4.4. La modellazione della radice in diversi contesti esterni

Una volta ultimate le diverse casistiche riguardanti il sesto di impianto di dimensioni 50x50 cm, è opportuno verificare le variazioni che si possono registrare andando a modificare il terreno. Scopo ultimo è quello di redigere, una volta confrontati i dati numerici con i parametri reali, alcune importanti linee guida per una corretta posa in opera delle piante che limiti i danni alle infrastrutture viarie.

Le diverse simulazioni di seguito presentate riguardano:

- Un sesto di impianto di dimensioni maggiori (1.00 x 0.50 m);
- Un sesto di impianto delle stesse dimensioni (0.50 x 0.50 m), ma con granulometria e addensamento diverso;
- Un sesto di impianto analogo a quello appena evidenziato, ma con l'integrazione della pavimentazione in conglomerato bituminoso o in autobloccanti.

Variazione Di Addensamento E Dimensioni Del Sesto Di Impianto

Nella realtà urbana lo spazio dedicato alle piante ha dimensioni variabili: alcuni alberi fruiscono di uno spazio libero adeguato, altri hanno a disposizione uno spazio molto minore. Interessante è valutare il diverso comportamento delle radici, evidenziato sia dalla simulazione numerica, sia nella realtà. Contestualmente, confrontando i risultati di seguito con quelli precedentemente esposti, è possibile valutare anche l'influenza dell'addensamento nel terreno di impianto.

Si consideri un sesto di impianto con la stessa curva granulometrica della configurazione di prova precedente, ma con addensamento minore di circa 2 punti percentuali, ovvero un volume dei vuoti passante da 9.1% della configurazione iniziale a 7.16%.

In questo contesto sono state studiate tre diverse situazioni, tutte riscontrabili in un normale ambito urbano: mantenendo sempre la stessa profondità, è stato considerato sia il sesto di impianto a tutta larghezza (ampiezza 100 cm), sia uno spazio minore a disposizione, in particolare 50 cm e 35 cm (Figura 5.46).

Per simulare le ultime due casistiche, si è provveduto a "tagliare" il modello iniziale eliminando le ball eccedenti e, in secondo luogo, a definire un setto rigido

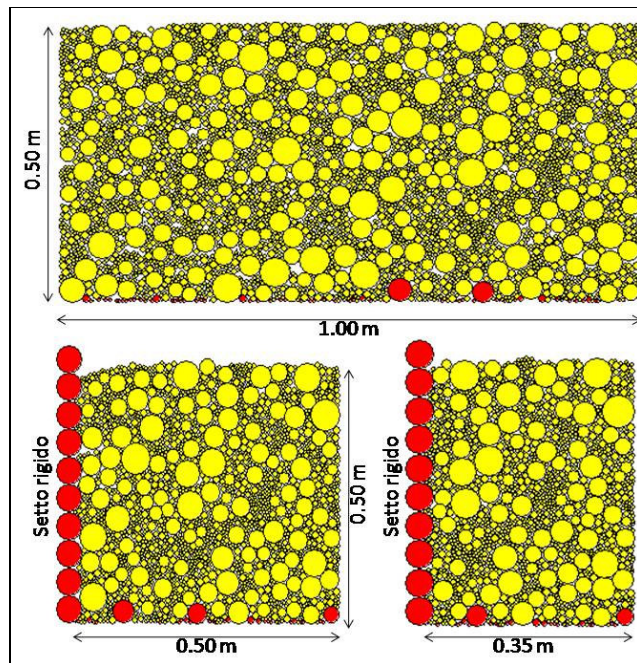


Figura 5.46 – sesto di impianto di dimensioni maggiori (100 cm), standard (50 cm) e ridotte (35 cm)

di confine creato con elementi ball caratterizzati da elevato peso specifico (3000 kg/mc) e forti legami di contatto, cui è stato impedito ogni spostamento. La mostra i nuovi modelli numerici, in cui è già stata applicata l'azione della forza di gravità.

Nuovamente, si sono analizzati i test che vedono la penetrazione di radici orizzontali, considerate singolarmente al solo scopo di confrontare i parametri con quelli già ottenuti, e verticali, posizionate al centro del modello ($x = 0.50$ m) e a 25 cm dall'estremità destra ($x = 0.75$ m). Di seguito si riportano i risultati conseguiti.

Innanzitutto la Figura 5.47 mostra il confronto tra il sesto di impianto con addensamento maggiore e quello standard, considerato nelle prove precedenti, con addensamento minore. Per entrambi la larghezza considerata è pari a 50 cm. In generale le deformazioni del modello con minore volume dei vuoti siano maggiori di quelle del modello a densità in situ minore. Di fatto, aumentando il volume dei vuoti di circa 2 punti percentuali, si osserva una diminuzione delle deformazioni di oltre il 50% nelle condizioni di maggiore sollecitazione legate alla presenza di radici superficiali e ancora maggiore (approssimativamente il 70%) nel caso di radici più profonde. Questo è dovuto al fatto che, aumentando la percentuale dei vuoti, le radici penetrando spostano le particelle di terreno verso gli stessi vuoti presenti inizialmente nel terreno, per cui la deformazione complessiva del campione risulta in generale minore. Al contrario, una minore percentuale di vuoti implica un minore spazio di assestamento interno e, pertanto, una deformazione maggiore all'esterno.

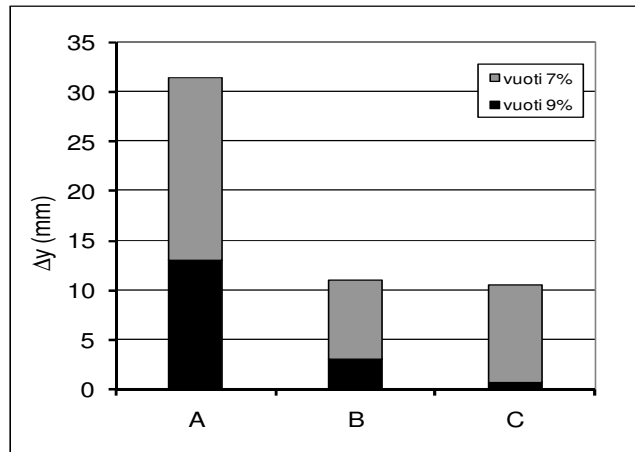


Figura 5.47 – sesto di impianto con volume dei vuoti 7% (in grigio) e sesto di impianto con volume dei vuoti 9% (in nero) – confronto valori massimi

Si considerino ora invece le sole dimensioni dello spazio a disposizione per lo sviluppo radicale. La Figura 5.48 mostra l'effetto della penetrazione delle punte orizzontali all'interno del sesto di impianto di larghezza 100 cm. Si osserva

innanzi tutto la particolare disposizione degli elementi ball in prossimità delle punte penetranti: considerando la radice A, superficiale, si nota che questa presenta un elemento ball di grandi dimensioni al di sotto di essa e altri due, ravvicinati, direttamente al di sopra di essa; questi elementi, non avendo elementi a grana fine interposti tra loro, risentono immediatamente della presenza dell'elemento estraneo all'interno del modello e sono semplicemente "spinti" verso l'alto senza poter scorrere lateralmente o ruotare alla ricerca di una configurazione più stabile. Saranno pertanto evidenziati spostamenti importanti in corrispondenza di questi elementi, che devono comunque essere presi in considerazione nel contesto di quanto appena detto.

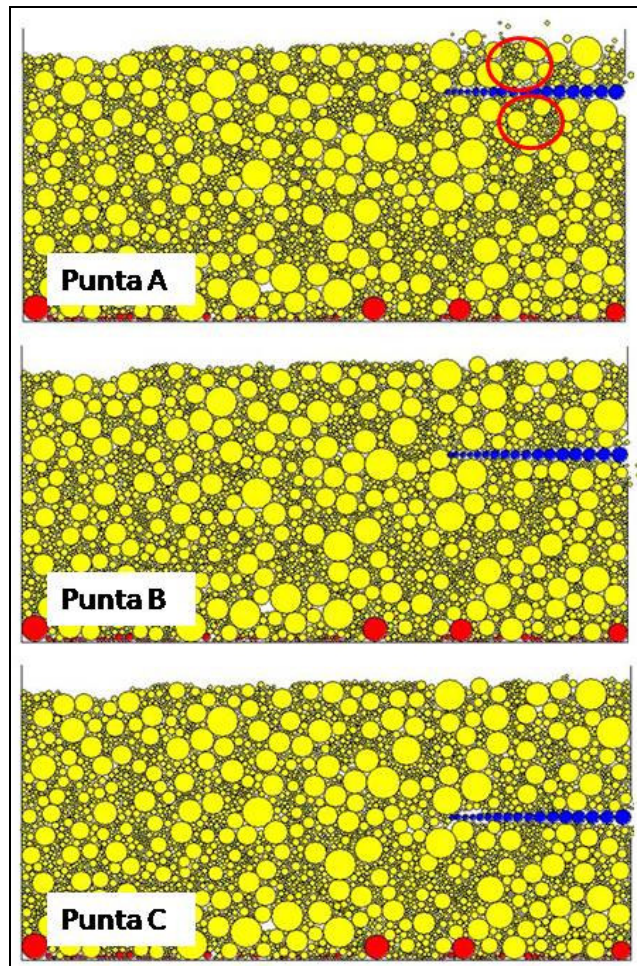


Figura 5.48 – sesto di impianto 100 cm: penetrazione punte orizzontali

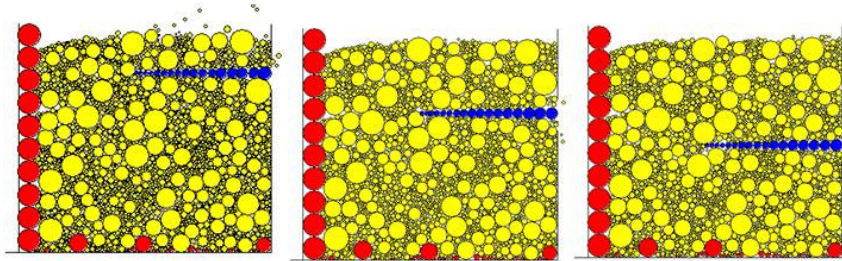


Figura 5.49 – sesto di impianto di larghezza 50 cm e setto rigido laterale

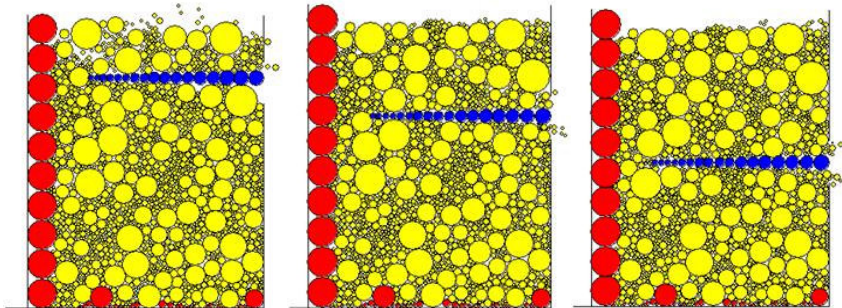


Figura 5.50 – sesto di impianto di larghezza 35 cm e setto rigido laterale

In Figura 5.49 e Figura 5.50 viene riportato invece il comportamento in caso di larghezze di 50 e 35 cm rispettivamente.

