



UNIVERSITÀ DI PARMA

Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Dottorato di Ricerca in "Ingegneria Civile e Architettura"
Curriculum: Infrastrutture (ICAR/04)

CICLO XXXI

Evoluzione storica delle pavimentazioni stradali in pietra
e strumenti per il dimensionamento secondo criteri razionali

Coordinatore: Chiar.mo Prof. Andrea Carpinteri

Tutore: Chiar.mo Prof. Felice Giuliani

Relatore: Chiar.mo Prof. Antonio Montepara

Dottoranda: Erika Garilli

Anni 2015/2018

Indice

Capitolo 1

Introduzione	1
---------------------------	----------

Capitolo 2

Evoluzione storica delle pavimentazioni stradali in pietra	5
---	----------

2.1 Introduzione	5
------------------------	---

2.2 Le strade dell'antica Roma	9
--------------------------------------	---

2.2.1 Le tipologie delle strade romane.....	13
---	----

2.2.2 La narrativa fuorviante sulle strade Romane	17
---	----

2.2.3 Classificazione delle principali tipologie delle pavimentazioni delle strade Romane.....	22
--	----

2.2.4 Back calculation delle pavimentazioni stradali romane.....	26
--	----

2.3 Pavimentazioni stradali in elementi lapidei a cavallo del XVIII e XIX secolo	35
--	----

2.3.1 Acciottolato	36
--------------------------	----

2.3.2 Selciato.....	49
---------------------	----

2.3.3 Lastricato.....	60
-----------------------	----

2.4 Bibliografia	68
------------------------	----

Capitolo 3

Pavimentazioni stradali ad elementi: analisi della letteratura	77
---	-----------

3.1 Introduzione	77
------------------------	----

3.2 Strato di allettamento	82
----------------------------------	----

3.3 Elementi	85
--------------------	----

3.4 Giunti	92
------------------	----

3.5 Apparecchiatura	95
---------------------------	----

3.6 Progetto di pavimentazioni ad elementi.....	101
---	-----

3.6.1 Dimensionamento pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo: metodi empirici	101
---	-----

3.6.2 Dimensionamento pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo: metodi semi-empirici	107
--	-----

3.6.3 Dimensionamento pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo: metodi razionali	110
3.6.4 Progetto di pavimentazioni stradali ad elementi lapidei.....	111
3.7 Bibliografia.....	113
Capitolo 4	
Analisi sperimentale	119
4.1 Introduzione.....	119
4.2 Camera di calibrazione	120
4.3 Light Weight Deflectometer (LWD)	124
4.4 Pressa statica e ciclica	126
4.5 Acquisizione dati	129
4.6 Rilievo fotogrammetrico	131
4.7 Schema 1	132
4.7.1 Materiali utilizzati e realizzazione della pavimentazione.....	132
4.7.2 Analisi effettuate.....	136
4.7.3 Risultati Schema 1	139
4.8 Schema 2	154
4.8.1 Materiali utilizzati e realizzazione della pavimentazione.....	154
4.8.2 Analisi effettuate.....	154
4.8.3 Risultati Schema 2	156
4.9 Schema 3	163
4.9.1 Materiali utilizzati e realizzazione della pavimentazione.....	163
4.9.2 Analisi effettuate.....	164
4.9.3 Risultati Schema 3	168
4.10 Bibliografia	184
Capitolo 5	
Modellazione numerica delle pavimentazioni ad elementi lapidei	185
5.1 Introduzione.....	185
5.2 Analisi di pavimentazioni soggette a carichi verticali.....	187
5.2.1 Descrizione generale del software ANSYS.....	187
5.2.2 Problema analizzato.....	187

5.2.3 Geometria del modello.....	188
5.2.4 Definizione dei materiali.....	190
5.2.5 Scelta degli elementi strutturali e degli elementi di contatto e generazione della mesh	192
5.2.6 Carichi applicati e condizioni al contorno	197
5.2.7 Risultati ottenuti e taratura.....	199
5.2.8 Analisi altri parametri	207
5.3 Analisi di pavimentazioni soggetta a carichi orizzontali.....	216
5.3.1 Software ProjectChrono.....	216
5.3.2 Modellazione geometrica e meccanica	217
5.3.3 Classi e sottoclassi delle librerie utilizzate nella modellazione	218
5.3.4 Output numerici delle simulazioni.....	224
5.3.5 Analisi parametri.....	225
5.4 Bibliografia	236
Capitolo 6	
Conclusioni	239
Appendice	247
A.1 ChLoadBodyBodyBushingSpherical.....	247
A.2 ChLoadBodyBodyBushingPlastic	249
A.3 ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreak.....	252
A.4 Estrapolazione posizione dei centri di massa.....	257
A.5 Estrapolazione forze d'interazione tra i corpi rigidi	258
A.6 Estrapolazione dei contatti.....	259

Capitolo 1

Introduzione

Da decenni, la ricerca nel settore dei materiali e della modellazione del comportamento strutturale delle pavimentazioni stradali è fortemente focalizzata sullo studio di soluzioni ad alto contenuto tecnologico, alla compatibilità ambientale, all'ottimizzazione tecnico-economica dei processi. Minore attenzione viene invece posta sul patrimonio delle pavimentazioni urbane in pietra che, nonostante costituiscano la più estesa struttura materiale delle città di impianto storico, sono molto spesso studiate nell'ottica delle moderne problematiche di gestione e di manutenzione o per renderle compatibili con le altre esigenze della mobilità urbana. Per molti anni, considerazioni di carattere economico e di praticità, hanno portato le amministrazioni locali a sostituire o a convertire la gran parte delle strade in pietra nelle attuali pavimentazioni flessibili o rigide, a volte anche con impietosi overlay di manti bituminosi, nascondendo dietro discutibili spinte modernistiche l'incapacità culturale e tecnica di comprendere e mantenere questo tipo di pavimentazioni.

Tale Tesi di Dottorato si inquadra quindi nel contesto della valorizzazione tecnica e costruttiva del patrimonio stradale ad elementi lapidei che sia dal punto di vista storico e culturale sia dal punto di vista tecnico e funzionale caratterizzano ancora oggi una parte rilevante della viabilità urbana ed europea. L'approccio alla speculazione scientifica si fonda necessariamente sull'analisi dei contributi culturali di diverse competenze che, oltre a quelle proprie delle costruzioni

stradali, attingono all'archeologia, alla conservazione dei beni culturali, al rilievo avanzato, per giungere fino alle più moderne analisi mediante prove non distruttive ed alla modellazione numerica.

Per quanto riguarda le pavimentazioni ad elementi lapidei è importante sottolineare che oltre ai requisiti strutturali e funzionali esse assolveranno, in passato così come oggi, anche a precisi compiti estetici, manifestazione delle condizioni economiche di una collettività, una forma d'arte che dialoga con edifici, monumenti ed opere pubbliche. Chi oggi si pone di fronte a problematiche professionali o di ricerca scientifica riguardanti le pavimentazioni ad elementi lapidei, per il restauro e la salvaguardia di quelle esistenti o per la realizzazione di nuove vie, deve partire dalla conoscenza delle tecniche costruttive, spesso caratterizzate da regole regionali, che sottendono la storia ed il clima delle città, la geologia delle rocce locali e l'esperienza dei posatori. Per tale ragioni nel capitolo 2 è presentata un'ampia indagine sulle metodologie costruttive delle pavimentazioni antiche e moderne ricadenti nella tipologia delle pavimentazioni ad elementi lapidei, analizzando accuratamente le scelte materiche e metodologiche in funzione del cambiamento nei secoli delle esigenze strutturali e funzionali.

Le pavimentazioni ad elementi lapidei differiscono dagli altri tipi di pavimentazioni flessibili poiché la superficie di usura è costituita da piccoli blocchi distinti disposti in una predeterminata apparecchiatura al di sopra di uno strato di allettamento ed i giunti sono saturati con un riempimento. Al di sotto dello strato di allettamento la struttura è simile a quella di una pavimentazione flessibile o semi-rigida. Il comportamento di tali pavimentazioni ad elementi lapidei varia in funzione di numerosi parametri come lo spessore e la tipologia di allettamento, lo spessore dei giunti ed il materiale utilizzato per il loro riempimento, le apparecchiature ed ovviamente le caratteristiche degli strati sottostanti. Tali pavimentazioni possono essere paragonate, per la loro superficie discontinua, alle pavimentazioni realizzate con elementi autobloccanti in calcestruzzo. Per tale ragione nel Capitolo 3 è illustrata un'approfondita analisi della letteratura avente anche e prevalentemente per oggetto le pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo e l'influenza che i parametri sopradescritti hanno sul loro comportamento globale, nonché sui criteri di progetto ad oggi disponibili, di fatto gli unici.

Per la determinazione di un metodo di dimensionamento razionale delle pavimentazioni in pietra è necessario analizzare tutti gli aspetti che contribuiscono allo stato tenso-deformativo dell'intera struttura. Quando una pavimentazione discontinua è soggetta a carichi verticali e orizzontali, dovuti a frenature e sterzature, i singoli elementi tendono a ruotare e traslare. Tali rotazioni e traslazioni dipendono da un elevato numero di fattori come le dimensioni degli elementi, la loro apparecchiatura, il materiale utilizzato per saturare i giunti, la tipologia di allettamento e così via. Nel capitolo 4 è quindi descritto lo sviluppo che ha portato al progetto ed alla messa in esercizio di una camera di calibrazione per ricostruire pavimentazioni ad elementi lapidei in scala 1:1 in laboratorio al fine di analizzare la risposta di alcune pavimentazioni in pietra al variare di importanti parametri costruttivi allo scopo di calibrare i modelli di calcolo già esistenti e di portare alla formulazione di nuovi modelli per comprendere quali possano essere le soluzioni tecniche che meglio rispondono a esigenze prestazionali ed economiche. Si sono inoltre analizzate le tipologie di prova che meglio si adattano alla piena comprensione del comportamento globale di tali pavimentazioni nonché le modalità di acquisizione dati più idonee.

Di notevole importanza è anche la possibilità di prevedere la risposta funzionale e strutturale delle pavimentazioni ad elementi lapidei mediante l'ausilio di software di calcolo numerico in grado di modellare sistemi fisici complessi e di simulare il loro comportamento sotto l'azione di carichi statici, dinamici e ciclici. Per tale ragione nel capitolo 5 si sono eseguite delle modellazioni numeriche di tali tipi di pavimentazioni soggette a carichi verticali ed orizzontali le prime con il software ANSYS e le seconde attraverso il software ProjectChrono. Inoltre, si è deciso di sviluppare tools che permettessero di descrivere in maniera più completa il comportamento dei materiali costituenti lo strato di allettamento ed i giunti. Attraverso queste due modellazioni numeriche si è infine studiata l'influenza di alcuni parametri, come la dimensione degli elementi e l'apparecchiatura, sul comportamento delle pavimentazioni ad elementi lapidei soggette a carichi verticali e orizzontali.

Capitolo 2

Evoluzione storica delle pavimentazioni stradali in pietra

2.1 Introduzione

Da sempre le strade urbane rappresentano l'intelaiatura che regge la struttura materiale della città, la sede delle principali attività pubbliche e del mantenimento della vita sociale e relazionale. Già al tempo dei Romani, che realizzarono una capillare rete stradale in gran parte coincidente con le attuali arterie principali dell'Europa, del Nord Africa e del Medio Oriente venne data grandissima attenzione alla modalità di realizzazione delle pavimentazioni stradali all'interno delle città e nelle sue immediate vicinanze. Le strade urbane principali, per comodità, stabilità ed igiene, erano infatti lastricate con blocchi poligonali o quadrati posati in opera ben accostati in modo da formare una superficie il più possibile uniforme [1–3], per risultare meno erodibili al passaggio dei carri, più pulite, meno polverose e per favorire lo scolo delle acque meteoriche e degli scarichi urbani [4]. Per oltre duemila anni e fino all'inizio del XX secolo, la pietra come materiale per le costruzioni stradali urbane, è stata sempre la soluzione tecnica intorno alla quale architetti ed ingegneri concepivano i rivestimenti di piazze e vie principali, anche in presenza dei progressi nella tecnica delle prime pavimentazioni cementizie e bituminose, più confortevoli e compatibili con le esigenze del traffico motorizzato. In **Figura 2.1** sono rappresentate le tipologie di pavimentazioni stradali in uso nelle città Europee all'inizio del XX secolo.