I grafici riportati nelle figure seguenti (Figura 5.51, Figura 5.52 e Figura 5.53) riprendono in via analitica quanto evidenziato visivamente nelle immagini sopra. Ogni grafico considera l'effetto di una sola radice nei tre diversi sestini di impianto considerati (100, 50 e 35 cm). In generale, dal punto di vista qualitativo, l'andamento registrato è lo stesso per le tre radici:

- il sesto di impianto di dimensioni maggiori (100 cm) presenta una deformazione regolare ed omogenea, riducendosi fino ad azzerarsi all'estremità opposta non interessata dalla radice. Considerando il caso della radice superficiale si ha che la deformazione massima pari a 2 cm si riduce del 55% a 30 cm dall'estremità di ingresso della punta ($x=70$ cm), del 95% per $x=50$ cm e del 99% per $x=42$ cm, ovvero a 58 cm dall'ingresso della punta. Per $x=17$ cm (83 cm dall'ingresso) la deformazione è totalmente azzerata.
- il sesto di impianto di larghezza 50 cm presenta una deformazione non nulla lungo tutta la superficie, maggiore in corrispondenza della presenza della radice e dello stesso ordine di grandezza del sesto di impianto di dimensioni 100 cm, previo quanto anticipato in premessa riguardo la disposizione di

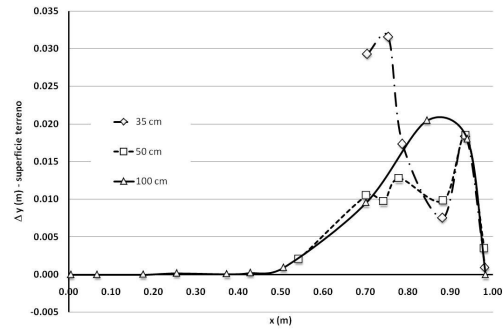


Figura 5.51 – differenti dimensioni sesto di impianto: punta A, spostamento verticale

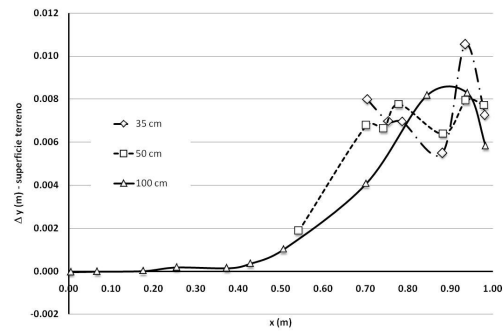


Figura 5.52 – differenti dimensioni sesto di impianto: punta B, spostamento verticale

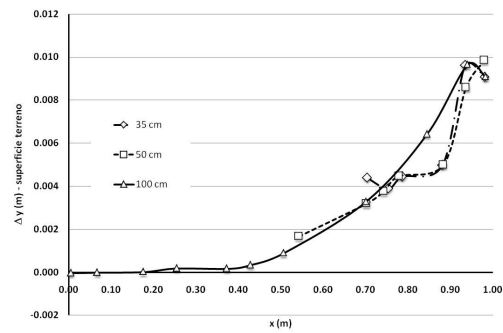


Figura 5.53 – differenti dimensioni sesto di impianto: punta C, spostamento verticale

- particolari elementi ball. La deformazione decresce allontanandosi dall'estremità destra, ma non riesce ad azzerarsi;
- il sesto di impianto di larghezza 35 cm presenta comportamento analogo a quello da 50 cm, ovvero una deformazione non nulla lungo tutta la superficie e, di fatto, sovrapponibile a quella del caso precedente in corrispondenza della presenza della punta. Interessante è invece il comportamento nell'estremità sinistra: non solo la deformazione non riesce ad azzerarsi, ma la presenza di un setto rigido, limite del sesto di impianto, fa sì che questa aumenti, in particolare nel caso di radice superficiale.

Il grafico in Figura 5.54 riassume i valori medi e massimi assunti dalle configurazioni analizzate.

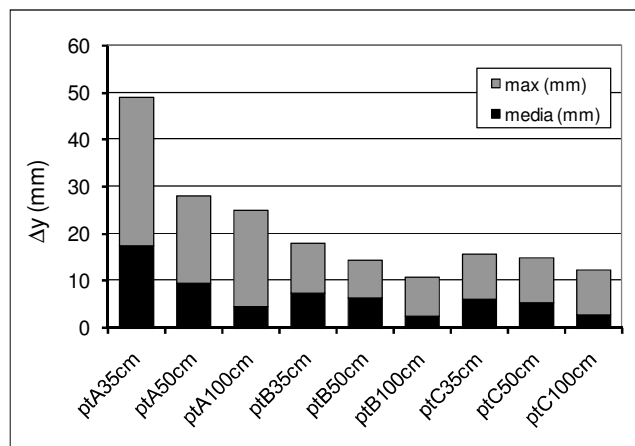


Figura 5.54 – differenti dimensioni sesto di impianto: confronto tra valori massimi e medi dello spostamento superficiale

In conclusione, pertanto, si osserva che un sesto di impianto di dimensioni maggiori consente una deformazione più omogenea e regolare, nonché l'azzerarsi delle deformazioni stesse al suo interno, senza andare ad intaccare l'integrità della pavimentazione sovrastante. Un raggio di azione di 85-90 cm, corrispondente a una buca di diametro 175 cm è ottimale per considerare annullate le deformazioni superficiali dannose per le sovrastrutture.

5.4.5. Modellazione con una terra di diversa granulometria

Ulteriore aspetto valutato è stata la variazione di granulometria del terreno, analizzando il comportamento nel caso in cui gli elementi del modello abbiano presentino una granulometria caratterizzata da diametri mediamente maggiori di quelli visti in precedenza.

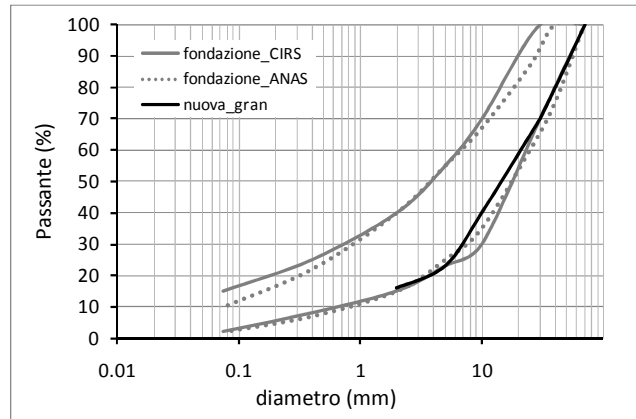


Figura 5.55 – variazione di granulometria: nuova curva di progetto

La Figura 5.57 mostra, come negli altri casi, l'aspetto assunto dal modello di terreno in seguito alla penetrazione delle tre punte orizzontali, i cui dati analitici sono riportati nel grafico in Figura 5.56, confrontando i valori con quelli di riferimento.

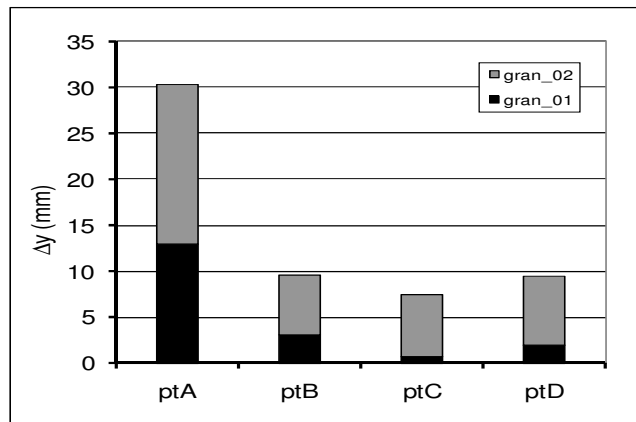


Figura 5.56 – variazione di granulometria – valori massimi degli spostamenti verticali per la granulometria standard (gran_01) e modificata (gran_02)

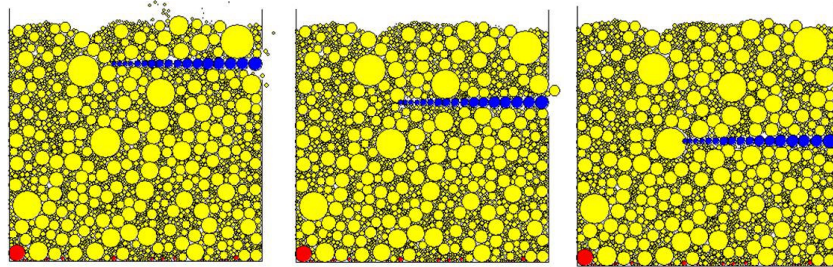


Figura 5.57 – variazione di granulometria: radici orizzontali

L'andamento qualitativo risulta essere il medesimo, ma dal punto di vista quantitativo gli spostamenti nel caso di granulometria con minore quantità di materiale fine risultano decisamente superiori, dal 10 al 57%. Questo può essere legato al fatto che la presenza di materiale fine favorisce il reciproco scorrimento dei grani, consentendone spostamenti e rotazioni finalizzate a conseguire una nuova configurazione di equilibrio. Riducendo drasticamente la percentuale di fine, le particelle si comportano appunto come palline rigide che ruotano le une sulle altre, limitando il fenomeno di interlocking che si può instaurare altrimenti.

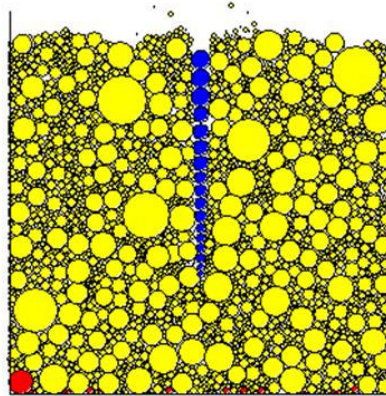


Figura 5.58 – nuova granulometria: punta verticale

Quanto esposto è confermato dai risultati relativi alla penetrazione della punta verticale (Figura 5.58): anche in questo caso, riportato analiticamente nel grafico in Figura 5.59, si nota uno spostamento verticale uniforme e non più localizzato in corrispondenza della presenza della punta, a testimonianza della rotazione rigida che subiscono gli elementi del modello. In ultimo, osservazione ovvia, ma dovuta, nella curva relativa alla nuova granulometria in esame, non si nota un abbassamento in corrispondenza della penetrazione della punta, come nel caso di confronto poiché gli elementi di riferimento sono leggermente spostati lateralmente rispetto all'inserimento della radice ($x=25$ cm).

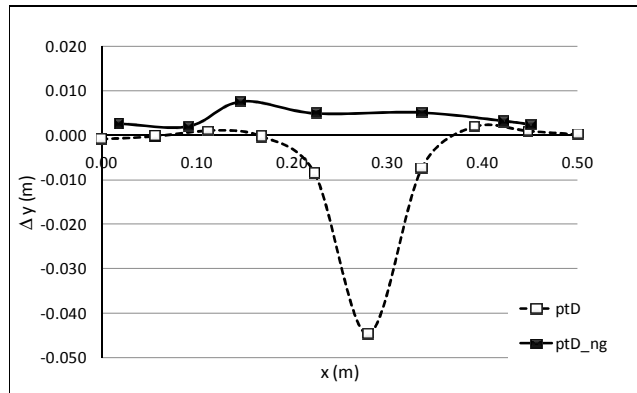


Figura 5.59 – variazione di granulometria – punta verticale: spostamento superficiale e confronto con prova standard

5.4.6. La modellazione dello strato di pavimentazione sovrastante

Al fine di completare la ricerca si è ritenuto opportuno ripetere alcune delle simulazioni viste in precedenza introducendo la presenza della sovrastruttura stradale, al fine di indagare quale sia il reale effetto che l'apparato arboreo genera sulle infrastrutture stradali viste come pavimentazioni urbane e non solo come terreno sede del sesto di impianto.

A questo proposito, due sono le situazioni tipo riprodotte tramite PFC: nel primo caso si ipotizza la presenza di un tappetino di usura dello spessore di 3.5 cm, di frequente utilizzo nei marciapiedi stradali. Questo elemento è stato modellato attraverso una serie di 14 balli adiacenti tra loro, di diametro 3.5 cm (Figura 5.60). I parametri assegnati a questi elementi sono stati desunti dallo studio sul conglomerato bituminoso riportato nel capitolo 3. Una forza esterna è lasciata agire per 500 cicli in modo da simulare la compattazione dello strato.

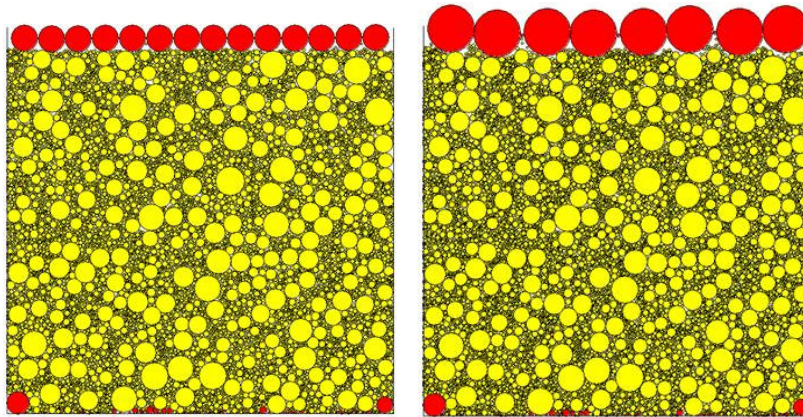


Figura 5.60 – modellazione della pavimentazione sovrastante: tappeto di usura di spessore 3.5 cm (sinistra) e masselli autobloccanti di spessore 6 cm (destra)

Altra situazione altrettanto frequente nei percorsi pedonali è la presenza di autobloccanti: ognuno di questi è stato modellato utilizzando due ball di raggio 6 cm, legate da forti legami di contatto, in modo da ottenere un elemento unitario di dimensioni confrontabili con le dimensioni tipiche di un massello commerciale. Inoltre, si osserva che principale peculiarità dei masselli autobloccanti è la loro capacità di interlocking, ovvero il loro reciproco incastro. Questo aspetto risulta di difficile modellazione in un software bidimensionale, in cui non è possibile sfruttare la terza dimensione. Per ovviare a questo inconveniente, ad ogni massello è stato interposto un ulteriore elemento ball di diametro molto inferiore a quello usato per modellare gli autobloccanti, ma caratterizzato da un elevato coefficiente di attrito ($\text{fric}=1$): questo elemento permette pertanto di creare una sorta di unione tra due masselli affiancati, senza precluderne lo scorrimento reciproco che si osserva nelle pavimentazioni in scala reale quando sono appunto soggette a deformazioni puntuali legate, ad esempio, alla presenza di una radice spingente sottoterra.

Si osserva che le modellazioni appena descritte sono molto semplici e schematiche. Tuttavia, ricordando che ad oggi non si hanno dati sperimentali di confronto per la taratura del modello, si è ritenuto opportuno non appesantire il modello con simulazioni più accurate, ma di valutare il comportamento qualitativo rappresentando esclusivamente i punti salienti di quanto si vuole simulare. La Figura 5.61 e la Figura 5.62 mostrano il modello al termine delle prove, mentre in Figura 5.63, Figura 5.64 e Figura 5.65 sono riportati analiticamente gli spostamenti verticali confrontando, in ogni grafico, l'effetto della radice penetrante in termini di spostamento verticale del solo terreno, del terreno al di sotto della pavimentazione in conglomerato bituminoso, della sola pavimentazione in conglomerato bituminoso, del terreno al di sotto della pavimentazione in autobloccanti e della sola pavimentazione in autobloccanti.

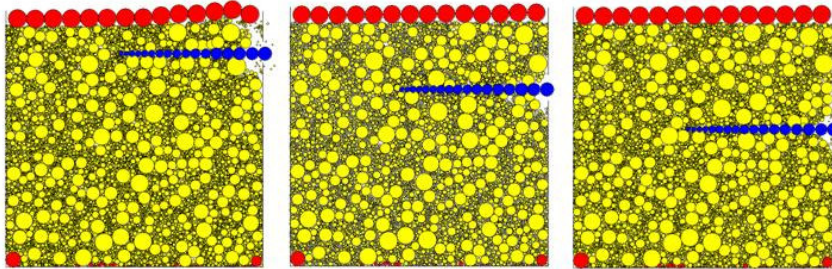


Figura 5.61 – pavimentazione in conglomerato bituminoso e punte orizzontali

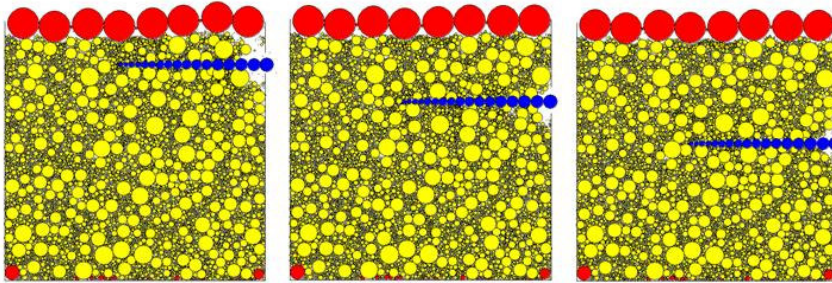


Figura 5.62 - pavimentazione in autobloccanti e punte orizzontali

Il primo aspetto che emerge dall'osservazione dei grafici è il comportamento del terreno sottostante la pavimentazione: nel caso della punta A il terreno riprende l'andamento registrato nella prova senza pavimentazione e, in particolare, la curva del terreno al di sotto degli autobloccanti risulta identica a quella di confronto. Scendendo in profondità, il comportamento del terreno al di sotto degli autobloccanti risulta differente e, in particolare, caratterizzato da spostamenti verticali importanti laddove avviene il contatto tra due masselli adiacenti: il terreno, di fatto, trova un punto debole nella continuità della pavimentazione sovrastante e lo sfrutta per incanalarvi la propria deformazione. Il risultato è visibile nel comportamento della pavimentazione sovrastante che risulta puntualmente deformata: tuttavia, la particolare disposizione degli autobloccanti, consente di mantenere tale deformazione localizzata, lasciando alla restante pavimentazione uno spostamento più omogeneo e regolare. Per quanto riguarda la pavimentazione in conglomerato bituminoso, invece, lo spostamento verticale, coerentemente con quanto visibile in realtà, risulta in generale uniforme, ovvero il tappeto di usura si deforma nei limiti delle sue potenzialità, fino a quando a deformazione raggiunta risulta eccessiva ed ha origine la frattura, aspetto che inizia a verificarsi nel caso della radice superficiale.

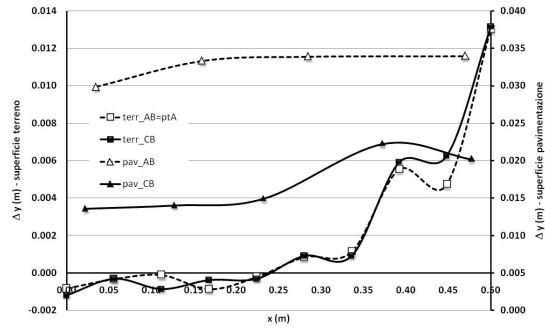


Figura 5.63 – autobloccanti e conglomerato bituminoso: punta A, spostamento verticale

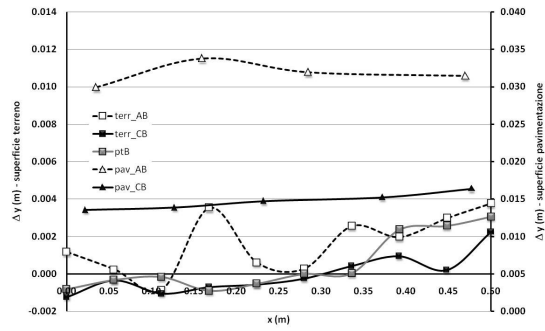


Figura 5.64 – autobloccanti e conglomerato bituminoso: punta B, spostamento verticale

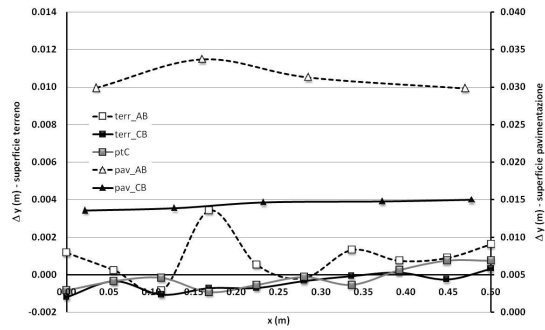


Figura 5.65 – autobloccanti e conglomerato bituminoso: punta C, spostamento verticale

In conclusione, è opportuno ricordare che le simulazioni appena descritte sono da considerarsi a puro titolo qualitativo e non hanno la pretesa di definire comportamenti reali, in particolar modo considerando un materiale come il conglomerato bituminoso, il cui comportamento dipende da numerosi fattori non presi in considerazione in questo caso. Rimanendo comunque a livello qualitativo, si può osservare in quanto descritto una risposta coerente con l'evidenza sperimentale. Un eventuale approfondimento successivo delle indagini dovrà presupporre uno studio più accurato del modello della pavimentazione sovrastante, al fine di stimare anche per via numerica i danni effettivamente riscontrabili in opera.

5.5. Conclusioni

Nel presente capitolo l'attenzione è stata focalizzata sull'intera sovrastruttura stradale, analizzando nel dettaglio l'interazione tra gli apparati radicali arborei e gli elementi della sede stradale. Diverse norme e regolamenti a livello nazionale e locale forniscono indicazioni di massima per la corretta piantumazione degli spazi verdi urbani, tuttavia un rilievo visivo eseguito sulle pavimentazioni stradali e sui percorsi pedonali dal Dipartimento di Ingegneria Civile ha registrato diversi dissesti legati allo sviluppo radicale arboreo, quali fessurazioni, ondulazioni, dislocazione del cordolo di contenimento e fuoriuscita delle radici.

I dati ottenuti hanno posto le basi per uno studio approfondito a livello numerico, mirato all'analisi di diverse configurazioni, rappresentative di altrettante situazioni reali, per la definizione di un solido riferimento per una prima modellazione del fenomeno.

I risultati sono coerenti con le evidenze sperimentali, mostrando in particolare come maggiori siano i danni quanto più le radici sono superficiali e quanto sia importante la scelta della granulometria e dell'addensamento del terreno, nonché la dimensione del sesto di impianto, ovvero dello spazio che la pianta ha a disposizione per il suo sviluppo.

Aspetto fondamentale è risultata la dimensione del sesto di impianto, ovvero dello spazio che la pianta ha a disposizione per il suo sviluppo. Le modellazioni eseguite, in accordo con il rilievo visivo, mostrano la progressiva riduzione delle deformazioni superficiali via via che aumenta la distanza dal punto di ingresso della radice: a titolo esemplificativo, nel caso delle radici superficiali e in mancanza di setti rigidi che limitano lo sviluppo radicale, sono necessari 30 cm per una riduzione del 55% (pari approssimativamente a 1 cm), 50 cm per una riduzione del 95% e 83 cm per l'azzeramento totale delle deformazioni. Considerando la simmetria del problema si ipotizza pertanto ottimale una dimensione del sesto di impianto maggiore di 1.75 m. Qualora queste dimensioni non possano essere realizzate, è necessario prestare molta attenzione alla pavimentazione circostante. Nel caso di masselli autobloccanti le deformazioni legate allo sviluppo radicale restano principalmente localizzate, a causa dello

scorrimento reciproco che si instaura tra i singoli blocchi. Nelle pavimentazioni flessibili, invece, il tappeto di usura si deforma nei limiti delle sue potenzialità, fino a quando a deformazione raggiunta risulta eccessiva ed ha origine la frattura.

Ulteriori osservazioni possono essere fatte sul materiale di riempimento della buca di impianto: le simulazioni hanno dimostrato che, aumentando il volume dei vuoti di soli 2 punti percentuali, le deformazioni di oltre il 50 % nelle condizioni di maggiore sollecitazione. Questo è dovuto al fatto che, aumentando la percentuale dei vuoti, le radici penetrando spostano le particelle di terreno verso gli stessi vuoti presenti inizialmente nel terreno, per cui la deformazione complessiva del terreno verso l'esterno risulta in generale minore.

Dal punto di vista dell'assortimento granulometrico, si è osservato invece che riducendo la quantità di materiale fine, le deformazioni aumentano in quantità comprese tra il 10 e il 57%, a causa del fatto che la presenza di materiale fine favorisce il reciproco scorrimento dei grani, consentendone spostamenti e rotazioni finalizzate a conseguire una nuova configurazione di equilibrio.