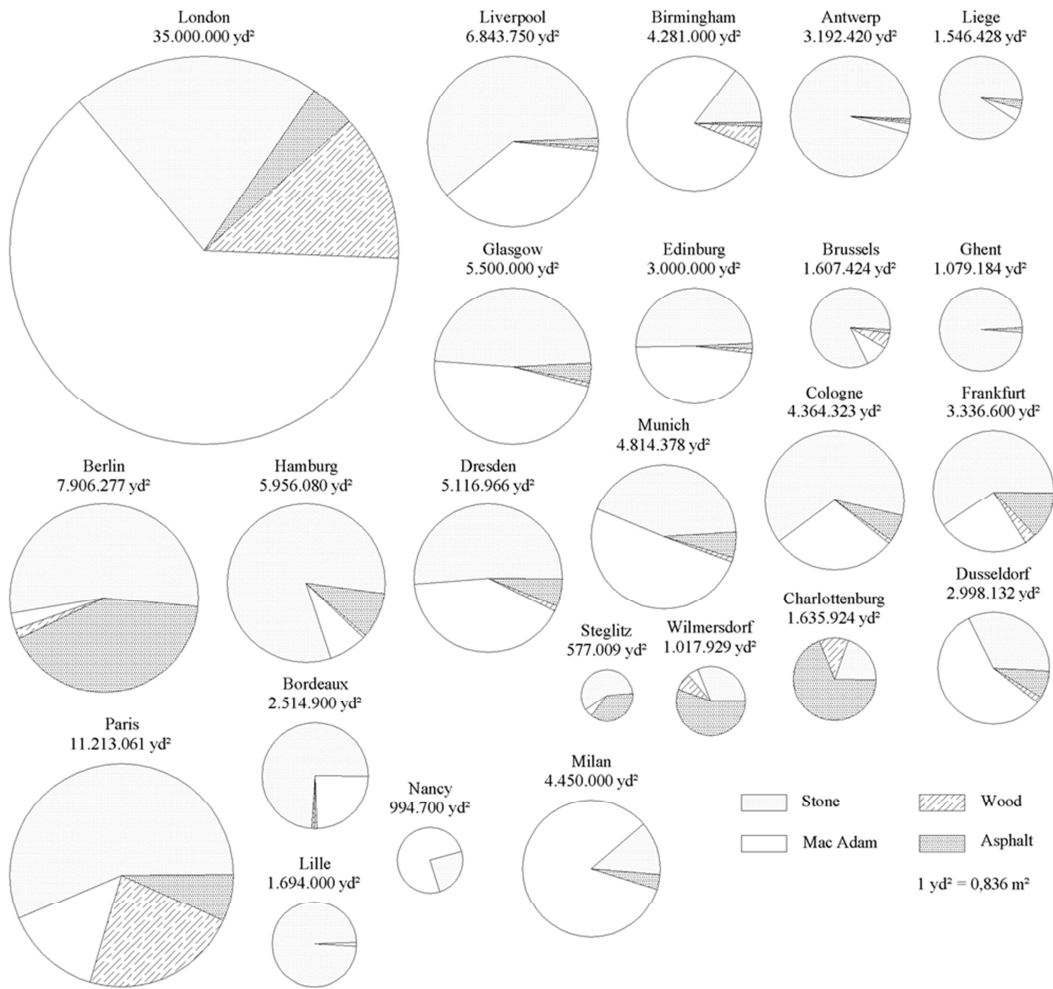


Figura 2.1 – Differenti tipologie di pavimentazioni stradali utilizzate in Europa all’inizio del XX Secolo [5].

Le pavimentazioni in pietra assolveranno, ed assolvono ancora oggi, anche a precisi compiti estetici, manifestazione delle condizioni economiche di una collettività, una forma d’arte che dialoga con edifici, monumenti e opere pubbliche. Per molti anni, considerazioni di carattere economico e di praticità, portarono le amministrazioni locali a sostituire o a convertire la gran parte delle strade in pietra nelle attuali pavimentazioni flessibili o rigide, a volte anche con

impietosi overlay di manti bituminosi, nascondendo dietro discutibili spinte modernistiche l'incapacità culturale e tecnica di comprendere e mantenere questo tipo di pavimentazioni.

Chi oggi si pone di fronte a problematiche professionali o di ricerca scientifica riguardanti le pavimentazioni in pietra, per il restauro e la salvaguardia di quelle esistenti o per la realizzazione di nuove vie, deve partire dalla conoscenza delle tecniche costruttive, spesso caratterizzate da regole regionali, che sottendono la storia ed il clima delle città, la geologia delle rocce locali, l'esperienza dei posatori.

Il percorso storico che vede i primi tentativi di sistematizzazione dello studio delle pavimentazioni in pietra, rifacendosi necessariamente ai maestri Romani, scaturisce, con estrema lentezza, dalle regole dell'architettura civile che sistematizzarono anche il rapporto fra strade ed edilizia verticale [6] ma che non produssero una esplicita ricerca sul dimensionamento delle pavimentazioni che si poteva intuire dai precisi criteri costruttivi degli stessi Romani [4].

Alcune significative regole tecniche riguardanti le pavimentazioni stradali appaiono nei testi dell'architetto Leon Battista Alberti a metà del XV secolo [7], il quale si sofferma sull'importanza delle pendenze per l'allontanamento delle acque meteoriche suggerendo il rapporto "due pollici in 10 piedi". Lo stesso Alberti, con riferimento alla lastricatura di ponti e, per estensione, alle altre strade, riteneva necessario alzare il piano viario con uno strato di ghiaia dell'altezza di almeno un cubito, corrispondente a circa 45 cm, sul quale venivano poi disposte le pietre ed i giunti riempiti con sabbia di fiume o di mare. Tali pietre inoltre non dovevano essere troppo piccole, affinché non venissero facilmente rimosse, ma nemmeno troppo grandi per non essere scivolose sotto gli zoccoli degli animali.

Alcune indicazioni tecniche, ma soprattutto funzionali, vennero poi date da Palladio [8]: egli sottolineava l'importanza di avere strade urbane diritte e selciate; esse dovevano essere ampie nelle città fredde mentre nelle città calde era preferibile avere strade strette. Inoltre egli consigliava la realizzazione di portici per i pedoni, come a Padova, o, dove non era possibile, la realizzazione di margini pavimentati in mattone per il transito dei pedoni e di una parte centrale destinata al carreggio, pavimentata in pietra dura. Per quanto riguarda la sezione trasversale Palladio sottolineava l'importanza di avere una pavimentazione concava nel mezzo e inclinata per l'allontanamento delle acque.

Per quanto riguarda invece le specifiche tecniche costruttive delle sovrastrutture stradali dell'epoca, frammentate notizie possono essere apprese dalla letteratura, dall'arte o da indagini archeologiche. Se le strade urbane erano frequentemente acciottolate per agevole recupero del materiale da alvei fluviali, alcune, come ad esempio quelle di Firenze, furono lastricate a partire dal 1290 [9]. L'alternativa alla pietra per ragioni economiche, già in età tardo medioevale, era costituita dal laterizio o dal ricorso a materiali lapidei meno pregiati [10].

Fu solo a partire dal XVIII secolo che si riaccese in tutta Europa un vero e proprio interesse nella costruzione e manutenzione delle strade, sia interne che esterne alla città, sia in pianura che in territori montuosi, e per tale ragione vennero redatti numerosi testi contenenti nozioni tecniche che fino ad allora erano state in gran parte trascurate, ovvero lasciando grande libertà a chi era affidato il lavoro di costruzione o manutenzione della strada. Le analisi effettuate dai vari ingegneri dell'epoca dovevano in realtà rispondere non solo ad esigenze di tipo tecnico-strutturale ma soprattutto ad esigenze economiche.

Resta saldo il principio ispiratore dei Romani per le pavimentazioni urbane di città evolute, che deve esprimere la solidità, l'utile, il comodo, il bello [11,12], ma il grande costo che la realizzazione e manutenzione di tali pavimentazioni richiedevano, unitamente alla mancanza in alcuni casi di materia prima idonea nelle immediate vicinanze, e quindi l'elevato costo per l'approvvigionamento, fecero sviluppare soluzioni molto diverse a carattere locale prima ancora che regionale [13].

L'esempio delle città italiane è sempre emblematico: a Firenze, le pavimentazioni realizzate con grosse e larghe lastre delle vicine cave di macigno e pietraforte indussero il totale abbandono dell'uso di mattoni alla fine del '700 [14]; a Siena tale tipologia di pavimentazione era invece molto utilizzata ed i mattoni erano disposti di coltello [15]; nella maggior parte della vicina Romagna, come del resto in gran parte dell'Italia settentrionale, dove le precipitazioni e le condizioni climatiche rendevano l'utilizzo di grandi lastre poco idoneo, le strade erano acciottolate con sassi irregolari di fiume che allora venivano denominate selciate [15]. Gli elementi lapidei maggiormente utilizzati in gran parte dell'Europa e dell'America Settentrionale erano parallelepipedi di piccole dimensioni [5,16–22]. In molte città dell'Europa centrale, come Vienna, Parigi e Berlino la maggior parte delle strade urbane era invece pavimentata con elementi lapidei cubici

[16,19,21,23–26]. In molte strade delle principali città Olandesi, in particolare ad Amsterdam ed a Rotterdam, venivano invece realizzate pavimentazioni in mattoni [27]. Tali pavimentazioni erano ampiamente utilizzate anche negli Stati Uniti dove furono utilizzate per la prima volta nel 1872. In America, per l'abbondanza di tale materiale, alla fine del XIX secolo ebbe origine l'utilizzo di legname per la realizzazione di pavimentazioni stradali e si è poi diffuso anche in Europa, soprattutto a Londra ed a Parigi [5,27,28]. In realtà le strade all'interno della maggior parte delle città europee erano ancora prevalentemente in terra battuta mentre le pavimentazioni erano limitate alle sole strade principali [10]. Poiché la costruzione e la manutenzione delle strade urbane richiedevano la spesa di ingenti somme di denaro era necessario porre grandissima attenzione alla tipologia di materiale utilizzato, ed alla conseguente immediata disponibilità nelle successive fasi di manutenzione, e alla metodologia di realizzazione e posa in opera dell'intera sovrastruttura [29,30]. Tutto ciò ha reso molto caratteristico lo sviluppo delle superfici pavimentate in pietra o ad elementi nelle città europee e, in un secondo momento, nel Nord America, con la esplicita conformazione delle tecniche alla natura dei luoghi, all'economia dei popoli, all'ottimizzazione delle risorse offerte dai materiali localmente disponibili, arrivando all'età contemporanea con una rapida espansione delle superfici urbane pavimentate di cui ancora oggi vi sono mirabili testimonianze.

Alla luce di quanto detto in questo capitolo verranno illustrati i due principali momenti storici che hanno portato ad una svolta nella concezione della tecnica costruttiva delle pavimentazioni stradali ad elementi lapidei. Nel primo paragrafo verranno illustrate le tecniche costruttive romane, dalle quali ancora oggi derivano i principi di base della progettazione stradale. Nel secondo paragrafo verranno invece illustrate le principali tipologie e modalità costruttive delle pavimentazioni ad elementi lapidei introdotte nel XVIII secolo, momento in cui iniziarono a diffondersi i primi manuali tecnici ingegneristici in materia.

2.2 Le strade dell'antica Roma

Come già sottolineato nel Paragrafo 2.1 la vera rivoluzione in ambito stradale si ebbe in epoca romana con la trasformazione dei vecchi percorsi in vere e proprie strade [31]: già nella *Legge delle XII Tavole* (VII, 7), redatta tra il 451 ed il 450

a.C., si parla di strade pavimentate: “*viam muniunto, ni sam delapidassint, qua volet, iumento agito*”. Le maggiori strade d’Italia vennero costruite tra il IV ed il II secolo a.C. e furono vitali per l’egemonia Romana e per la creazione di tutto quello a cui pensiamo quando diciamo “Impero Romano”, spingendosi al limite di ogni orizzonte rendendo più facile l’accesso a nuovi territori [3,31–35]. Ogni arteria doveva essere via d’Impero cioè doveva collegare la capitale dell’Impero alla capitale delle province e queste a tutti i punti dell’Impero compresi i villaggi più sperduti [36–39].

«I motivi, che possono avere portato i Romani a prendersi tanta cura delle vie furono al certo le loro spedizioni militari: e ciò si vede così chiaramente, che tanto più queste erano portate lungi, tanto più si moltiplicavano le strade. Un popolo guerriero aveva bisogno di comunicazioni pronte e sicure co’ luoghi, dove i suoi eserciti guerreggiavano, e questo non si poteva ottenere se non con strade bene costruite, e tirate per linea più corta.»

A. Nibby [40]

Nonostante la via romana fosse il canale per il quale la vita e la civiltà sono penetrate nel paese la sua costruzione si deve più ad un’idea di guerra e di dominazione piuttosto che di civiltà [36]. Le strade per i Romani acquisirono quindi un forte significato strategico politico-militare in quanto essi avanzavano nelle loro conquiste per formazione di strade che ben presto si estendevano dalle estremità occidentali dell’Europa e dell’Africa fino all’Asia Minore e facevano centro a Roma [1,31,33,41–46]; soltanto l’Irlanda e i paesi scandinavi ne rimasero estranei. Al culmine dell’impero erano stati realizzati circa 90’000 km di strade di cui circa 14’000 km solo in Italia; se si considerano anche le strade secondarie si raggiungevano anche i 300’000 km [31].

Si può dire che con la conquista romana dell’Italia prima, e l’apertura a nuovi confini poi, le strade avevano uno scopo prevalentemente militare; successivamente in Italia, soprattutto dopo la seconda Guerra Punica, le strade vennero costruite con scopi differenti ed assunsero una funzione prevalentemente commerciale [31,47]. Inoltre con l’aumento delle zone coltivate e l’evoluzione della proprietà fondiaria vennero divise le terre fino ad allora inutilizzate e fu

quindi necessario realizzare una rete di strade che facevano parte della centuriazione [31].

«Mentre i Greci si erano dati tutta la cura del decoro, e della fortezza delle città, de' porti, e della ubertà del suolo, i Romani avevano avuto molta provvidenza nelle cose, di cui i Greci mancavano, cioè nel lastricare le vie, nel condurre acque e nello scavare cloache, capaci di nettare le sozzure della città e portarle nel Tevere; che nel lastricare le vie per la campagna, avevano tagliato colline, ed appianato valli, cosicché i carri potessero ricevere il peso de' vascelli da carico.»

A. Nibby [40]

Al contrario dei greci e di altri popoli come dice Von Hagen

«I romani odiavano quasi tutti il mare, che chiamavano il “Pascolo dei pazzi”. Per loro contava solo la terra ferma. Avevano un esercito di fanti, che per marciare hanno bisogno di strade.»

V.W. Von Hagen [33]

Le strade che oggi attribuiamo all'opera dei romani in passato furono attribuite ai cartaginesi ma oggi si sa che per il commercio essi preferivano seguire la via marittima e le poche strade allora presenti erano di secondaria importanza [31,33].

I Romani non solo crearono una capillare rete stradale costituita da una solida pavimentazione, proporzionando adeguatamente, come vedremo nel Paragrafo 2.2.4, spessori e tipo di massicciate in funzione dell'entità del traffico, dei materiali a disposizione e dell'orografia e natura del terreno, in modo da ottenere una lastricatura *lapidibus perpetuis* [31,34,37,48,49], ma realizzarono anche grandi opere ingegneristiche per il superamento di ostacoli naturali come ponti, viadotti e gallerie, costruiti in modo tale da sembrare opere create per durare in eterno [3,33,44,45,50–54]. Tra questi ostacoli il più difficile era il superamento degli appennini, affrontato da Vespasiano con il progetto di una galleria detta *petra pertusa* nella Gola del Furlo, terminata nel 76-77 d.C., lunga più di 38 m, al solo

scopo di accorciare la Via Flaminia; in realtà in questo luogo dopo l'età augustea era già stato scavato un tunnel ma, al contrario di quello di Vespasiano, era talmente stretto da permettere il passaggio di un solo carro alla volta [31,33,51,55]. Un altro esempio di queste maestose opere è stato voluto da Traiano sul lago di Ponza presso Terracina dove fece realizzare una diga, realizzò una «superba strada» lastricata lunga 16 miglia e vi costruì, di tratto in tratto dei ponti [41] ed ancora per far passare la Via Appia realizzò un taglio nello sperone roccioso presso Pisco Montana [34]. Come non citare il prosciugamento del lago del Fucino, attraverso il traforo ed il puntellamento di una montagna, al solo scopo di allungare la via Valeria [33], i trafori nelle Alpi etc. (**Figura 2.2**). Si hanno poi trincee profonde anche fino a 36.50 m come si incontrano sulla Via Appia [31,43].

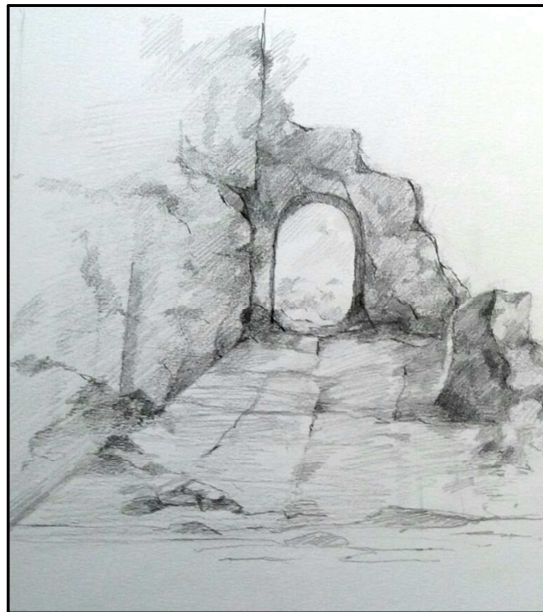


Figura 2.2 – Via dei galli presso Donnas

Il fatto che la realizzazione di una strada, e quindi anche il suo itinerario, fossero accuratamente pianificati e progettati è confermato anche dalla presenza e dalla posizione dei *fora* che si trovavano esattamente a metà tra la località iniziale e quella finale [34].

Le strade romane possono essere considerate come il più esteso e gigantesco monumento della tecnica, dell'amministrazione e dell'economia romana; esse

inoltre sono sopravvissute al loro creatore, sono sopravvissute, certe volte abbandonate, altre mantenute, per tutto il medioevo e solo nella seconda metà del XVIII secolo vi fu la concezione di un nuovo sistema stradale.

«Quanto rispetto merita un'opera umana vincitrice di tanti secoli!»

A. Grenier [36]

L'ingegnere stradale romano aveva il titolo di *Architectus* e secondo Vitruvio doveva essere uomo di lettere, abile disegnatore, matematico, cultore di storia, filosofia e musica, non digiuno di medicina e astronomia... [33,50]

“Tutte le strade portano a Roma” è un antico proverbio italiano dal significato molteplice: alla luce di quanto esposto fino ad ora sulle strade romane è chiaro che l'origine è da attribuirsi proprio alla rete stradale romana che, partendo specificatamente dal centro di Roma, si estendeva su tutto il territorio dell'Impero; allo stesso modo potremmo dire essere legato anche alla metodologia di progettazione e realizzazione delle strade poiché, come vedremo poi, ancora oggi i criteri e le basi principali per la buona realizzazione di un'infrastruttura stradale, derivano proprio dagli insegnamenti che i nostri predecessori ci hanno lasciato.

2.2.1 Le tipologie delle strade romane

Nel diritto con il termine *via* si indicava un luogo definito, distinto da altre piste o sentieri, avente larghezza tale da permettere il passaggio di un veicolo per il quale era quindi possibile andare con i carri, a cavallo o a piedi. Nel caso in cui essa non fosse sufficientemente ampia veniva definito *actus* e doveva avere dimensioni, circa la metà di una via, tali da permettere il passaggio a piedi, a cavallo, con bestiame o ancora con i carri ma scarichi. Qualora non fosse possibile né il passaggio dei veicoli né quello degli animali veniva semplicemente definito *iter* ed era possibile camminarvi solo a piedi o in lettiga [32,40]. Vi erano poi altre definizioni importanti per le antiche strade come *vicus*, che indicava una strada relativamente piana, *clivus*, che indicava una strada in salita o con molti sali scendi, *semita*, cioè sentiero degli uomini, grande all'incirca metà *iter*, *angiportus* o *angiportum*, che indicava una piccola strada e certe volte un vicolo cieco, *callis*, viottoli delle fiere e da bestiami, *trames*, via di traversa da una strada all'altra,

doverticulum o *divertium*, via che si distacca dalla strada consolare per andare nei luoghi, *bivium*, incontro di due vie, *compitum* o *competum*, incontro di più strade nello stesso luogo [3,40]. Se si considerano le strade all'interno della città di Roma difficilmente veniva utilizzato il termine *viae* (solamente Via Sacra e Via Nova) mentre venivano generalmente utilizzati i termini *vicus* e *clivus* [3].

Le strade romane possono essere suddivise in diverse tipologie sia in funzione della loro importanza, sia in funzione della tecnica costruttiva utilizzata.

Per quanto riguarda la loro importanza le strade si distinguevano in *viae publicae*, *viae vicinales* e *viae privatae*.

Le *viae publicae* erano strade pubbliche, cioè strade che correvano su suolo pubblico, sottoposte all'amministrazione statale e portavano il nome del loro finanziatore: la Via Appia voluta dal censore Appio Claudio Cieco, la Via Aurelia voluta dal console Gaio Aurelio Cotta, la Via Flaminia voluta dal console Gaio Flaminio Nepote sono solo alcuni esempi delle maggiori strade pubbliche romane italiane. Esse si estendevano per tutto il mondo di allora ed erano le vie di accesso alle varie città: proprio a causa della grande estensione di tale rete stradale, il percorso veniva diviso, dal 123 d.C. in poi [33], con l'utilizzo di "colonne miliarie" (dette così perché distavano tra loro un *milia passum* cioè mille passi doppi pari a 1481.5 m), che davano informazioni accurate sulla posizione del luogo, con la distanza in miglia dalle più importanti città (e perciò i tempi di percorrenza), la prima delle quali si trovava al centro della città di Roma e fu fatta erigere nel 20 a.C. da Augusto chiamata *Miliarium Aureum* [33,41]. Spesso tali colonne portavano anche il nome del magistrato che aveva costruito, o rinnovato, la strada (con relativa carica) e se la strada era stata riparata (*restituit*) o costruita a spese dell'Imperatore (*pecunia sua*), se era pavimentata (*via strata*) o se era ghiaiaata (*via glarae* o *sternendae*): in questo modo i luoghi diventano punti di riferimento militari ed economici permanenti [1,33]. In realtà sulla via Appia se ne vedevano già dal 250 a.C. circa ma fu solo durante la guerra sociale che la rete stradale assunse una configurazione ordinata [33]. Dal Miliarium Aureum partivano diciannove strade lastricate che conducevano nelle varie province dell'Impero [33]. Le colonne miliarie più antiche erano generalmente pietre grossolane mentre le successive assunsero forma cilindrica del diametro di 0.60 – 0.90 m ed alte 1.5 – 3 m [1,2]. In realtà accortezze di questo tipo si avevano già in epoche precedenti con lo scopo di indicare, con diverse metodologie, i percorsi e le

varie distanze [33]. Accanto a tali colonne, e poi ad intervalli di 10 piedi l'una dall'altra, vi erano delle pietre, di varia forme e dimensioni, utili ai passeggeri per rimontare a cavallo.