Si osserva infine come le deformazioni superficiali siano strettamente legate alla profondità delle radici: più le radici sono superficiali, più il loro "potere distruttivo" è elevato. Una possibile soluzione verte sull'utilizzo di barriere appositamente studiate per incanalare le radici verso gli strati di terreno sottostante, ad una profondità inferiore a 10-15 cm, in modo da ridurre gli effetti superficiali legati al loro sviluppo.

Analogamente, tanto più le radici hanno dimensioni minori, tanto minori sono i danni prodotti sulla sede viaria. Questi fattori presuppongono pertanto vincoli non solo sulla sede dell'impianto arboreo, ma sulla tipologia della pianta stessa: è necessario scegliere essenze adatte allo spazio disponibile e curarne la potatura nel tempo, tenendo conto che lo sviluppo radicale di una pianta è proporzionale a quello della sua parte aerea.

Capitolo 6

Conclusioni

6.1. Aspetti emersi dal lavoro di ricerca

La presente dissertazione fornisce un contributo per lo studio dei materiali della sovrastruttura stradale attraverso un codice di calcolo in grado di considerare la peculiare eterogeneità della materia, data dalla presenza di una matrice litica, caratterizzata da un determinato assortimento granulometrico, e di un legante. La ricerca è stata condotta affiancando una robusta fase sperimentale a indagini di natura prettamente numerica condotte attraverso il software commerciale PFC2D della Itasca Software, basato sul metodo agli elementi distinti particellari (DEM).

Aspetto peculiare di tale codice di calcolo è la modellazione della materia come un insieme di particelle discontinue e indeformabili, il cui comportamento macroscopico è regolato da semplici leggi costitutive e un numero limitato di parametri intrinseci del materiale. Gli elementi del modello numerico hanno di fatto lo scopo di approssimare il comportamento tenso-deformativo del materiale, mediante una determinata rigidità, che viene attivata qualora le particelle siano legate o in contatto tra loro. Le forze esterne sono invece sviluppate attraverso elementi di contorno, che generano un'onda di forza all'interno del modello. L'implementazione del sistema risolutivo di equazioni non lineari, dato dalla seconda legge di *Newton* per le particelle e dalla legge forza-spostamento per i contatti, permette di determinare lo spostamento e la rotazione degli elementi nel tempo, l'eventuale distacco delle particelle e la formazione di nuovi punti di contatto.

In particolare, la ricerca svolta ha analizzato tre diverse tipologie di materiali utilizzati in ambito stradale, ovvero materiali granulari non legati, con applicazione alle terre e a misti granulari stabilizzati, materiali legati con legante bituminoso, con applicazione al conglomerato bituminoso confezionato con leganti naturali e modificati ed infine materiali legati con legante cementizio, sottoforma di masselli autobloccanti per pavimentazioni pedonali.

Per ogni tipologia è stata svolta un'approfondita campagna sperimentale, al fine di conoscere quanto più possibile il comportamento meccanico macroscopico del materiale in esame. Successivamente sono state selezionate alcune prove sperimentali, rappresentative del comportamento del materiale, per la simulazione attraverso il metodo DEM.

Particolare attenzione è stata prestata alla caratterizzazione iniziale dei modelli numerici e alla procedura di calibrazione degli stessi, finalizzata a raggiungere un soddisfacente grado di rispondenza ai risultati sperimentali attraverso una procedura di back analysis.

Di particolare interesse è stato lo studio dei legami costitutivi caratterizzanti i materiali oggetto di studio. Per quanto riguarda i materiali granulari, per i quali i riferimenti in letteratura risultano più completi e dettagliati, si è verificato come sia sufficiente definire le rigidità dei singoli elementi, parametri che rimangono costanti per tutta la durata del test. Nella simulazione della sola prova di carico su piastra è stato, inoltre, necessario il ricorso alla definizione di legami di contatto tra le particelle, volti a rappresentare l'aspetto relativo alla compattazione del terreno oggetto di indagine.

Nello studio dei materiali legati con legante bituminoso è stato, invece, modellato il comportamento viscoelastico del conglomerato bituminoso, facendo variare nel tempo le rigidità dei singoli elementi sulla base del modello di Burger. Lo spostamento relativo di ogni coppia di particelle risulta governato da un sistema formato da una coppia molla-ammortizzatore in serie associata ad una coppia molla-ammortizzatore in parallelo. Le rigidità di contatto normale k_n e tangenziale k_s degli elementi ball sono state quindi calibrate in funzione delle due costanti elastiche delle molle e delle due costanti di smorzamento viscoso degli ammortizzatori. Nel dettaglio, le evidenze sperimentali fornite dai test eseguiti su miscele realizzate con stessa granulometria, ma diverso tipo di legante, mostrano che le due costanti di smorzamento viscoso sono i parametri principalmente associabili al comportamento del legante. Si osserva, infatti, che a valori maggiori di tali costanti corrisponde un comportamento macroscopico assimilabile a quello di un conglomerato bituminoso confezionato con legante modificato, ovvero in grado di assorbire deformazioni maggiori prima di collassare e con valori di resistenza sempre maggiori rispetto a quella confezionata con bitume tal quale. I risultati numerici ricalcano le curve sperimentali e ne confermano pertanto i risultati, evidenziando ulteriormente l'apporto decisivo del bitume ad alta modifica nella realizzazione di sovrastrutture durevoli, intrinsecamente pensate per garantire nel tempo la necessaria resistenza alle più severe azioni indotte dalle temperature e dal traffico veicolare. Infine, la modellazione dei materiali legati con legante cementizio è stata focalizzata sullo studio eseguito su masselli autobloccanti confezionati con materiale di riciclo, costituito da fanghi e sfridi di taglio derivanti dalla lavorazione di materiale ceramico. I risultati ottenuti mostrano che i parametri micromeccanici legati al comportamento macroscopico del modello numerico sono sia le rigidità dei singoli elementi ball, proporzionali al modulo elastico del materiale, sia le resistenze dei legami di contatto, associate alla resistenza ultima del materiale. Anche in questo caso ottima è la rispondenza con i dati sperimentali, sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo. I risultati permettono di cogliere, in particolare, un diverso comportamento del massello in funzione della direzione di carico, aspetto analogamente puntualizzato nei test di laboratorio. Questi ultimi hanno inoltre evidenziato una lieve carenza in termini di resistenza meccanica rispetto agli standard previsti in ambito stradale, legata principalmente alla

metodologia di compattazione utilizzata, ma controbilanciata da ottime proprietà superficiali che rendono il massello adatto ad un utilizzo nell'ambito delle pavimentazioni pedonali.

In ultimo, dopo aver applicato il codice di calcolo alle diverse tipologie di materiale e avere verificato la sua versatilità, l'attenzione è stata focalizzata sull'intera sovrastruttura stradale, analizzando nel dettaglio l'interazione tra gli apparati radicali arborei e gli elementi della sede stradale, argomento interessante e non ancora approfondito, ma di particolare attualità per quanto riguarda l'organizzazione degli spazi urbani e la sempre crescente attenzione alla disposizione del verde. Sulla base di un accurato rilievo visivo dei dissesti legati allo sviluppo radicale arboreo, sono state studiate diverse configurazioni, rappresentative di altrettante situazioni reali, costituendo un solido riferimento per una prima modellazione del fenomeno. I risultati sono coerenti con le evidenze sperimentali, mostrando in particolare come maggiori siano i danni quanto più le radici sono superficiali e quanto sia importante la scelta della granulometria e dell'addensamento del terreno, nonché la dimensione del sesto di impianto, ovvero lo spazio che la pianta ha a disposizione per il suo sviluppo.

In definitiva, dunque, le analisi e gli studi condotti nel corso della presente tesi permettono di affermare che il metodo agli elementi distinti particellari può essere visto come un interessante approccio per la modellazione numerica in alternativa alla modellazione tradizionale al continuo, essendo in grado di cogliere la natura eterogenea del materiale oggetto di studio. In particolare, il metodo DEM, già applicato con successo ai materiali sciolti, è stato adattato allo studio di materiali legati ottenendo ottimi risultati sia per i materiali contenenti legante idraulico, caratterizzati da un comportamento fragile definito da pochi parametri micromeccanici, sia per la modellazione del legame viscoso, che tuttavia richiede la calibratura di un maggior numero di parametri. A tal proposito sono da evidenziare gli aspetti negativi emersi nel corso dello studio, legati alla lenta procedura di calibrazione del modello numerico e all'elevato onere computazionale, strettamente correlato al numero di elementi e alla tipologia di legami del modello stesso.

Infine, è opportuno osservare che il metodo DEM non si propone solo come analisi di complemento, ma in alcuni ambiti risulta essere uno strumento privilegiato per la descrizione dei fenomeni reali non ancora del tutto compresi, giustificandone uno studio più approfondito.

6.2. Prossimi spunti della ricerca

La ricerca presentata pone le basi per interessanti sviluppi futuri, mirati alla definizione di un vero e proprio "laboratorio numerico" in cui il metodo DEM possa essere utilizzato accanto e a supporto delle analisi di laboratorio per estendere la base di dati a disposizione. Analogamente a quanto svolto nel corso

della tesi, il laboratorio fisico rimarrà la base di partenza per le indicazioni e i parametri chiave da utilizzare a livello micromeccanico per la calibrazione del modello, mentre il “laboratorio numerico” completerà il range dei dati richiesti, stabilendo come cambiano le caratteristiche meccaniche di un materiale o di una miscela al variare del volume dei vuoti, della granulometria e di altri parametri di interesse.

In secondo luogo, ampliando la scala di indagine alla quella reale, risulta di particolare interesse l'approfondimento dello studio effettuato sull'interazione tra l'apparato radicale arboreo e la sovrastruttura stradale, associando alle simulazioni numeriche eseguite una campagna sperimentale al fine di tarare opportunamente il modello realizzato e, sulla base dei risultati forniti, definire delle linee guida per la corretta progettazione del verde urbano, in modo da eliminare o quanto meno limitare i dissesti causati dallo sviluppo radicale arboreo alle infrastrutture.

6.3. Contributo originale

Il principale elemento di originalità presentato nel corso della tesi riguarda lo studio dei materiali attraverso un codice di calcolo in grado di considerare la natura eterogenea della materia e, in particolare, l'applicazione del metodo ad elementi distinti particellari ai materiali legati, visti non più come un continuo, ma come insieme eterogeneo di elementi caratterizzati dalla presenza di matrice litica e legante: numerose esperienze in letteratura trattano, infatti, dell'utilizzo del metodo DEM nello studio di materiali granulari, mentre solo di recente si è estesa l'applicazione ai materiali legati, come è stato approfondito nel corso della presente indagine. Il metodo esaminato consente pertanto di partire da un'analisi a livello microscopico per simulare il comportamento macroscopico del materiale, riuscendo a cogliere aspetti di dettaglio che sfuggono alla tradizionale modellazione FEM.

In secondo luogo, indipendentemente dalla simulazione numerica, le stesse applicazioni riguardanti i materiali studiati risultano originali ed innovative. Nell'ambito dei materiali bituminosi è stato infatti confrontato un conglomerato confezionato con un legante naturale ad uno confezionato con bitume ad alta modifica, evidenziandone le principali differenze in termini di caratteristiche ed applicazioni pratiche. Nello studio dei materiali cementizi, invece, si è valutata la possibilità di confezionare masselli autobloccanti per pavimentazioni stradali pedonali inserendo tra le materie prime scarti dell'industria ceramica quali sfridi e fanghi di lavorazione.

In ultimo, lo studio conclusivo riguardante l'interazione tra l'apparato radicale arboreo e la sovrastruttura stradale, analizzata ancora una volta attraverso il metodo DEM sulla base di un rilievo della situazione reale, risulta essere ad oggi, come già anticipato, un argomento interessante e non ancora approfondito, ma di particolare attualità per quanto riguarda l'organizzazione degli spazi urbani e,

in particolare, la sempre crescente attenzione alla disposizione del verde urbano. Le diverse configurazioni studiate, rappresentative di altrettante situazioni reali, costituendo un solido riferimento per una prima modellazione del fenomeno e propongono l'utilizzo del metodo DEM non solo come analisi di complemento, ma come strumento privilegiato per la descrizione di fenomeni reali non ancora del tutto compresi.