È però importante analizzare a chi competeva la costruzione delle vie. Tra varie testimonianze come pietre miliari e fonti letterarie (queste ultime a volte tra loro in contrasto) si ha che le strade pubbliche erano realizzate da consoli (*via consularis* cioè via consolare), pretori (*via praetoria* cioè via pretoria) e censori (l'unica testimonianza certa di una strada costruita da un censore riguarda la Via Appia nel 312 a.C. tra Roma e Formia): in realtà non c'è nessuna testimonianza di una strada che si chiami *via censoria*; questo perché la facoltà di espropriare i terreni e possedimenti privati (*ius publicandi*) spettava solo a coloro che possedevano l'*imperium* cioè consoli e pretori [34].

Anche le strade militari, che erano strade costruite dall'esercito per scopi strategici, diventeranno poi strade pubbliche. Esse erano realizzate, per quanto più si poteva, diritte ed ampie, con una superficie realizzata in maniera tale da resistere per secoli al calpestio delle truppe e dei rotabili (Gautier, 1769). Esse finivano al mare, nelle altre città, nei fiumi pubblici o nelle altre vie militari. Spesso la fine di una strada è segnata da un fiume [34].

Le *viae vicinales*, o vie trasversali, erano anch'esse strade pubbliche ma avevano dimensioni assai minori. Queste si diramavano dalle *viae publicae*, raggiungendo i vari centri abitati, e attraversavano tutto il paese ricongiungendosi ad altre *viae publicae*. Tali strade erano considerate pubbliche in quanto il loro accesso era libero ma, a differenza delle *viae publicae*, erano costruite e mantenute dai *pagi* (proprietari terrieri dei fondi che attraversavano) ed erano sotto la giurisdizione delle comunità locali [32,56]. Generalmente erano *viae glareate* che descriveremo in seguito.

Infine vi erano le *viae privatae*, o agrarie, cioè strade private, il cui accesso era ristretto a chi necessitava di raggiungere le proprie terre. Nonostante ciò il diritto di passaggio poteva essere concesso a condizione che venisse utilizzata soltanto la strada e non le terre circostanti. In questo caso risulta più evidente la distinzione tra *actus* e *via* che dipende anche dalla qualità della superficie viaria: si parla di *actus* per indicare il diritto di passaggio del bestiame e dei carri mentre si parla di *via* per indicare che vi è il diritto di passaggio del bestiame e dei carri ma anche di trasportare carichi pesanti [32].

Per quanto riguarda le tecniche costruttive le strade si distinguevano in *viae terrenae*, *viae glarea stratae* e *viae silicae stratae* [1,56]. Tale diversità nelle tecniche costruttive non era legata solamente alla gerarchia delle strade ma soprattutto a problemi di carattere geografico ed economico [38]. Le *viae terrenae* erano realizzate di sola terra battuta o di sedimenti naturali selezionati e posti in opera in una trincea. Le *viae glarea stratae* o *viae glareatae* erano invece realizzate con un battuto di ghiaia o breccia, costituite in pratica dalla sola massicciata. Infine le *viae silicae stratae* erano invece realizzate con lastre di pietra poligonali e diseguali di basalto, calcare e talvolta arenaria o tufo, spianati nella parte superiore e profilati a cuneo nella parte inferiore opportunamente accostate [1–3].

In generale le *Viae publicae* erano lastricate ma ovviamente non tutte le strade romane antiche lo erano; nonostante la differenziazione tra queste tipologie alcune strade potevano essere miste cioè con tratti realizzati con tecnologie diverse infatti in molti casi le strade all'interno delle città erano lastricate mentre al di fuori non lo erano [38,57,58]. In realtà in origine anche le strade all'interno della città di Roma non erano pavimentate ma erano semplicemente tagliate nel terreno e battute o a volte coperte da ghiaia: la prima a essere pavimentata fu nel 238 a.C. il *Clivus Publicius* [3]. Nel 174 a.C. tale tecnica fu poi maggiormente estesa e le strade venivano dotate anche di marciapiedi.

Ciò che è stato scritto da Lugli [59] per quanto riguarda l'edilizia romana in generale, a maggior ragione vale per le strade: non è infatti possibile stabilire, come vedremo in seguito, un criterio generale di costruzione, sia per quanto riguarda i materiali e le tecniche costruttive sia per quanto riguarda la geometria ed il tracciato. Questo è valido non solo se si parla di strade sull'intero territorio dell'impero romano ma anche all'interno dei vari stati infatti, come vedremo, se consideriamo l'Italia nelle varie regioni abbiamo diverso materiale roccioso locale di diversa qualità, abbiamo diversa conformazione fisica del terreno etc. e perciò è possibile che una strada vari notevolmente lungo il suo tracciato. Inoltre, come accade in generale per l'arte antica, molto spesso i cambiamenti sono dettati da fattori politici [59].

2.2.2 La narrativa fuorviante sulle strade Romane

Il primo che chiaramente descrive le tecniche costruttive delle strade romane è il poeta Publio Papinio Stazio (*Silvae* VI, 3) riferendosi all'organizzazione della costruzione della Via Domiziana o Domitiana;

«Cos' è questo assordante rumore di dura selce percossa da pesante ferro, che ha riempito il lato della Via Appia dove sassosa costeggia il mare? [...] mal tollerando le lente vie di comunicazione del suo popolo e quei campi che impedivano qualsiasi viaggio, sopprime tutti quei lunghi giri e con una nuova gittata di materiale pietroso consolida quelle sabbie che appesantivano il cammino [...] qui una volta il viaggiatore che veniva trasportato su di un carro a un solo asse ondeggiava tra l'oscillare del pendulo timone: le ruote affondavano nelle insidie del terreno e la plebe latina in mezzo alla campagna paventava gli stessi mali della navigazione. Né rapidi erano i viaggi, ma le carreggiate, trattenendo il cammino che rimaneva impedito, lo ritardavano, mentre sfinita la bestia da soma arrancava sotto l'alto giogo, gemendo per il peso eccessivo. Ora invece il viaggio che richiedeva un intero giorno è divenuto di due ore appena [...] qui la prima fatica fu quella di tracciare i solchi, disfare i sentieri e scavare il suolo con uno scasso del terreno assai profondo; poi riempire gli scavi con altro materiale e approntare la base per lo strato superiore della pavimentazione, perché non si verificassero cedimenti del suolo e un fondo malsicuro non offrisse una base vacillante alla massa pietrosa sovrapposta. Poi la seconda fatica fu quella di stringere ai margini la carreggiata, da una parte all'altra, con blocchi di pietra e fissarla con numerosi perni. Oh, quante braccia insieme vi lavorano! Questi abbattono gli alberi e spogliano le montagne, questi col ferro spianano le sporgenze delle rocce e piallano il legname; quelli dispongono le pietre in modo da farle aderire fra loro e poi ricoprono tutto il lavoro, così intessuto, con calce e comune pozzolana; questi prosciugano con le mani gli spazi vuoti imbevutisi d'acqua e la spingono lontano in piccoli rivi. »

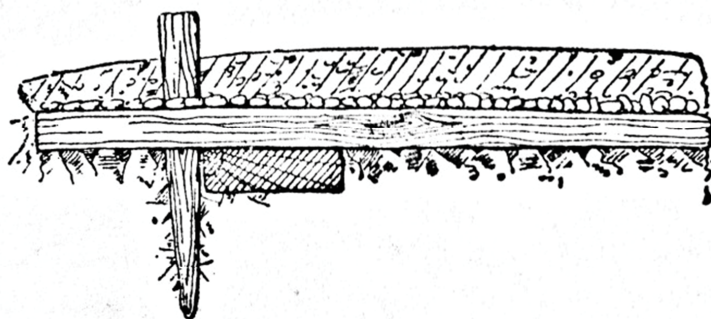
Publio Papinio Stazio

Prima di lui Vitruvio aveva parlato del metodo di costruzione “*dello Smalto*” ovvero dei “pavimenti” in generale; egli fa espressamente riferimento a pavimentazioni interne ma insegna come queste possano essere durevoli e consistenti e quali cautele adottare affinché non si deformino o fessurino. Molti di questi accorgimenti sono poi stati adottati per la realizzazione di pavimentazioni stradali. Per quanto riguarda le pavimentazioni stradali dà invece poche vaghe informazioni [31,41,60].

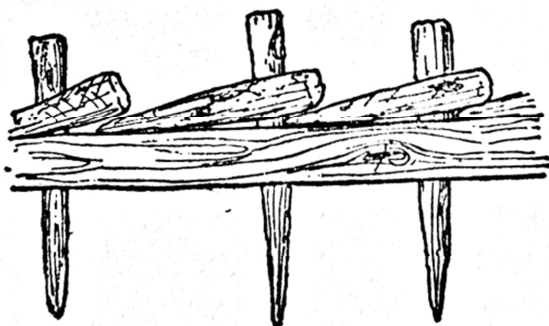
I procedimenti costruttivi romani possono essere in qualche modo considerati come una derivazione dei metodi adottati dagli etruschi [31,33,43]. Da vari studi archeologici si è giunti a quelle che sono le fasi, le tecniche e gli elementi per *munire viam, viam innovare, intituere, sternere e struere*, cioè per costruire e lastricare le principali strade Romane [1,3,34,40,41,61]. Con il termine *viam sternere* si indica appunto il “ricoprire di lastroni” e da qui deriva il termine *strada* [34]. È importante sottolineare che gli antichi romani prima di iniziare la costruzione della strada effettuavano studi sulla consistenza del terreno interessato ponendo particolare attenzione ai problemi che potevano derivare da eventuali infiltrazioni di acqua [1]. Prima di tutto veniva effettuato il tracciamento con la *groma* costituita da un bastone che da una parte veniva infisso nel terreno mentre dall'altra veniva infilata un'asta lunga un piede ed infine su questa veniva montata la *groma vera e propria* (Figura *groma*???): quest'ultima era sostanzialmente una croce a quattro bracci lunghi 1.5 piedi romani alle cui estremità erano attaccati dei fili con dei pesi terminali e serviva a tracciare allineamenti tra loro ortogonali [50,62]. In seguito venivano scavati, con l'ausilio di un aratro, due solchi che indicavano i margini laterali della strada (*sulci*), dopodiché veniva rimosso il terreno tra di essi a formare una trincea (detta *fossa*) generalmente di 45-60 piedi o comunque finché non si trovava un terreno abbastanza solido che veniva poi spianato e compattato manualmente; se il terreno non era abbastanza solido era necessario realizzare delle *fistucationes* cioè delle palificate in legno o dei *pontes longi* cioè degli zatteroni continui di legno (vedi **Figura 2.3**). A questo punto, prima di procedere al riempimento del solco con l'utilizzo di vari materiali (tale riempimento veniva detto *gremium*), e quindi prima di procedere alla realizzazione della sovrastruttura stradale vera e propria in diversi strati, un cui esempio è rappresentato in **Figura 2.4**, veniva preparato il *pavimentum* (in quanto per realizzarla era necessario *pavire terram* cioè battere la terra) utilizzando una malta

di calce per pareggiare le imperfezioni e creare una base per gli strati successivi. In realtà il termine *pavimentum* veniva utilizzato per indicare sia questo strato [61] sia per indicare, come vedremo in seguito, la parte più superficiale della struttura e cioè la pavimentazione vera e propria [40]. Il primo strato del *gremium*, detto *statumen*, era costituito per lo più di grossi blocchi, pietre o sassi (*saxa*), delle dimensioni di almeno 5 cm (non più piccoli della capacità della mano), disposte in fila, di piatto o di coltello, e legate con malta di calce o argilla per uno spessore variabile da 10 in. a 2 ft. (20-60 cm) in funzione delle circostanze: ad esempio nella via Annia vicino ad Altino l'argilla calcarea sostituiva la robustezza della pietra [34]; l'atto della realizzazione di tale strato veniva detto *staruminare* cioè creare le fondamenta. Il secondo strato, dello spessore di circa 9-10 in. (25 cm), detto *rudus* o *runderatio*, serviva a drenare le acque ed era costituito da *lapides globosi* cioè pietrisco o, in mancanza di questo, da calcinaccio (cioè materiale di ogni genere), e in questo caso veniva detto *rudus redivivum*, mescolato ad 1/3 (se i materiali erano nuovi) o 2/5 (se i materiali erano vecchi) di calce ponendo primariamente quest'ultima procedendo poi alla battitura con la mazzeranga di legno; l'atto della realizzazione di tale strato veniva detto *runderare*. Il terzo strato, detto *nucleus*, era costituito da ghiaia, sabbia grossa o frammenti di terracotta miscelata con 1/3 di calce; essa veniva compattata con rulli o battipali (*fistucatio*), in modo da legarsi bene con il *rudus*, fino a raggiungere uno spessore di 1 piede ai margini della strada e di 1.5 piedi al centro di essa. Questi strati venivano realizzati per evitare che la terra cedesse e per far sì che la via resistesse ad ogni prova cui era sottoposta. Al di sopra del *nucleus*, avente dorso leggermente arcuato in modo da allontanare le acque nelle cunette laterali, si realizzava la pavimentazione vera e propria detta *pavimentum*. Non sempre erano necessari tutti gli strati: se il terreno di partenza era già di per se roccioso questo veniva tagliato e spianato dopodiché veniva posto il *nucleus* e il *pavimentum*; per i romani infatti era molto importante anche la praticità e la scelta di una fondazione robusta era fatta per rendere necessaria una minore manutenzione e per rendere quindi la struttura più durevole. È importante sottolineare che i Romani realizzavano un rialzo al centro della strada ad arco, detto *agger*, per facilitare lo scolo delle acque verso i fossi di scarico, evitando che questa stagnasse, e per tale ragione la pavimentazione veniva anche denominata *sumum dorsum* o *summa crusta*. Le pavimentazioni venivano realizzate con diverse tecniche ma la più comune era di utilizzare grandi pietre

poligonali spaccate, con la faccia superiore piatta e quella inferiore con forma leggermente piramidale per essere disposta nello strato sottostante facilmente, che venivano disposte come un mosaico ed unite così bene da rendere i giunti quasi impercettibili come se fosse costituita da un solo masso. Per questo strato vicino a Roma venivano utilizzate pietre di lava basaltica dette *silex* o *laris siliceus*, poi detta selce, prelevate da cave chiamate *lapidicinae siliceae*. Generalmente si distinguevano le pietre per le quali era necessaria una mazza di ferro per romperle, dette appunto *silex*, da quelle più tenere che potevano essere tagliate, dette *saxum* e *lapis*. Queste ultime venivano talvolta utilizzate, tagliate in forma rettangolare, per realizzare le pavimentazioni all'interno della città ed erano generalmente di travertino. Per questo motivo venivano usati i termini *silice sternere* o *saxo quadrato sternere*: in ogni caso l'atto della realizzazione della strada si indicava con *viae stratae* dal quale, come detto, deriva il termine strada. I Romani erano poi soliti *marginare viam* cioè realizzare marciapiedi detti *crepidines*, *marginis* o *umbones* di varia ampiezza e, nei dintorni di Roma, lastricati (**Figura 2.5**): questi erano alti circa un palmo ed erano o di selce o di pietra da taglio. La parte più interna di tali marciapiedi (quella più vicina alla strada) era realizzata con pietre più lunghe, più sporgenti e più conficcate nel terreno, con la parte superiore arrotondata: questi venivano chiamati *gomphus* ed erano disposti ogni 3 m con lo scopo di impedire che i carri salissero sui marciapiedi [3].



a) *Sezione trasversale.*



b) *Sezione longitudinale.*

Figura 2.3 – Pontes longi [43]

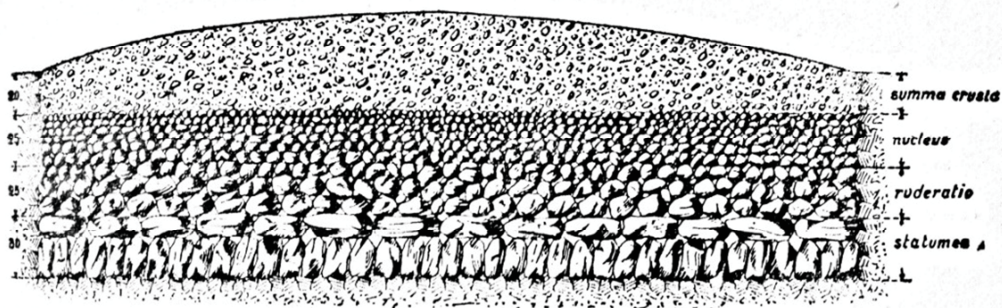
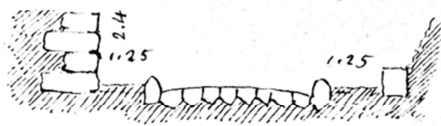


Figura 2.4 – Sovrastruttura stradale romana [43].

31. XII. 1905. GENZANO - S. GENNARO.

Sezione via Appia nel tratto benissimo conservato tra il bivio Civita e la Piscina magna alle Fornaci.
 La strada estend. profund. incassata, il terrapieno verso mare è sostenuto da muro di massi rufa mella per fianco e per testa. Lungo oltre 100^m sino al forte sul fesso di monte Cagnoletto. A monte ho visto un solo blocco.



Vi sono tracce di due diverticoli verso il monte secondo è notato in pianta. Quello che dalle Fornaci si dirige alla Villa e alla strada superiore dei Cordi era selciato di grandi e belli selcioni.


Anche la villa posta sul poggio 400. (La scorta delle Fornaci era accessibile da diverticoli selciati. Il padrone Angelo Bianchi dice avere trovato massi peperino coi canali dell'impluvio. Alle Fornaci colonna peperino marcata col segno  La conserva, ornatissima, sotticola masticcia forata
 Strada postale Sublaucio

Figura 2.5 – Sezione della Via Appia, presso il bivio per Lanuvio in località Monte Cagnoletto, da una scheda di Rodolfo Lanciani del 1905 [47].

Facendo un paragone con la stratigrafia delle strade moderne Forbes [31] identifica lo *statumen* insieme al *rudus* con la fondazione ed il *nucleus* come collegamento tra la pavimentazione, cioè la *summa crusta*, e la fondazione.

In realtà vedremo in seguito che generalizzare il sistema costruttivo di tali strade porta in errore: sulla base dei rilievi archeologici che andremo ad analizzare nei paragrafi 2.2.3 e 2.2.4 raramente ritrovano gli schemi appena descritti che ci giungono dai testi antichi.

2.2.3 Classificazione delle principali tipologie delle pavimentazioni delle strade Romane

Dalle fonti archeologiche disponibili si possono distinguere alcune soluzioni adottate dai romani per la costruzione di strade, riconoscibili nei vari territori e

aree geografiche: la scelta tra queste soluzioni dipendeva da diversi fattori tra cui le condizioni del terreno, la funzione stradale, la disponibilità materiali, ecc.

Chiunque desideri intraprendere un'analisi sistematica attraverso l'approccio ingegneristico dei dati descrittivi presenti in letteratura deve affrontare molte difficoltà. Queste difficoltà sono in parte dovute alla quasi totale assenza di dati relativi alla classificazione dei materiali, che sono essenziali per un dialogo tra competenze; tali difficoltà sono ulteriormente complicate dall'uso di termini vaghi o errati nella descrizione dei materiali granulari e della tipologia di sottofondo nelle costruzioni stradali. La dimensione, la distribuzione granulometrica e la forma degli aggregati, nonché la presenza di elementi frantumati o arrotondati, di materia organica e molti altri indicatori, influenzano le proprietà meccaniche e la suscettibilità all'acqua del sottofondo e degli aggregati non legati.

Detto questo, alcune tipologie di pavimentazioni stradali romane possono essere identificate da diverse fonti disponibili.

2.2.3.1 Vie glareae

Via glarea è una pavimentazione stradale romana composta da materiali granulari in pietra e generalmente dotata di *crepidines* (cordolo). Prima di tutto il terreno è stato scavato a una profondità variabile da 20 a 70 cm dopodiché lo scavo è stato riempito di aggregati: quelli più grossolani, che comprendono elementi arrotondati e schiacciati, sono generalmente collocati in fondo (**Figura 2.6a**) [63]. In alcuni casi, i materiali fini sono posti sotto quelli più grossolani: queste sezioni sono spesso conseguenze della sovrapposizione di diverse strutture di pavimentazione, che sono state quindi realizzate in tempi diversi (**Figura 2.6b**) [64,65]. *Glareae* sono anche le pavimentazioni stradali realizzate sugli argini, come le strade della centuriazione [66], della Spagna [67] e della Gran Bretagna [68]. Sono disponibili solo poche informazioni sugli argini di centuriazione: ci sono alcuni esempi in cui gli strati erano composti da ghiaia, ciottoli di fiume e terra collocati sul terreno naturale. Lo spessore di questi strati variava da 15 cm a 60 cm.

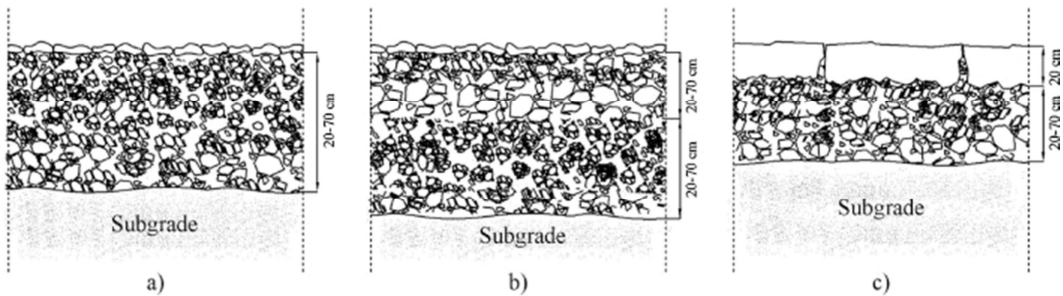


Figura 2.6 – Sezioni delle Strade Romane: a) via glarea; b) sovrapposizione di diverse viae glareae (appartenenti a differenti periodi); c) via silice strata.

Soluzioni analoghe erano diffuse anche in Gallia [69], Austria e Svizzera [70] dove in presenza di terreno paludoso era posto uno strato di grosse pietre sul fondo; alla fine uno strato di ciottoli e sabbia è stato realizzato come strato di usura.

Questo tipo di sezione si trova lungo le strade della centuriazione e delle strade secondarie, ad eccezione del passaggio all'interno delle città, ma anche lungo le strade principali dove la natura del suolo rendeva superfluo il tipico assetto di *viae silice*: alcuni esempi italiani sono la Via Salaria nel tratto collinare [63] e la Via Flaminia Militare dove attraversa aree con affioramenti calcarei [71]. I casi in cui la via glarea è la pavimentazione predominante e strati via silice è l'eccezione non sono rari, anche nelle città, a causa delle specifiche caratteristiche in situ dei suoli.

2.2.3.2 Vie silice stratae

L'elevato volume di traffico ed i problemi di igiene hanno reso necessaria la costruzione di *Viae silice stratae* (**Figura 2.6c**) all'interno delle città, mentre al di fuori del contesto urbano questa soluzione spesso rappresentava una fase successiva di una precedente via glarea [32,33,47,63,72,73]. Per questo motivo, come già detto per le *viae glareae*, una particolare sequenza degli strati granulari sottostanti rappresenta probabilmente una superficie stradale più antica [65].

In presenza di un terreno ad alta consistenza o di una roccia a bassa consistenza, i blocchi di pietra erano in alcuni casi posti direttamente sopra questi, interponendo un sottile strato di sabbia [47,64,73–75].