Bibliografia

Abbas A.R. "Simulation of the micromechanical behavior of asphalt mixtures using the discrete element method", PhD. Thesis, Washington State University, 2004

Achmus M., Abdel-Rahman K. - "*The influence of "up-scaling" on results of particle method calculations of non-cohesive soil*" - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 183-187, 2002

Apuani T., Masetti M., Uttini A., Vezzoli L., Corazzato C. - "*Caratterizzazione geotecnica e modellazione numerica ad elementi distinti dei depositi della Sciara del Fuoco (Stromboli, Italia)*" - Giornale di Geologia Applicata 2, pag. 265-270, 2005

Azvedo n., May I, lemons J.V. - "*Numerical simulation of plain concrete under shear loading conditions*" - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 79-86, 2002

Bischetti GB., Chiaradia E.A., Simonato T., Speziali B., Vitali B., Vullo P., Zocco A., - "*Root Strength and Root Area Ratio of Forest Species in Lombardy (Northern Italy)*" - Plant and Soil, Springer Netherlands Publ., vol. 278, n° 1/2, 2005.

Bovo G., Miglietta P., Peano O., Vanzo A., - "*Manuale per tecnici del verde urbano*" - Città di Torino, Assessorato per l'Ambiente e lo Sviluppo sostenibile, 1995

Brown S., Gibb J.M - "*Validation experiments for permanent deformation testing of bituminous mixtures*" - Journal of the Association of Asphalt Pavement Technologists, vol. 65, USA, 1996.

Buttler, W.G., Roque R. - "*Evaluation of Empirical and Theoretical Models to Determine Asphalt Mixture Stiffnesses at Low Temperatures*", Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, pp. 99-141, 1996.

Buttlar, W.G., Roque R. - "*Micromechanical Modeling to Predict the Stiffness of Asphalt Concrete*" - Fifth Pan American Congress on Applied Mechanics, Applied Mechanics in the Americas, San Juan, Puerto Rico, L.A. Godoy, M. Rysz, L.E. Suarez, eds., Vol. 4, pp. 175-178, 1997.

Buttlar W.G., Bozkurt D., Al-Khateeb G.G., Waldhoff A.S. - "*Understanding asphalt mastic behavior through micromechanics*" - Journal of The Transportation Research Board, No. 1681, pp.157-169, 1999.

Buttlar W.G., You Z. - "*Discrete Element Modelling of Asphalt Concrete: A Microfabric Approach*" - Transportation Research Record, n. 1757, pg. 111-118, 2001.

Button J., Little D., Jagadam V. and Pendleton O. - "*Correlation of selected laboratory compaction methods with field compaction.*" - Strategic Highway Research Program National Research Council, Project A-005, College Station, Texas, 1992

Calvetti F. - "*Limitations and perspectives of the micromechanical modelling of granular materials*" - Mathematical and Computer Modelling 37, pag. 485-495, 2003

Calvetti F. - "*Un modello ad elementi distinti per la sabbia del Ticino*" - IARG, Pisa, 26-28 giugno 2006

Cardone F., Cerni G., Colagrande S., Virgili A. - "*The use of residual muds obtained by the production of tiles in road embankments*" - V° International Congress VARIREI, L'Aquila, 2005.

Cerni G. - "*Le prove di ormaiamento*" - 1° Corso di Alta Formazione alla Ricerca ICAR/04, Summer School SIV, Cingoli, 2003.

Chang G.K., Meegoda J.N. - "*Simulation of the Behaviour of Asphalt Concrete Using Discrete Element Method*" - 2nd International Conference On Discrete Element Methods, M.I.T., 1993.

Chang, G.K., Meegoda, J.N. - "*Micromechanical simulation of hot mix asphalt.*" - Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, No. 5, May, pp. 495-503, 1997.

Chang G.K., Meegoda J.N. - "*Micro-mechanic Model For Temperature Effects of Hot Mix Asphalt Concrete*" - TRB, 1999

Chareyre B., Villard P. - *"Discrete element modeling of curved geosynthetic anchorages with known macro-properties"* - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 197-203, 2002

Colangelo F., Marroccoli M., Ciuffi R. - *"Properties of self-levelling concrete made with industrial wastes"* - International RILEM Conference on the use of recycled materials in building & structures, Barcelona, Spain, 2004.

Collop A.C., McDowell G.R., Lee Y. - *"Modelling the behaviour of an idealised asphalt mixture using the distinct element method"* - TRB 83rd Annual Meeting, Washington DC, Jan 11-15th, 2004

Collop A.C., Khazada. S. - *"Permanent Deformation Behaviour of Idealised Bituminous Mixtures"* - 3rd European Symposium on Performance and Durability of Bituminous Materials and Hydraulic Stabilised Composites, 1999.

Cooley E.R., Kandhal P.S., Zhang J. - *"Performance testing for hot mix asphalt"* - NCAT Report 01-05, Auburn, USA, 2001.

Corinaldesi V., Moriconi G. - *"I materiali inerti da demolizioni nelle malte e nei calcestruzzi: nuove prospettive"* - Rivista nazionale "Recycling, demolizioni & riciclaggio" n°2 , 2002.

Corinaldesi V., Moriconi G. - *"Riciclaggio dei materiali da demolizione nella produzione del calcestruzzo"* - Enco Journal n° 31, 2005.

Cundall, P.A. - *"A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems."* - Proceedings of the International Symposium of Rock Fracture, Nancy, France, paper no. II.8, 1971.

Cundall, P.A., Strack O.D.L. - *"A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies"* - Géotechnique, 29, 47-65 , 1979.

Cundall, P.A. - *"Distinct Element Models of Rock and Soil Structure"* - in Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics, Chapter 4, pp. 129-163. E. T. Brown, Ed. London: George Allen and Unwin, 1987.

Cundall P.A., Hart R. - *"Numerical Modelling of Discontinua"* - Journal of Engineering Computations, n. 9, pg. 101-113, 1992.

Cundall P.A. - *"A discontinuous future for numerical modeling in geomechanics?"* - Geotechnical Engineering n° 149 pag. 41-47, 2001.

Cundall P.A., Ruest M.R. Guest A.R., Chitombo G. - "Evaluation of schemes to improve the efficiency of a complete model of blasting and rock fracture" - Numerical Modelling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H., A.A. Balkema, pg. 107-115, 2003.

D'Amato N., Sydnor D., Hunt R., Bishop B., - "Root growth beneath sidewalks near trees of four genera" - Journal of Arboriculture n° 28, pag. 283 - 290, 2002.

De Josselin de Jong G., Verruijt A. - "Etude photo-elastique d'un empilement de disques" - Cahiers du Groupe Francais de Rheologie, n. 2(1), pg. 73-86, 1969.

Degiovanni E. - "Effetti dell'umidità sulle prestazioni attese da conglomerati bituminosi per strati di usura" - XVI Convegno Nazionale S.I.I.V., Cosenza 20-22 settembre 2006

Di Benedetto H., De La Roche C. - "Stiffness modulus and fatigue" - Bituminous binder & mixes, Proceedings to RILEM Report 17, E & FN SPON, Francia, 1996.

Di Benedetto H., Corté J.F. - "Materiaux routiers bitumineux" vol. 2 - Mécanique et Ingegnerie des Materiaux, Lavoisier, Francia, 2005.

Dolezalova M., Czene P., Havel F. - "Micromechanical modeling of stress path effects using PFC2D code" - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 173-181, 2002

Dondi G., Bragaglia M., - "Modellazione ad elementi distinti particellari della prova ITSM" - XVI Convegno Nazionale SIIV, Arcavacata di Rende (CS), 20-22 settembre 2006

Dondi G., Bragaglia M., Vignali V. - "Bituminous Mixtures Simulation With Distinct Particle Elements Method" - III International SIIV Congress, Bari, 22-24 September, 2005.

Dondi G., Bragaglia M., Vignali V. - "Evoluzione dei criteri di calcolo delle pavimentazioni flessibili: i modelli particellari" - XVII Convegno Nazionale SIIV, 2008

Dondi G., Bragaglia M., Vignali V. - "Flexible pavement simulation with distinct particle element method" - IV International SIIV Congress, Palermo, 12-14 september 2007

Dondi G., Vignali V., "La spinta delle terre: potenzialità del metodo degli elementi distinti particellari", XVI Convegno Nazionale SIIV, Arcavacata di Rende (CS), 20-22 Settembre 2006

Dondi G., Vignali V., Bragaglia M. - "Modellazione mediante elementi distinti particellari delle prove sui materiali granulari" - XVI Convegno Italiano di Meccanica Computazionale, Bologna, 26-28 giugno 2006

Drescher A., Kim J.R., Newcomb D.E. - "Permanent Deformation in Asphalt Concrete" - Journal of Materials in Civil Engineering, n. 5(1), pg. 112-127, 1993.

Dunhill S.T., Airey G.D., Collop A.C., Scarpas A., "Advanced constitutive modelling of bituminous materials", International Journal of Pavement Engineering, Taylor & Francis, Vol. 7, N. 3, pg. 153-165, 2006.

Ferreira J.M.F., Torres P.M.C., Silva M.S., Labrincha J.A. - "Recycling of sludges generated from natural stones cutting processes in ceramic formulations" - Proc. TMS Fall Meeting on Recycling and Waste Treatment in Mineral and Metal Processing: Technical and Economic Aspects, Vol.2, p. 389-95, ed. B. Bjorkman, C. Samuelsson, J. Wikstrom, Lulea, Sweden, 2002

Gerhokoff D.R., Carswell J., Nicholls J.C., Mercer J. - "The influence of binder properties on the wheel-tracking rate of hot rolled asphalt" - Proceedings of 1nd Euraspalt & Eurobitume Congress, Strasburgo, Francia, 1996.

Giuliani F., Degiovanni E. - "Interlocking concrete pavement: a new way of recycling waste materials from ceramic industry" - Varirei, L'Aquila, 2007

Goodman, R. E., Taylor, R. L., and Brekke, T. L. - "A model for the mechanics of jointed rock." - ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division., Vol. 94, pp. 637-659. 1968.

Hashin, Z. - "Viscoelastic Behaviour of Heterogeneous Media" - Journal of Applied Mechanics, Trans. ASME, No. 9, pp. 630-636, 1965.

Hazzard J.F., Young R.P., Maxwell S.C. - "Micromechanical Modelling in Cracking and Failure of Brittle Rocks" - Journal Geophysical Research, n. 105(B7), pg. 16683-16697, 2000.

Ishibashi I., Chen Y.C. - "Dynamic Shear Moduli and Their relationship To Fabric of Granular Materials" - Micromechanics of granular materials, ed. M. Satake and J.T. Jenkins, Elsevier Science Publishers B.V.: Amsterdam, References 177, pg. 95-102, 1988.

Itasca Consulting Group - "*Particle Flow Code in 2-D (PFC2D): User's Manual*" - Version 2.0, Minneapolis, Minnesota, USA, 2002

Iwashita K., Oda M. - "*Numerical simulation of granular material flow in silo by modified distinct element method*", - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 53-59, 2002

Kim H., Buttlar, W.G. - "*Micromechanical fracture modeling of hot-mix asphalt concrete based on a disk-shaped compact tension test.*" - Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 74E, 2005.

Kim H., Wagoner M.P., Buttlar W.G. - "*Toward Realistic Heterogeneous Fracture Modeling of Asphalt Mixture Using Disk-Shaped Compact Tension Test Based on Discontinuum Approach*" - 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., 2006.

Kim. H., Wagoner M., Buttlar W.G. - "*Fracture behaviour of asphalt mixtures using the disk-shaped compact tension test and discrete element method*" - 10th International conference on asphalt pavements, Québec City, Canada, 12-17 August, 2006.

Konietzky H., te Kamp L., Bertrand G. - "*Modeling of Cyclic Fatigue Under Tension with P.F.C.*" - Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, ed. H. Konietzky, A.A. Balkema: The Netherlands, pg. 101-105, 2003.