È bene ricordare che la pavimentazione in pietra non costituiva quasi mai un elemento strutturale di rinforzo per proteggere i sottofondi morbidi e quindi era

raramente progettata per mitigare lo stato di stress che li interessava. Sono invece prevalenti le funzioni di protezione della superficie stradale (da ormaimento e scavo), di generazione di minore attrito per i carri e meno sforzo fisico per i cavalli e l'efficienza di rimozione delle acque piovane dal fondo stradale.

2.2.3.3 Particolari strade acciottolate

Esistono soluzioni intermedie tra *viae glareae* e *viae silice stratae*: queste soluzioni sono spesso rappresentate da pavimentazioni costituite da grandi ciottoli fluviali come, ad esempio, in diverse sezioni della Via Egnatia [76,77]. Anche in questo caso, in funzione del sottofondo, i ciottoli potevano essere posti direttamente a contatto con il suolo naturale o interponendo uno o due strati alternati di terreno e ciottoli.

2.2.3.4 Pontes longi

C'erano situazioni in cui il terreno naturale era di qualità molto scarsa, spesso a causa della presenza dell'acqua; in queste zone paludose e torbose non era raro costruire i cosiddetti *pontes longi*, che erano strutture di by-pass per il sostegno della pavimentazione stradale [3,33,50,72,78–82]. I *Pontes longi* erano costituiti da lunghi pali di legno che venivano infissi nel terreno, nella parte esterna della strada, fino a raggiungere un terreno più consistente. Queste erano tenute longitudinalmente insieme da travi di legno, su cui erano disposte trasversalmente tavole di legno. Sulla parte superiore di questa struttura veniva poi realizzata la pavimentazione.

2.2.3.5 Strade romane del Nord Africa

Una descrizione separata è necessaria per le strade romane del Nord Africa che all'esterno delle città erano in genere semplici percorsi carovanieri: il sottosuolo roccioso del deserto rendeva superflui i complessi e costosi lavori descritti nei paragrafi precedenti [33,46,50,83]. In queste zone, i Romani rimuovevano i detriti, come ciottoli e massi, e li spingevano verso l'esterno a formare i bordi di queste strade: oggi queste strade appaiono come lunghe tracce, in parte cancellate, di grosse pietre [83–85]. In alcune situazioni per facilitare gli spostamenti tra zone a

quote diverse, è stato necessario realizzare sezioni rialzate o rampe come nel caso della Via Nova Hadriana [83].

2.2.3.6 Scavo in roccia

Un altro esempio particolare è rappresentato dalle strade costruite direttamente nell'affioramento roccioso. Nelle zone montuose o collinari, per consentire il passaggio della strada, era molto spesso necessario tagliare parte della parete rocciosa [34,54,55,72,86–89]: la superficie risultante era talvolta usata direttamente come superficie di guida; a volte venivano creati solchi longitudinali, che servivano da rotaie per i carri [51,63,75,78,87] e solchi trasversali, che davano una migliore presa agli zoccoli degli animali. Dove un "semplice" taglio della parete rocciosa non era sufficiente sono state realizzate delle vere e proprie gallerie [51].

2.2.4 Back calculation delle pavimentazioni stradali romane

Nell'ipotesi suggestiva che i romani possedessero criteri di progettazione specifici e specializzati, dai quali discendevano le tecniche costruttive più appropriate, è stata realizzata un'analisi dell'antica pavimentazione stradale attraverso un approccio moderno.

La sovrastruttura stradale (sia *glareae* che *silice stratae*) è stata collocata in loco su un terreno naturale o, in alcuni casi, su un terrapieno artificiale che costituiva una base ideale per la successiva costruzione a strati e costituiva, come per le strade moderne, il sottofondo della pavimentazione.

Le pavimentazioni romane, aventi adeguato spessore e rigidità, fornivano una superficie di guida piana in grado di resistere all'usura e di distribuire i carichi sul sottofondo evitando che il terreno fosse eccessivamente sovraccaricato.

Un sottofondo soddisfacente deve essere in grado di resistere alle sollecitazioni derivanti dai carichi del traffico ed alle variazioni di umidità e temperatura senza subire grandi deformazioni. La causa principale del fallimento del sottofondo è l'effetto dei carichi del traffico che producono una compattazione localizzata del suolo con una riduzione locale del volume e di conseguenza un cedimento differenziale del sottofondo con perdita di planarità della superficie di guida e il suo rapido deterioramento. Per quanto riguarda i fattori ambientali, i

maggiori danni sono causati dall'acqua, dalla variazione stagionale del contenuto di acqua del terreno e dall'azione del gelo. L'idoneità di un terreno a costituire un adeguato sottofondo per le costruzioni stradali è generalmente esplicita da una classificazione del terreno [90] che tiene conto di diversi parametri determinati attraverso appropriati test di laboratorio (sono richiesti campioni con volumi ridotti): questi parametri sono riassunti in diversi standard, come UNI 11531-1: 2014, EN ISO 14688-1: 2013 (Geotechnical investigation and testing — Identification and classification of soil — Part 1: Identification and description), NF P 11-300, ecc., ma concettualmente già presenti all'inizio del XIX secolo. Il United Soil Classification System (USCS), sintetizzato nello standard americano ASTM D2487-06 (Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes), consente di associare anche i parametri di portata, ovvero il carico che, in condizioni di stress note, causa un cedimento predeterminato, con sintetiche e qualitative descrizioni del suolo (granulometria e suscettibilità all'acqua) attraverso test avanzati non distruttivi.

2.2.4.1 Analisi dei carichi di traffico e progettazione degli strati in materiale granulare non legato

Le pavimentazioni romane erano considerate come strati di materiale granulare non legato, adeguatamente compattati, aventi la funzione di distribuire i carichi trasmessi dalle ruote dei carri al sottosuolo. Questi strati di materiale granulare non legato nel loro complesso sono paragonabili a quelli attualmente designati con il termine inglese macadam, il precursore delle pavimentazioni moderne, coniato dal 1820 [47]. Maggiore è lo spessore dello strato (t) (maggiore è la distanza tra il punto di applicazione del carico ed il sottofondo), minore sarà lo sforzo di compressione agente sul sottofondo.

In questo studio è stato considerato un carro che trasmette su ogni ruota un carico (P); questo carico verrà distribuito su una determinata area di contatto. Come è già stato detto, il macadam ha la funzione di distribuire i carichi derivanti dal traffico sul sottofondo; questa pressione è distribuita attraverso il macadam con un angolo φ che dipende dall'attrito tra i grani. Una certa pressione (p) considerata uniforme, agirà quindi sul sottofondo: questa pressione deve essere inferiore a un determinato valore consentito che dipende dalle caratteristiche del terreno di

sottofondo. A titolo di confronto, in questo studio sono stati utilizzati i valori tipici di pressione ammissibile (p_{max}) presenti in letteratura (**Tabella 2.1**).

Tabella 2.1 – Spessori richiesti delle pavimentazioni stradali romane, caricate da un carro Romano, in funzione della tipologia di sottofondo e della posizione della ruota del carro.

Terreno	Tipica p_{max} [N/mm ²]	Spessore richiesto alla pavimentazione [cm]			
		Lontano dal bordo		Vicino al bordo	
		Downs	Harger and Bonney	Downs	Harger and Bonney
Terreno sabbioso fine	0.028	23.79	22.25	33.64	30.61
Terreno argilloso	0.056	16.82	13.31	23.79	20.82
Terreno limoso	0.120	11.54	10.06	16.32	13.44
Roccia a bassa consistenza	0.500	5.64	4.27	7.98	5.41
Roccia ad elevata consistenza	0.900	4.21	2.90	5.95	3.56

Dalle informazioni disponibili [91], è possibile identificare il carico applicato su ciascuna ruota di un carro merci romana: in questo studio sono stati considerati una ruota avente un cerchio di metallo di 50 mm di spessore e un carico pari a 5000 N (poco più di 1500 libbre romane) [92]. Tra i metodi analitici utilizzati all'inizio del XX secolo per il design del macadam c'è la formula Downs [93]: essa considera un'area di contatto puntuale (questa ipotesi è accettabile per i cerchi metallici) e una distribuzione della pressione attraverso il macadam con un angolo di 45° rispetto all'orizzontale, avente quindi un andamento conico (Eq. 2.1 ed Eq. 2.2, **Figura 2.7a**).

$$P = p \cdot \pi \cdot t^2 \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$t = (P \cdot (\pi \cdot p_{max})^{-1})^{0.5} \quad \text{Eq. 2.2}$$

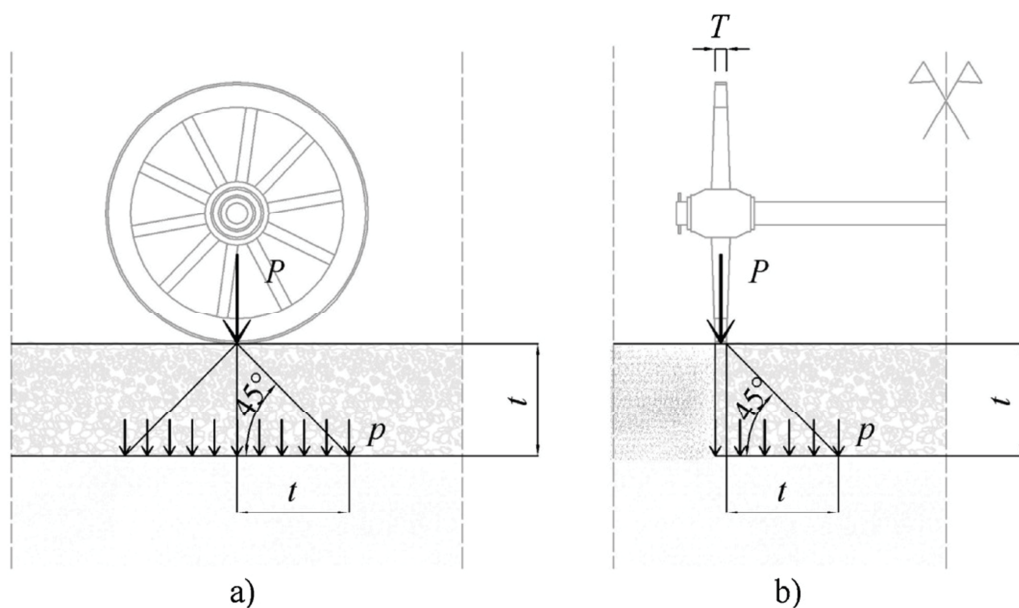


Figura 2.7 – Distribuzione del carico attraverso il macadam per a) ruota del carro lontana dal bordo della pavimentazione: formula di Down; b) ruota del carro vicina al bordo della pavimentazione: formula di Harger and Bonney.

Nel 1927 fu introdotta la formula di Harger e Bonney [93]: essi consideravano l'area di contatto come un segmento di lunghezza pari alla larghezza della ruota (T) e una distribuzione di pressione attraverso il macadam con un angolo di 45° (Eq. 2.3 ed Eq.2.4).

$$P = p \cdot (\pi \cdot t^2 + 2 \cdot T \cdot t) \tag{Eq. 2.3}$$

$$t = (P \cdot (\pi \cdot p_{max})^{-1} + T^2 \cdot \pi^{-2})^{0.5} - T \cdot \pi^{-1} \tag{Eq. 2.4}$$

Queste formule presuppongono che il carico sia applicato a una certa distanza dal bordo della strada. Si dice, tuttavia, che non esisteva una larghezza unica per le strade romane: la larghezza di una strada a doppio binario doveva consentire il passaggio di due carri di 1,5 m di larghezza (la distanza tra le ruote di ciascun asse era di circa 1,4 m) e per questo motivo la larghezza della strada doveva essere di almeno 3 m. In questo caso, le ruote si trovavano sul bordo della strada (**Figura 2.7b**). Nelle peggiori condizioni possibili (eliminando completamente l'azione di

distribuzione del carico da parte del materiale della spalla) le aree di supporto sono più piccole (rispetto a quelle precedentemente descritte) e lo spessore del macadam sarà maggiore. Sono così state ottenute la formula di Downs modificata (Eq. 2.5 ed Eq. 2.6) e la formula di Harger e Bonney modificata (Eq. 2.7, Eq. 2.8 e **Figura 2.7b**).

$$P = 0.5 \cdot p \cdot \pi \cdot t^2 \quad \text{Eq. 2.5}$$

$$t = (2 \cdot P \cdot (\pi \cdot p_{max})^{-1})^{0.5} \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$P = p \cdot (2 \cdot t \cdot T + 0.5 \cdot \pi \cdot t^2) \quad \text{Eq. 2.7}$$

$$t = (4 \cdot T^2 \cdot \pi^{-2} + 2 \cdot P \cdot (\pi \cdot p_{max})^{-1})^{0.5} - 2 \cdot T \cdot \pi^{-1} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Sulla base di tali formulazioni, in funzione dei valori indicativi di p_{max} presentati nella **Tabella 2.1**, è stato determinato un ordine di grandezza dello spessore di macadam richiesto per il transito dei carri romani.

2.2.4.2 Adeguatezza delle sezioni della pavimentazione romana

Nonostante la mancanza di dati analitici e di una rigorosa classificazione dei terreni di sottofondo e dei materiali lapidei utilizzati, alcune sezioni delle pavimentazioni stradali romane, derivate da ritrovamenti archeologici e descritte da vari ricercatori, possono essere confrontate con gli spessori richiesti per supportare il passaggio di carri merce romani secondo i criteri analitici usati all'inizio del XX secolo (**Figura 2.8**).

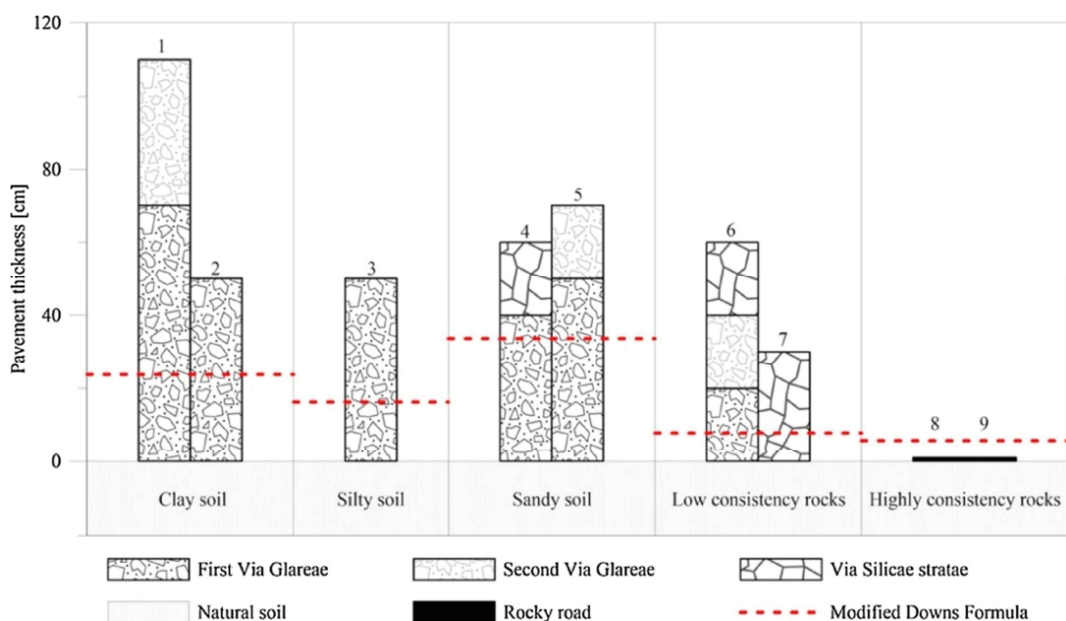


Figura 2.8 – Spessore di alcune sezioni di strade romane in funzione del tipo di sottofondo: (1) Via Flaminia presso Rimini; (2) Via del confine tra Pisignano e Villalata; (3) Via del Botronchio; (4) Via Aurelia a Civitavecchia; (5) Via Annia vicino ad Altino; (6) Via Flaminia vicino a Roma; (7) Via Egnatia tra Stravos e Kavala; (8) Via delle Gallie vicino a Donnas; (9) Prolungamento della Via Aurelia al Frejus.

2.2.4.2.1 Via Flaminia nei pressi di Rimini [58] e Via del Confine [94]

Il tratto della Via Flaminia all'esterno dell'Arco di Augusto analizzato dai ricercatori [58] è stato realizzato su un terreno argilloso. In questa zona è stato rinvenuto uno strato più antico, probabilmente del periodo repubblicano, costituito da 70 cm di ghiaia e sabbia fine: gli elementi di rivestimento sono stati rimossi dalla parte superiore di questo strato. Il secondo strato, dello spessore di 40 cm, è probabilmente dell'età Augustiniana o al massimo del primo periodo Imperiale: esso è costituito da ghiaia fine e sabbia ed era ricoperto da ciottoli appiattiti che costituivano la superficie di guida. Lo strato più antico ha uno spessore molto più grande di quello strettamente necessario per un terreno argilloso, pari a 24 cm (**Figura 2.8.1**).

Il tratto di strada analizzato da Farfanetti [94] è largo 10,00 m ed è realizzato su terreno argilloso. La sezione è costituita da tre strati con uno spessore totale di

50-60 cm: il primo strato è costituito da ghiaia fine mista a frammenti di terra, la seconda da ghiaia grossolana e l'ultima da argilla mista a frammenti di terra. Lo spessore è ancora una volta maggiore di quello strettamente necessario per la situazione più gravosa (**Figura 2.8.2**).

La qualità portante dell'argilla (come sottofondo) viene definita da discreta a povera nella classificazione UNI 11531-1:2014 e da discreta a scarsa nella classificazione ASTM D2487-06. L'azione del gelo varia da media a molto elevata, mentre il restringimento e il rigonfiamento variano da medio a molto alto; inoltre questi terreni sono praticamente impermeabili.

2.2.4.2.2 Via del Botronchio [95]

Il tratto di strada analizzato da Ciampoltrini e Andreotti [95] è largo 5,00 m. La sezione è costituita da uno strato di ghiaia di 50-60 cm posto direttamente sul sottosuolo limoso; essa era ulteriormente irrobustita ai lati con ciottoli più grandi e fosse di drenaggio. Come si può notare nella **Figura 2.8.3** anche in questo caso la massicciata ha uno spessore molto maggiore di quello strettamente necessario per il terreno limoso, di circa 17 cm per situazione più gravosa.

La qualità portante dei terreni limosi (come sottofondo) viene definita da mediocre a scadente nella classificazione UNI 11531-1: 2014 e da scarsa a sufficiente nella classificazione ASTM D2487-06. L'azione del gelo varia da media a molto elevata, mentre il danno da ritiro e rigonfiamento variano da lieve a medio; inoltre hanno da media a scarsa permeabilità.

2.2.4.2.3 Via Aurelia presso Civitavecchia [75] e Via Annia presso Altino [78]

Il tratto di Via Aurelia analizzato da Fustier [75] è realizzato su terreno naturale costituito da sabbia vulcanica. La sezione è costituita da uno strato di 40 cm di pietre frantumate di tufo ricoperte da pietre poligonali di basalto dello spessore di 20 cm e dimensioni massime di 70 cm; anche in questo caso i due strati sono probabilmente due rifacimenti di epoca diversa. Come si può notare dalla Tabella 1, lo spessore necessario alla protezione del sottofondo nel caso di terreno sabbioso è di circa 34 cm nella condizione più gravosa: in questo caso lo strato di materiale granulare non legato è poco più alto quello strettamente necessario (**Figura 2.8.4**).

Il tratto di Via Annia analizzato da Rosada [78] è largo 5-6 m ed è realizzato anch'esso su terreno sabbioso. La sezione è costituita da due strati: il primo, avente spessore di 50-60 cm, è costituito da grandi ciottoli mentre il secondo, avente spessore di circa 20 cm, è costituito da ghiaia. Anche in questo caso il primo strato è poco più alto di quello strettamente necessario (**Figura 2.8.5**).

La qualità portante dei terreni sabbiosi (come sottofondo) è definita da buona ad eccellente nella classificazione UNI 11531-1: 2014 e da sufficiente a buona nella classificazione ASTM D2487-06. L'azione del gelo varia da nulla a molto lieve mentre il danno da ritiro e da rigonfiamento non sono quasi nulli; inoltre la permeabilità di questi terreni è molto elevata.

2.2.4.2.4 Via Flaminia vicino a Roma [65] e Via Egnatia tra Stravos e Kavala [76]

Il tratto di strada analizzato da Fustier [65] è largo 4,30 metri ed è completamente incassato nel fragile tufo vulcanico. La sezione stradale è costituita da un primo strato dello spessore di 20 cm di ciottoli (probabilmente del Tevere) con una dimensione media di 4 cm seguita da un secondo strato di 20 cm di ciottoli della stessa dimensione mescolati con ciottoli più grandi; questi sono infine ricoperti da pietre poligonali di basalto dello spessore di 20 cm e di dimensioni massime di 70 cm. Questi tre strati sono probabilmente tre rifacimenti risalenti a periodi diversi.

Dal progetto eseguito con le equazioni (2), (4), (6) e (8) lo spessore del macadam deve essere di almeno 8 cm, nella condizione più sfavorevole: come si può notare nella **Figura 2.8.6** questo spessore è significativamente più basso di quello del primo strato.

La Via Egnatia tra Stravos e Kavala [76] è larga 4,00 m ed è incassata nel granito esposto alle intemperie. La sezione stradale è costituita da un unico strato di ciottoli di granito dello spessore di 30-40 cm; gli spazi tra i ciottoli sono riempiti con terreno argilloso sabbioso. Anche in questo caso lo strato ha uno spessore molto maggiore di quello strettamente necessario per il terreno roccioso limoso (**Figura 2.8.7**).

Come già detto, in queste zone è presente un sottofondo roccioso: per questo motivo era lecito aspettarsi che la superficie di scavo potesse essere utilizzata

direttamente come piano carrabile, sufficiente in termini di capacità portante e coerente con quanto stimabile dalle stesse relazioni di calcolo.

Le successive sovrapposizioni con altro materiale e con rivestimento in pietra sono evidentemente conseguenza di manutenzioni per intervenuta delocalizzazione dei materiali e per agevolare il transito veloce e meno dispendioso di grandi traffici.

2.2.4.2.5 Strada romana in Hautes Fagnes (Belgio) [81]

Questo tratto di strada è realizzato su terreno torboso (o terreno paludoso altamente organico). Secondo le classificazioni questo tipo di terreno deve essere scartato come sottofondo a causa della sua limitata qualità portante, nonché del danno da ritiro e rigonfiamento molto elevati e a causa della scarsa capacità drenante nonostante la modesta azione antigelo. Anche in questo caso le scelte operate dai Romani sono in linea con le recenti classificazioni del suolo: in presenza di suolo torboso la capacità portante della struttura è stata affidata a terreni più profondi attraverso l'uso di pontes longi.

In ogni caso tutte le sezioni analizzate, per quanto riguarda le pavimentazioni più antiche dei vari rifacimenti, sono verificate con i metodi di progettazione delle massicciate degli inizi del XX secolo (**Figura 2.8**): il fatto che in alcuni casi gli strati avessero spessori assai superiori a quelli strettamente necessari può essere quindi dovuto ad altri aspetti, non solamente strutturali. Si diceva che i romani fossero abili nella costruzione e manutenzione delle strade: l'uso di strati più spessi di quelli strettamente necessari aiutava i romani a pianificare la manutenzione che poteva in questo modo essere ritardata. Dagli spessori delle pavimentazioni stradali romane si può inoltre ritenere che queste scelte fossero dovute anche a problemi legati ai cambiamenti nello stato fisico del terreno in loco causati dalle condizioni locali.