Konietzky H., te Kamp L., Hainbuchner E., Pottoff S. - "*Particle based modeling of shear box tests and stability problems for shallow foundations in sand*" - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 151-156, 2002

Kose S., Guler M., Bahia H.U., Masad E. - "*Distribution of Strains within Asphalt Binders in HMA Using Imaging and Finite Element Techniques*" - Transportation Research Board, 79th Annual Meeting, Washington, D.C. , 2000.

Lo Iacono A. - "*Valutazione della stabilità degli alberi ornamentali nella città di Torino*" - tesi di laurea in Gestione e tutela dell'ambiente agro - forestale, 2006.

McDowell G.R., Harireche O. - "*Discrete Element Modelling of Soil Particle Fracture*" - Géotechnique, n. 52(2), pg. 131-135, 2002.

McDowell G.R., Hareche O. - "*Discrete Element Modelling of Yielding and Normal Compression of Sand*" - *Géotechnique*, n. 52(4), pg. 299-304, 2002.

McPherson G.E., Costello L. R., Burger D. W. - "*Can trees win the battle with infrastructure?*" – *Arborist News*, vol. 10, n°3. 2001.

McPherson G.E., Muchnick J., - "*Effects of street tree shade on Asphalt concrete pavement performance*" – *Journal of Arboriculture* n° 31, pag. 303 – 310, 2005.

Montepara A., Giuliani F., Degiovanni E., Italia P. - "*L'utilizzo del bitume modificato per il miglioramento della resistenza all'ormaiamento ed alla fatica delle pavimentazioni stradali flessibili*" - XXV Convegno Nazionale Stradale AIPCR, Napoli 4-7 ottobre 2006

Montepara A., Giuliani F., Degiovanni E., Italia P. - "*Valutazione della risposta meccanica e della resistenza a fatica di conglomerati realizzati con bitume modificato di tipo Hard*" - *Strade&Autostrade*, n°2 marzo/aprile 2006

Montepara A., Giuliani F., Degiovanni E. - "*Waste materials from ceramic industry in the production of cement blocks for parking lots and pedestrian ways*" - Special ICPT Symposium 2007, Beijing – Cina 16-18 Marzo 2007

Morchen N., Walz B. - "*Model generation and calibration for a pile loading in the particle flow model*" - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 189-195, 2002

Ngo D., Scordelis A.C. - "*Finite element analysis of reinforced concrete beams.*" - *ACI Materials Journal*, Vol. 64, pp. 152–163, 1967.

Potyondy D.O., Cudall P.A., Lee C.A. - "*Modelling rock using bonded assemblies of circular particles*" - *Rock Mechanics*, Balkema, Rotterdam, 1996.

Potyondy D.O. - "*A Bonded-Disk Model for Rock: Relating Microproperties and Macroproperties*" - 3rd International Conference on Discrete Element Methods (Santa Fe, September 23-25, 2002).

Potyondy D.O., Cundall P.A. - "*A bonded-particle model for rock*" - *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* n° 41, pag. 1329-1364, 2004

Powrie W. - "*Numerical Modelling of Plane Strain Tests on Sands Using a Particulate Approach*" - *Géotechnique*, n. 55(4), pg. 297-306, 2005.

Randrup T. B., McPherson E. G., Costello L. R. - "A review of tree root conflicts with sidewalks, curbs, and roads" – Urban Ecosystems. 2003.

Raven P.H., Evert R.F., Eichorn S.E., - "Biologia delle piante" – Zanichelli, Bologna, 2002.

Read J.M., Collop A.C. - "Practical fatigue characterisation of bituminous paving mixtures, *Journal of the Association of Asphalt Paving Technology*" - Vol. 65, pg. 74-108, 1997.

Rowe G., Buoldin M. - "Improved techniques to evaluate the fatigue resistance of asphaltic mixtures" - Proceedings of 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress, vol. I, Barcellona, Spagna, 2000.

Santagata E., De Palma C., Bassani M. - "Indagine sperimentale sull'impiego della pressa a taglio giratoria" - XXII Convegno Nazionale SIV, La Sicurezza Stradale, Università degli Studi di Pisa, Italia, 1997.

Schmid I., Kazda M., - "Vertical distribution and radial growth of coarse roots in pure and mixed stands of *Fagus sylvatica* and *Picea abies*" – Canadian Journal of Forest Research, n° 31 pag. 539 – 548, 2001.

Schmid J., Kadza M., - "Root distribution of Norway spruce in monospecific and mixed stands on different soils" – For. Ecol. Manual n° 159, pag. 37 – 47, 2002.

Shashidhar, N., Shenoy A. - "On Using Micromechanical Models to Describe Dynamic Mechanical Behavior of Asphalt Mastics" - Transportation Research Board, 79th Annual Meeting, Washington, D.C., 2000

Shimoda T., Yokoyama S., Hirao Y. - "Eco-cement: a new Portland cement to solve municipal and industrial waste problems" - Taiheiyo Cement Kenkyu Hokoku (Journal of the Taiheiyo Cement Corporation, Vol. 138, pp. 5-15), Japan, 2000.

Soares JB, Colares de Frejtas F.A., Allen D.H. "Crack modelling of Asphaltic mixtures considering heterogeneity of the material", TRB Annual Meeting, 2003

Sousa J.B., Craus J., Monismith C.L. - "Summary report on permanent deformation in asphalt concrete" - SHRP – A/IR-91-104, SHRP National research Council, Washington D.C., 1991.

Sousa J.B., Weissman S.L. - "Modelling Pavement Deformation of Asphalt aggregate Mixes" - Asphalt Paving Technology, n. 63, pg. 224-257, 1994.

Strazzullo A. - "*L'albero nella strada*" – Comune di Arezzo, Assessorato all'Ambiente, 2005.

Tashman L., Masad E., Peterson B., Saleh H. - "*Internal structure analysis of asphalt mixes to improve the simulation of Superpave gyratory compaction to field compaction*" - ,Asphalt Paving Technology, Vol. 70, 2001.

Thornton C., Ciomocos M.T., Yin K.K. - "*Fracture of Particulate Solids*" - Powders and Grains, ed. R.P. Behringer and J.T. Jenkins, Balkema: Rotterdam, pg. 131-134, 1997.

Tucci A., Rambaldi E., Esposito L. - "*Use of scrap glass as raw material for porcelain stoneware tiles*" - Advanced in Applied ceramics, Vol. 105 n° 1, 2006

Uthus L., Hopkins M.A., Horvli I. – "*Discrete element modelling of the resilient behaviour of unbound granular aggregates*" – International Journal of Pavement Engineering, vol. 9 n° 6, pag. 387-395, Dicembre 2008

Van der Poel C. - "*Time and Temperatures Effects on the Deformation of Asphaltic Bitumens and Bitumen-Mineral Mixtures*" - Journal Society of Petroleum Engineers, pg. 47-53, 1955.

Van Dijk W. - "*Practical Fatigue Characterisation of Bituminous Mixes*" - Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Vol. 44, pg. 38-74, 1975.

Van Dijk W., Visser W. - "*The energy approach to fatigue for pavement design*" - Journal of the Association of Asphalt Pavement Technologists, vol. 46, USA, 1977.

Wanne T. - "*PFC3D Simulation Procedure for Compressive Strength Testing of Anisotropic Hard Rock*" - Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, ed. H. Konietzky, A.A. Balkema: The Netherlands, References 183, pg. 241-249, 2003.

Zhou J., Chi Y. - "*Shear band of sand simulated by Particle Flow Code (PFC)*" - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 205-210, 2002

Zyrianov D.V. Korsnes R. - "*A numerical model for simulation of sea ice destruction due to external stress in geoscale areas*" - Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, Konietzky H. ed., Balkema, pag. 29-35, 2002

Riferimenti Normativi

AASHTO 283- *“Resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage”*, 1985.

ANAS – *“Istruzioni per l’inserimento ambientale delle infrastrutture stradali e ferroviarie con riferimento al controllo dell’inquinamento acustico”*, 1992.

ASTM D 2726-a: *“Standard test method for bulk specific gravity and density of compacted bituminous mixtures”*, 1993

ASTM D 3497 – *“Standard Test Method for Dynamic Modulus of asphalt mixtures”*, 1985

ASTM D2041 - *“Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures”*, 1994 e 2000

ASTM E303 – *“Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester”*, 1993 e 2008

CEN prEN 12697-22 – *“Bituminous mixtures – Test method for hot mix asphalt –Part 22: Wheel Tracking”*, 2005

Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 8321 – 11/08/66 - *“Alberature stradali, istruzioni per la salvaguardia del patrimonio arboreo in rapporto alla sicurezza della circolazione stradale”*

CNR B.U. 146 – *“Determinazione dei moduli di deformazione M_d e M_d^1 mediante prova di carico a doppio ciclo con piastra circolare”*, 1992

CNR B.U. 22 – *“Peso specifico apparente di una terra in sito”*, 1972

CNR B.U. 38 – *“Determinazione del contenuto di legante di miscele di bitume ed aggregati lapidei”*, 1973

CNR B.U. 39 – “Determinazione della porosità o percentuale dei vuoti di miscele di aggregati lapidei con bitume o catrame”, 1973

CNR B.U. 63 – “Determinazione della massa volumica apparente dei granuli di un aggregato”, 1978

CNR UNI 10009 – “Prove sui materiali stradali. Indice di portanza CBR di una terra”, 1964

CNR-UNI 10006 – “Costruzione e manutenzione delle strade. Tecnica di impiego delle terre”, 2002

Comune di Parma – “Regolamento del Verde” - approvato in data 24/07/2001

Comune di Sant’Ilario d’Enza – “Regolamento per il Verde urbano”

D.lgs 22 del 05/02/97 – “Attuazione delle direttive 91/156/CEE sui rifiuti, 91/689/CEE sui rifiuti pericolosi e 94/62/CE sugli imballaggi e sui rifiuti di imballaggio” - Pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale n. 38 del 15 febbraio 1997

D.lgs. 285 del 30/04/1992 – “Nuovo Codice della Strada”, 1992

D.M. del 05/02/1998 – “Individuazione dei rifiuti non pericolosi sottoposti alle procedure semplificate di recupero ai sensi degli articoli 31 e 33 del decreto legislativo 5 febbraio 1997, n. 22.”, 1998

D.P.R. 459/92 “Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo Codice della Strada”, 1992.

D.P.R. 915 del 10/09/82 – “Attuazione delle direttive (CEE) n. 75/442 relativa ai rifiuti, n. 76/403 relativa allo smaltimento dei policlorodifenili e dei policlorotrifenili e n. 78/319 relativa ai rifiuti tossici e nocivi.” – pubblicato in Gazzetta Ufficiale n. 343 del 15 dicembre 1982

DM 5/11/2001 - "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n° 3 del 4 gennaio 2002.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Ispettorato per la Circolazione e la Sicurezza Stradale e CIRS – studio a carattere pre-normativo delle “Nomra tecniche di tipo prestazionale per Capitolati speciali d’appalto tipo “

NLT 352/86 – *“Caracterizacion de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cantabro de la pérdida por destaste”*, 1986

R.D. 2234/39 – *“Coefficiente di usura per attrito radente al tribometro”*, 1939

R.D. 262 del 16/03/1942 – *“Approvazione del testo del Codice Civile”* - Pubblicato nella edizione straordinaria della Gazzetta Ufficiale, n. 79 del 4 aprile 1942

UNI EN 12390-3 – *“Prova sul calcestruzzo indurito – resistenza a compressione dei provini”*, 2003

UNI EN 1338 – *“Masselli di calcestruzzo per pavimentazione – Requisiti e metodi di prova”*, 2004

UNI EN 13424 – *“Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade”*, 2008

UNI EN 14617-4 – *“Lapidei agglomerati - Metodi di prova - Parte 4: Determinazione della resistenza all'abrasione”*, 2005

Indice delle figure

1.1	- Strutture multi-scala e tecniche di modellazione numerica (Kim et al., 2006)	4
1.2	- Distribuzione delle forze di contatto per un modello di 100 particelle (Cundall e Strack, 1979)	5
1.3	- Simulazione dello scioglimento dei ghiacci a causa di fenomeni atmosferici (Zyrianov, Korsnes - 1995)	7
1.4	- Studio del flusso di materiale granulare in uscita da un silo (Iwashita, Oda - 1995)	7
1.5	- Meccanismo fisico di fessurazione indotto da trazione indiretta (a, b) e schematizzazione come insieme legato di particelle circolari (c)- Potyondy e Cundall, 2004	8
1.6	- Distribuzione delle fessure post picco alla pressione di confinamento di 0.1 MPa (sinistra) e 70 MPa (destra) - Potyondy, Cundall, 2004	8
1.7	- Schema di un mezzo granulare numerico	10
1.8	- Ciclo di calcolo PFC (Itasca, 2002)	14
1.9	- Schema di dischi compressi tra pareti rigide (Cundall e Strack, 1979)	15
1.10	- Sistema massa/molla monodimensionale (Itasca, 2002)	16
1.11	- Sistema multiplo massa/molla (Itasca, 2002)	17
1.12	- Notazioni utilizzate per la descrizione di un contatto ball-ball (Itasca, 2002)	18
1.13	- Modello costitutivo per contatto puntuale (Itasca, 2002)	23
2.1	- Modello con 10000 particelle per il test di compressione biassiale (sinistra) e schema della coppia di sfere legate mediante contact bond (sinistra)- Powrie, 2005	24
2.2	- Grafico tensioni/deformazioni in una prova di compressione assiale (Dolezalova, 2002)	25
2.3	- Prova CBR: castello di prova, visione di insieme (sinistra) e dettaglio (destra)	26
2.4	- Curva granulometrica	28
2.5	- Curva di costipamento - Prova Proctor	29
2.6	- Prova CBR: dati sperimentali	31

2.7	- Curva granulometrica: confronto tra curva sperimentale e numerica	33
2.8	- Espansione del raggio con moltiplicatore fisso: sovrapposizione ball e loro dispersione	34
2.9	- Andamento dello sforzo isotropico all'interno del provino	36
2.10	- Distribuzione delle forze di compressione prima e dopo la ricerca dello sforzo isotropico	36
2.11	- Valutazione della forza peso a fronte dell'installazione dell'accelerazione di gravità (forza peso linea continua, velocità linea tratteggiata)	38
2.12	- Modello per prova CBR: contatti (sinistra) e forze di contatto interne (destra)	38
2.13	- Fustella CBR al termine della prova (particolare)	39
2.14	- Grafico carico/cedimento con semplice piastra di carico	39
2.15	- Simulazione prova CBR: inizio test (in blu le piastre di carico)	40
2.16	- prova CBR: vettori velocità (sinistra) e forze di contatto(destra) a fine test	41
2.17	- Cerchi di misura utilizzati durante la prova CBR	41
2.18	- Andamento dell'addensamento all'interno del modello numerico durante la prova CBR	42
2.19	- Prova CBR: confronto tra dati sperimentali e modellazione numerica	43
2.20	- Rapporto tra coefficiente di attrito macroscopico e microscopico secondo Appiani (2005) – a sinistra – e Morchen e Waltz (2002) – a destra	44
2.21	- Prova CBR: Velocità max. Da sinistra: 3000 step = 4.38×10^{-6} m/step; 5000 step = 9.95×10^{-6} m/step; fine test = 6.46×10^{-6} m/step.	44
2.22	- Prova CBR: Forza max. Da sinistra: 3000 step = 3.54×10^3 N; 5000 step = 5.48×10^3 N; fine test = 6.10×10^3 N	44
2.23	- Fuso granulometrico delle terre per la stabilizzazione con calce (CNR B.U. 36/73)	47
2.24	- Curva di compattazione – Prova Proctor	48
2.25	- Verifica della densità tramite volumometro a sabbia	48
2.26	- Prova di carico su piastra: allestimento sperimentale (manometro)	49
2.27	- Prova di carico su piastra: allestimento sperimentale (castello di prova)	49
2.28	- Prova di carico su piastra: curva sperimentale carico/cedimento	49
2.29	- Prova di carico su piastra: modello numerico all'inizio del test	51
2.30	- Prova di carico su pali (Morchen e Waltz, 2002)	52
2.31	- Studio della stabilità delle fondazioni a nastro (Konietzky et al., 2002)	52
2.32	- Prova di carico su piastra: step di carico	54
2.33	- Prova di carico su piastra: modello al termine del ciclo di carico	55
2.34	- Prova di carico: confronto dati sperimentali e numerici	56

3.1	-	Prelievo dei materiali	60
3.2	-	Curva granulometrica – conglomerato naturale e modificato	60
3.3	-	Schema dell’allestimento di laboratorio per la determinazione di G_{mm} .	64
3.4	-	Curve di addensamento, confronto fra conglomerati.	66
3.5	-	Allestimento delle prove di modulo complesso e angolo di fase.	67
3.6	-	Modulo complesso: confronto tra le due miscele.	68
3.7	-	Angolo di Fase: confronto tra le due miscele.	68
3.8	-	Master Curve per Modulo Complesso – Naturale 17/11/04	69
3.9	-	Master Curve per Angolo di Fase – Naturale 17/11/04	70
3.10	-	Rappresentazione nel Piano di Cole & Cole	70
3.11	-	Rappresentazione nello Spazio di Black	71
3.12	-	Set-up di prova per trazione indiretta	71
3.13	-	Test di trazione indiretta, normativa CNR	72
3.14	-	Test di trazione indiretta, normativa SHRP	72
3.15	-	Deformazione a rottura.	73
3.16	-	Resistenza a trazione indiretta.	73
3.17	-	Allestimento della prova a fatica in configurazione di trazione indiretta.	75
3.18	-	Campioni per la prova di fatica e Tecnica di rettifica	76
3.19	-	Fenomeni di punzonamento nei punti di applicazione del carico.	76
3.20	-	Determinazione del numero di cicli a rottura secondo Collop.	79
3.21	-	Innesco della fessura per fatica	79
3.22	-	Curve di fatica	80
3.23	-	Apparato di prova per il test di ormaiamento (A) e modalità di misura (B)	83
3.24	-	Test di ormaiamento: abbassamento del provino durante il test	84
3.25	-	Evoluzione dell’ormaiata in funzione del numero di cicli	84
3.26	-	Spanciamento del campione in prossimità del termine della corsa della ruota	85
3.27	-	Evoluzione dei modelli micromeccanici per lo studio dei conglomerati bituminosi (Buttlar e You, 2001)	86
3.28	-	Provino sintetico sottoposto a IDT e modello numerico a elementi discreti – 130 particelle (Buttlar e You, 2000)	87
3.29	-	Simulazione del test di trazione indiretta e rottura del provino (Buttlar e You, 2000)	88
3.30	-	Analisi dell’immagine e modello DEM derivato (Buttlar e You, 2004)	89
3.31	-	Modello numerico 3D (Collop et al., 2004)	90
3.32	-	Interpolazione degli sforzi registrati durante la modellazione: superficie esponenziale per sforzi di compressione (a), superficie a sella per sforzi di trazione (b) – Dondi e Bragaglia (2006)	91
3.33	-	Micromechanical System of HMA (Chang e Megoda, 1997)	93
3.34	-	Modello bi-particellare (sinistra) e creep-compliance (destra) - Abbas, 2004	94

3.35	- Modello bi-particellare (sinistra) e relaxation modulus (destra) – Abbas, 2004	94
3.36	- Modello di Burger	95
3.37	- Test di trazione indiretta: configurazione di prova	96
3.38	- Test di trazione indiretta verticale: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento - compattazione Marshall	99
3.39	- Test di trazione indiretta: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento – compattazione giroscopica	100
3.40	- Test di trazione indiretta: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento nelle quattro configurazioni considerate	100
3.41	- Test di trazione indiretta configurazione verticale: innesco della frattura e distribuzione delle forze interne (in nero: compressione, in rosso: trazione)	101
3.42	- Test di trazione indiretta configurazione verticale: velocità di spostamento degli elementi ball alla rottura	101
3.43	- Influenza del fattore di up-scaling (Konietzky et al.,2002)	103
3.44	- Modellazione della prova triassiale al variare del fattore di up-scaling (Achmus et al., 2002)	103
3.45	- Curva granulometrica: confronto tra curva sperimentale e numerica	104
3.46	- Distribuzione delle forze di compressione al termine della ricerca dello sforzo isotropico	105
3.47	- Valutazione della forza peso a fronte dell'installazione dell'accelerazione di gravità, al variare della rigidità degli elementi ball	106
3.48	- modello per trazione indiretta “reale”: contatti (sinistra) e forze di contatto interne (destra)	107
3.49	- Test di trazione indiretta con modello “reale”: curva forza/spostamento	108
3.50	- Test di trazione indiretta con modello “reale”: distribuzione delle forze di contatto interne durante la prova (compressione in nero e trazione in rosso)	108
3.51	- Test di trazione indiretta con modello “reale”: confronto con provino sperimentale	109
3.52	- Test di trazione indiretta con modello “reale”: confronto con modello FEM (Soares, 2004)	109
3.53	- Wheel-tracking test: modello numerico all'inizio del test	110
3.54	- Wheel-tracking-test: modello numerico con ruota di carico (sinistra) e castello di prova sperimentale (destra)	111
3.55	- Wheel-tracking test: forze di contatto sviluppate tra la superficie del provino e la ruota di carico	111
3.56	- Wheel-tracking test: andamento dei vettori velocità durante il test	112

3.57	- Wheel-tracking test: confronto tra dati sperimentali e numerici per il conglomerato naturale	113
3.58	- Wheel-tracking test: confronto tra dati sperimentali e numerici per il conglomerato Hard	113
3.59	- Wheel-tracking test: confronto qualitativo tra la deformata sperimentale (linea tratteggiata) e numerica (linea continua)	114
4.1	- Elementi commerciali di raffronto	120
4.2	- Test di trazione indiretta in configurazione orizzontale: inizio (A) e fine (B) test	122
4.3	- Test di trazione indiretta in configurazione verticale: inizio (A) e fine (B) test	122
4.4	- Test TI in controllo di deformazione – configurazione verticale	123
4.5	- Test TI in controllo di deformazione – configurazione orizzontale	123
4.6	- Confronto TI configurazione verticale e orizzontale	124
4.7	- Confronto TI condizioni secche e umide	124
4.8	- Test di resistenza a compressione: inizio del test (sinistra) e test ultimato (destra)	125
4.9	- Test di resistenza a compressione su provini in condizioni secche	126
4.10	- Test di resistenza a compressione su provini in condizioni umide	126
4.11	- Rotture soddisfacenti di provini cubici e risultati sperimentali	128
4.12	- Valutazione della resistenza allo scivolamento: (A) skid tester; (B) misura in diagonale; (C) misura su due masselli affiancati	128
4.13	- Tribometro Amsler	129
4.14	- Prova tribometrica: (A) prima del test; (B) dopo il test	130
4.15	- Prova Cantabro: (A) prima del test; (B) dopo il test	131
4.16	- Prova Cantabro: confronto tra le diverse tipologie di masselli	132
4.17	- Evoluzione degli sforzi interni durante la procedura di ricerca dello sforzo isotropico	134
4.18	- Progressiva eliminazione dei floaters all'interno del provino	134
4.19	- Test di trazione indiretta modellato con piastre semplici	136
4.20	- Test di trazione indiretta: configurazione di prova (in nero i contatti tra gli elementi ball)	137
4.21	- Test di trazione indiretta: ball di riferimento	138
4.22	- Test di trazione indiretta: deformazione "a farfalla" non coerente con le evidenze sperimentali	139
4.23	- Test di trazione indiretta verticale: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento	140
4.24	- Test di trazione indiretta configurazione verticale: innesco della frattura e distribuzione delle forze interne (in nero: compressione, in rosso: trazione)	141
4.25	- Test di trazione indiretta configurazione verticale: velocità di spostamento degli elementi ball alla rottura	142

4.26	- Test di trazione indiretta orizzontale: impostazione del modello numerico	142
4.27	- Test di trazione indiretta orizzontale: ball di riferimento	143
4.28	- Test di trazione indiretta orizzontale: evoluzione del modello durante il test - forze di compressione (in nero) e trazione (in rosso) interne	144
4.29	- Test di trazione indiretta orizzontale: confronto con i dati sperimentali nel grafico carico/spostamento	144
4.30	- Test di trazione indiretta orizzontale: deformazione del provino durante il test	145
4.31	- Provino per test di compressione (destra) ricavato da massello di dimensioni iniziali (sinistra)	146
4.32	- Test di compressione semplice: carico applicato con piastra semplice (sinistra) e piastra "bidimensionale" (destra)	146
4.33	- Test di compressione semplice 250 ball: variazione del coefficiente $k_n = k_s$	149
4.34	- Test di compressione semplice 500 ball: variazione del parametro $n_{bond} = s_{bond}$	150
4.35	- Test di compressione semplice: confronto dati sperimentali e numerici	150
4.36	- Evoluzione delle forze di contatto all'interno del provino durante il test di compressione	151
4.37	- Test di compressione semplice: esempi di rottura (modello da 250 ball a sinistra e modello da 500 ball a destra)	151
4.38	- Test di compressione (modello da 1000 ball), in senso orario: elementi ball alla rottura, forze di compressione (in nero) e di taglio (in rosso), vettori velocità e rottura dei contatti tra le ball	152
5.1	- Esempio di disposizione di alberature stradali in viali di larghezza ridotta (Bovo et al., 1995)	156
5.2	- Scheda di rilevamento dati (pagina 1)	165
5.3	- Scheda di rilevamento dati (pagina 2)	166
5.4	- Viale dei Mille: sesto di impianto non definito con gravi dissesti nella pavimentazione adiacente (sinistra) e via Capelluti: sesto di impianto di dimensioni limitate con prime fessure nella pavimentazione adiacente (destra)	167
5.5	- Via Abbeveratoia: il cordolo di contenimento cade all'interno del sesto di impianto (sinistra) e la pavimentazione arriva fino al colletto della pianta (destra)	167
5.6	- Via Pier Maria Rossi: viale alberato con aiuola unica (sinistra) e viale Fratti: aiuola di dimensioni adeguate (destra)	168
5.7	- Borgo San Giuseppe: rialzamento del cordolo di confinamento (sinistra) e via Bucci: confinamento in acciaio corten (destra)	168
5.8	- Via Costituente: pavimentazione in autobloccanti (sinistra) e viale Duca Alessandro: parcheggio in autobloccanti drenanti tipo garden (destra)	169

5.9	- Via Costituente: pavimentazione in conglomerato bituminoso gravemente dissestata (sinistra) e via Cocconcelli: pavimentazione in lastricato (destra)	170
5.10	- Fuso granulometrico per strati di fondazione (linea continua) e di base (linea tratteggiata), CIRS	172
5.11	Fuso di riferimento per strati di fondazione (ANAS)	173
5.12	- Curva granulometrica di progetto per l'analisi numerica	174
5.13	- Modello numerico al termine della procedura di ingrandimento ball	175
5.14	- Curva granulometrica: confronto con i dati numerici	175
5.15	- Provino al termine della procedura di preparazione: a sinistra distribuzione spaziale delle ball, a destra distribuzione delle forze di contatto interparticellari	176
5.16	- Ball di riferimento	177
5.17	- Forza peso agente sul wall inferiore (asse principale) e velocità ball centrale (asse secondario)	178
5.18	- Modello numerico al termine dell'applicazione della forza di gravità: forze di compressione	178
5.19	- Apparato radicale a fittone (sinistra) e fascicolato (destra)	179
5.20	- Radice F01, al centro dal basso verso l'alto	181
5.21	- Radice F02, al centro verso l'alto e verso il basso	181
5.22	- Radice F03, al centro verticale superficiale	181
5.23	- Radice F04, a destra profondità centrale	182
5.24	- Radice F05, a destra superficiale	182
5.25	- Espansione interna: spostamento superficiale	183
5.26	- Schema rappresentativo della radice utilizzata nella modellazione	183
5.27	- Penetrazione della punta "wall+ball"	184
5.28	- Penetrazione della punta "solo ball"	184
5.29	- Schemi di indagine programmati	185
5.30	- Nuovi elementi wall per ricreare il confinamento del campione	186
5.31	- Radici orizzontali (A, B, C): spostamento verticale	186
5.32	- Radici orizzontali (A, B, C): andamento qualitativo a fine test	187
5.33	- Punta A: evoluzione nel tempo degli elementi a 0.50, 0.40 e 0.30 m.	187
5.34	- Punta A: evoluzione nel tempo	188
5.35	- Punta B: evoluzione nel tempo degli elementi a 0.50, 0.40 e 0.30 m	189
5.36	- Punta D verticale: variazione di rigidità	190
5.37	- Aspetto qualitativo al termine del test: da sinistra punta D verticale, punta E1, E2 diagonali	190
5.38	- Punte diagonali: spostamento verticale	191
5.39	- Azione delle punte – spostamento superficiale (valore medio in nero e valore massimo in grigio)	192
5.40	- Combinazione di punte orizzontali – spostamento superficiale (valore medio in nero e valore massimo in grigio)	193

5.41	- Combinazione punte verticale e orizzontali: spostamento superficiale	193
5.42	- Combinazione di punte orizzontali e verticali: deformazione delle radici	194
5.43	- Combinazione di punte orizzontali: effetto trascinamento	194
5.44	- Punta B: variazione di dimensione della punta penetrante (spostamento superficiale del terreno)	195
5.45	- Punta B: variazione di dimensione della punta penetrante (valori massimi e medi assunti al termine del test)	196
5.46	- Sesto di impianto di dimensioni maggiori (100 cm), standard (50 cm) e ridotte (35 cm)	197
5.47	- Sesto di impianto con volume dei vuoti 7% (in grigio) e sesto di impianto con volume dei vuoti 9% (in nero) – confronto valori massimi	198
5.48	sesto di impianto 100 cm: penetrazione punte orizzontali	199
5.49	- Sesto di impianto di larghezza 50 cm e setto rigido laterale	200
5.50	- Sesto di impianto di larghezza 35 cm e setto rigido laterale	200
5.51	- Differenti dimensioni sesto di impianto: punta A, spostamento verticale superficiale	201
5.52	- Differenti dimensioni sesto di impianto: punta B, spostamento verticale superficiale	201
5.53	- Differenti dimensioni sesto di impianto: punta C, spostamento verticale superficiale	201
5.54	- Differenti dimensioni sesto di impianto: confronto tra valori massimi e medi dello spostamento superficiale	202
5.55	- Variazione di granulometria: nuova curva di progetto	203
5.56	- Variazione di granulometria – valori massimi degli spostamenti verticali per la granulometria standard (gran_01) e modificata (gran_02)	203
5.57	- Variazione di granulometria: radici orizzontali	204
5.58	- Nuova granulometria: punta verticale	204
5.59	- Variazione di granulometria – punta verticale: spostamento superficiale e confronto con prova standard	205
5.60	- Modellazione della pavimentazione sovrastante: tappeto di usura di spessore 3.5 cm (sinistra) e masselli autobloccanti di spessore 6 cm (destra)	206
5.61	- Pavimentazione in conglomerato bituminoso e punte orizzontali	207
5.62	- Pavimentazione in autobloccanti e punte orizzontali	207
5.63	- Autobloccanti e conglomerato bituminoso: punta A, spostamento verticale	208
5.64	- Autobloccanti e conglomerato bituminoso: punta B, spostamento verticale	208
5.65	- Autobloccanti e conglomerato bituminoso: punta C, spostamento verticale	208

Indice delle tabelle

2.1	- Analisi granulometrica	28
2.2	- Parametri per la classificazione delle terre secondo la CNR_UNI 10006	28
2.3	- Parametri di densità e contenuto d'acqua	29
2.4	- Caratteristiche dell'ottimo Proctor	30
2.5	- Carichi registrati durante la prova CBR	31
2.6	- Sistema internazionale di misura (SI)	32
2.7	- Caratteristiche iniziali del modello numerico	37
2.8	- Caratteristiche delle piastre di carico	40
2.9	- Prova CBR: parametri del modello numerico	43
2.10	- Requisiti chimici e fisici della calce	47
2.11	- Caratteristiche di compattazione	47
2.12	- Caratteristiche dell'ottimo Proctor – terra additivata con 3.0% di calce	47
2.13	- Risultati della prova di densità in situ	48
2.14	- Prova di carico su piastra: modulo di deformazione (dati sperimentali)	50
2.15	- Prova di carico su piastra: step di carico	54
2.16	- Prova di carico su piastra: parametri del modello numerico	55
3.1	- Determinazione del materiale da frantumazione	61
3.2	- Determinazione della percentuale di Carbonati	61
3.3	- Peso specifico degli aggregati: conglomerato Tal Quale e modificato Hard	62
3.4	- Bitumi impiegati nell'indagine sperimentale	62
3.5	- Calcolo della percentuale di bitume delle miscele	63
3.6	- Calcolo della densità teorica massima	65
3.7	- Dati per il calcolo delle curve di addensamento	66
3.8	- Parametri di self-compaction e pendenza delle curve di addensamento	66
3.9	- Modulo complesso e angolo di fase per conglomerato naturale	67
3.10	- Modulo complesso e angolo di fase per conglomerato Hard	68
3.11	- Risultati del test di trazione indiretta per l'impostazione delle prove di fatica	77
3.12	- Impostazione della prova a fatica.	77

3.13	- Test di trazione indiretta: caratteristiche delle piastre di carico	96
3.14	- Test di trazione indiretta: definizione dei cerchi di misura	97
3.15	- Prova di trazione indiretta: parametri viscoelastici di calibrazione per miscele compattate con metodo Mashall	98
3.16	- Prova di trazione indiretta: parametri viscoelastici di calibrazione per miscele compattate con giroscopica	100
3.17	- Caratteristiche iniziali del modello numerico	107
3.18	- Prova di trazione indiretta: parametri viscoelastici di calibrazione	108
4.1	- Valori di assorbimento di acqua percentuale	121
4.2	- Fattore k	122
4.3	- Risultati del test di T.I. in controllo di carico – configurazione orizzontale	122
4.4	- Risultati del test di T.I. in controllo di carico – configurazione verticale	123
4.5	- Risultati del test di trazione indiretta	124
4.6	- Test di compressione semplice: condizioni umide	126
4.7	- Test di compressione semplice: condizioni secche	127
4.8	- Test di compressione semplice: umidificazione preventiva	127
4.9	- Risultati del test di resistenza a compressione	127
4.10	- Risultati skid test - configurazione A	129
4.11	- Risultati skid test - configurazione B	129
4.12	- Risultato prova tribometrica	130
4.13	- Test di trazione indiretta: caratteristiche delle piastre di carico	136
4.14	- Test di trazione indiretta: definizione dei cerchi di misura	138
4.15	- Prova di trazione indiretta verticale: caratteristiche del modello numerico	140
4.16	- Prova di trazione indiretta orizzontale: caratteristiche del modello numerico	143
4.17	- Test di compressione semplice: caratteristiche dei modelli testati	147
4.18	- Test di compressione semplice: step di carico	148
4.19	- Prova di compressione 250 ball: caratteristiche del modello numerico	149
5.1	- Specie arboree che costituiscono le forme vegetali della fascia fitoclimatica del Nord Italia	156
5.2	- Classificazione degli alberi in base alla dimensione della chioma a maturità	157
5.3	- Specie arboree da utilizzare a seconda dello spazio a disposizione: limitato (marciapiedi 4-6 m e spartitraffico 3-4 m), medio (6-8 m), ampio (> 8 m)	158
5.4	- Circolare n° 8321 del'11/08/66: distanze per la piantumazione dei cigli stradali	159
5.5	- Caratteristiche degli "aggregati grossi" per gli strati di fondazione e base (CIRS)	171

5.6	-	Caratteristiche degli “aggregati fini” per gli strati di fondazione e base (CIRS)	171
5.7	-	Fuso granulometrico per strati di fondazione e di base (CIRS)	172
5.8	-	Fuso di riferimento per strati di fondazione (ANAS)	173
5.9	-	Curva granulometrica per la simulazione numerica	174
5.10	-	Caratteristiche del modello di terreno	177
5.11	-	Ball di riferimento – elenco in ordine di ascissa crescente	177