I metodi analitici descritti rispondono solo a esigenze meccaniche pure, ma non tengono conto dei problemi idraulici che nelle attuali pavimentazioni stradali vengono adeguatamente considerati con l'inclusione di uno strato aggiuntivo di materiale granulare con funzione anti-capillare. Si può presumere che questo

aspetto sia stato chiaramente compreso dagli ingegneri romani, che hanno realizzato spessori maggiori nei tratti stradali su terreni argillosi e limosi, proprio come faremmo oggi. Suoli incoerenti, come la sabbia, sono insensibili all'acqua, hanno una buona permeabilità e anche l'azione del gelo non produce rialzi ed espansioni. Al contrario, suoli fini come quelli argillosi e limosi, mostrano sia variazioni volumetriche, causate da variazioni del contenuto di umidità, sia sollevamenti dovuti all'azione del gelo. La conoscenza di questi effetti potrebbe essere già stata nota ai Romani poiché per i terreni argillosi e limosi lo spessore della sovrastruttura (con maggior permeabilità) era significativamente più alto di quello strettamente necessario dal punto di vista meccanico.

Per un miglior riscontro di quanto ora ipotizzato e celermente provato, sarebbe necessario avere informazioni più esaustive, sia sul terreno utilizzato come sottofondo sia sul terreno utilizzato come rilevato nonché sul materiale utilizzato nei vari strati della sovrastruttura, anche in vista di approcci scientifici più rigorosi e complessi oggi supportati da indagini di tipo non distruttivo proprie del settore dell'ingegneria stradale che possono avviare ad un più compiuto giudizio sulle abilità di progettisti oltre che di straordinari costruttori di opere che hanno vinto il traffico più severo, quello del tempo.

2.3 Pavimentazioni stradali in elementi lapidei a cavallo del XVIII e XIX secolo

Nella dichiarata limitazione della trattazione alle sole pavimentazioni costituite da elementi litoidi, un tentativo di sistematizzazione delle soluzioni tecniche conduce a riconoscere per semplicità tre categorie tipologiche principali: gli acciottolati, i selciati ed i lastricati.

Nel XVIII e XIX secolo con il termine selciate venivano indicate quelle pavimentazioni costituite da piccoli elementi e cioè costituiti sia da ciottoli, cioè elementi già presenti in natura più o meno tondeggianti ed allungati, che da piccoli elementi resi regolari artificialmente di forma cubica, tronco-conica o parallelepipedica [10]: le pavimentazioni costituite dai primi verranno d'ora in avanti chiamate acciottolati mentre quelle realizzate con i secondi verranno chiamate selciati. Esisteva poi una terza categoria, i lastricati, che erano anch'essi realizzati con elementi di forma regolare ma aventi superficie esposta al carreggio

assai più elevata. Tali tipi di pavimentazioni risultavano molto più resistenti al logorio superficiale rispetto alle strade inghiaiate ed erano adatte, oltre che alle strade all'interno delle città, dove avevano lo scopo di resistere ai grandi carichi, agli urti degli zoccoli ferrati etc. [96,97], anche in quelle zone dove, a causa della bassa quota delle strade rispetto a corsi d'acqua, vi era rischio di inondazione [29].

Le tre tipologie di pavimentazioni in pietra, utilizzate spesso in strade di gerarchia differente, oltre a differenziarsi per la natura e dimensione degli elementi lapidei utilizzati, presuppongono diverse modalità di posa e realizzano una diversa conformazione della superficie finale e della modalità di allontanamento delle acque meteoriche.

2.3.1 Acciottolato

Gli acciottolati venivano realizzati con ciottoli naturali. Il materiale utilizzato variava a seconda dei paesi in quanto si adoperavano i materiali che la natura metteva a disposizione nelle vicinanze, idonei alla tipologia, alla qualità ed alla durabilità della strada [30,98]. Erano in generale adatte le pietre, provate dall'esperienza, che non si alteravano a causa delle acque pluviali, dei raggi del sole, delle intemperie e delle gelate, dure ed omogenee per poter resistere alla pressione delle ruote delle vetture, e ai colpi degli zoccoli degli animali ma non troppo dure ed a grana troppo fine, per resistere all'usura e non risultare troppo lisce per il passo degli animali. Si preferivano elementi privi di venature e di macchie gialle o solfuree [29,96,98]: i ciottoli migliori erano quelli di natura silicea, granitica, quarzosa, arenaria dura, basaltica, vulcanica, a grana fine [23,96] ma potevano essere utilizzati anche serpentini, eufotidi ed altre rocce verdi analoghe [99,100]. Ancora una volta, gli esempi italiani esaltano la notevole diversificazione dei litotipi per vallate distinte di un medesimo ampio bacino idrografico anche con il trasferimento di rocce non autoctone laddove vi fossero buone comunicazioni per via d'acqua. A Ferrara si utilizzavano ciottoli granitici e porfirici provenienti dalle campagne veronesi [29], a Vicenza ciottoli silicei e granitici del torrente Brenta [30], a Milano ciottoli dell'Adda o del Brembo, granitici di color cupo, di grana fina, senza vene, esclusi particolarmente i rossicci ed i biancastri [101], a Pavia i ciottoli allungati dell'Adda o del Ticino senza macchie giallastre o solfuree [102], a Torino ciottoli di natura serpentinosi degli affluenti di Po [103].

Per quanto riguarda le dimensioni (**Figura 2.9**) allo scopo di avere una buona riuscita dell'opera era necessario che i ciottoli avessero tra loro, per quanto possibile, le stesse dimensioni che dovevano essere indicate all'interno dei capitolati d'appalto [96,104]: in linea di massima dovevano avere asse maggiore di circa 9-15 cm e asse minore di circa 6-9 cm, ma potevano avere dimensioni assai maggiori [17], facendo comunque attenzione che le due dimensioni fossero tra loro ben proporzionate in modo che il ciottolo fosse sempre di forma ovale o ellissoidica [21,23,30,96,99–101,105]. In alcuni casi i ciottoli di fiume selezionati venivano spianati nella parte superiore a realizzare la cosiddetta pavimentazione a mosaico [106]. Le pavimentazioni acciottolate, proprio a causa della loro rugosità provocata dalla forma degli elementi che la compongono, sono state fortemente criticate poiché erano disadatte ai pedoni, offrivano grande resistenza alle ruote dei carri e, nel seguito, delle vetture, generavano rumore e vibrazione ai veicoli, si deformavano facilmente sotto i carichi pesanti, era difficile mantenerle pulite e necessitavano di frequenti riparazioni [16,17,27,28,97,105,107]. Nonostante tali difetti tecnici le pavimentazioni acciottolate vennero realizzate in molte città del Nord Italia grazie alla loro economicità di costruzione, dovuta anche all'abbondanza del materiale nelle immediate vicinanze [16,19,21,99,108], ma non erano rare nemmeno in altre zone del centro Italia [109]. In passato gli acciottolati, definiti come "boulder pavements" rappresentavano la principale pavimentazione utilizzata in Inghilterra fino agli inizi del XX secolo [27]. In ogni caso nei primi del '900 gli acciottolati furono abbandonati o utilizzati solo nelle strade secondarie dei centri urbani o in località di poca importanza in molte parti d'Europa [27,110,111].

Le numerose testimonianze presenti trasferiscono all'osservatore di oggi un fascino notevolissimo ed un forte richiamo alla storia, pur limitando l'incedere con calzature non adeguate e risultando molto limitanti la mobilità di utenti con disabilità.

$$\begin{aligned} a &= 0^m,08 \div 0^m,12 \\ b &= 0^m,06 \div 0^m,08 \\ c &= 0^m,12 \div 0^m,16. \end{aligned}$$

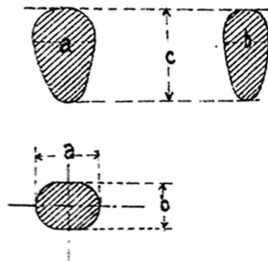


Figura 2.9 – Tipiche dimensioni dei ciottoli utilizzati per la realizzazione di acciottolati [99].

Per la preparazione del piano di posa, già dalla fine seicento era chiaro che qualsiasi fosse la pavimentazione da realizzare il requisito di stabilità e durabilità aveva origine dal sottofondo. Per gli acciottolati veniva realizzato uno scavo ad una profondità da 15 cm a 30 cm sotto la linea che definisce il lavoro ultimato e che veniva indicata all'interno dei capitolati d'appalto [96,100,104]. La superficie del fondo doveva risultare perfettamente liscia e, se in passato si realizzava piana [104], affidando poi alla fondazione il compito di conferire alla pavimentazione le adeguate pendenze, in seguito tale compito fu affidato direttamente al sottofondo [29,96,100,108]. A questo punto il sottofondo doveva essere più volte battuto con mazzeranghe, del peso di circa 25-50 kg, in modo da risultare estremamente compatto e da non cedere sotto il carreggio a pavimentazione finita [12,23,29,96,100]. Talvolta, per la disposizione di condotti sotterranei del sistema di drenaggio era necessario realizzare scavi più profondi tali da lasciare almeno 35 cm tra parte sommitale della condotta e la superficie della pavimentazione finita [101].

La preparazione della fondazione e dello strato di allettamento dei ciottoli, consente di distinguere le tipologie di acciottolato nella cosiddetta posa a secco o in calce e la presenza di guide in pietra per il carreggio configura schemi specifici a composizione mista.

2.3.1.1 Acciottolato su allettamento non legato

2.3.1.1.1 Fondazione

A scavo avvenuto del piano di posa, la fondazione era costituita da uno strato, con spessore variabile in funzione dei luoghi e dell'importanza della strada, di materiale granulare [19,99]. Anche il materiale utilizzato per la fondazione dipendeva dalla disponibilità naturale delle diverse zone [104]. Tale strato doveva avere spessore minimo di 5 cm [29,96] ma in alcuni casi era prescritto uno spessore maggiore fino a 15 cm [23]: le istruzioni nella città di Milano, ad esempio, richiedevano uno spessore minimo era di 12 cm [29]. Per conferire maggior solidità a tale strato era necessario batterlo con piloni, previa bagnatura [23].

2.3.1.1.2 Allettamento

Sullo strato compattato di fondazione si predisponeva l'allettamento ossia lo strato sul quale vengono alloggiati i singoli ciottoli, costituito da strato di sabbia con spessore variabile a seconda dei luoghi. In Italia ad esempio era prescritto che l'allettamento fosse costituito da uno strato di spessore uniforme di almeno 10 cm di sabbia o minutissima ghiaia; in Francia si prescriveva uno strato di spessore compreso tra i 15 ed i 20 cm costituito di sabbia grossolana [26]; alcuni prescrivevano uno spessore minimo di 14 cm mentre altri indicavano sufficiente uno spessore di 5 cm [23]. In generale esso era compreso tra i 10 ed i 15 cm. la sabbia utilizzata a tale scopo doveva essere pura, priva di sassi e di sostanze terrose in modo che tale strato non fosse suscettibile all'umidità [19,23,96]. Si sottolineava inoltre il fatto che la sabbia di fiume e di torrente fosse migliore e quindi preferibile a quella di cava [23,26]. All'inizio del XX secolo negli stati uniti era consigliato uno strato di 15 cm di sabbia argillosa poiché se tale strato era costituito da sabbia pulita o da materiale esclusivamente argilloso gli elementi potevano risultare allentati e non si mantenevano in posizione sotto il carico dovuto al traffico [21,112].

2.3.1.1.3 Posa in opera degli elementi

Una volta realizzato lo strato di allettamento e scelti i ciottoli questi dovevano essere disposti verticalmente, infissi di punta e ben serrati tra loro in modo da creare una superficie solida ed il più possibile uniforme. Certe volte per facilitare la posa si suddivideva la superficie da pavimentare in settori e si procedeva con le operazioni seguenti un settore alla volta [100]. Per la disposizione degli elementi veniva effettuato nello strato di sabbia un piccolo incavo con la punta del martello dove venivano poi infissi gli elementi a mano e veniva effettuata una prima battitura con mazzeranghe o con martelli ferrati finché la superficie non raggiungeva una certa quota al di sopra di quella che doveva avere la superficie finita. A questo punto si ricopriva la superficie con uno strato di sabbia della migliore qualità sufficiente a riempirne gli interstizi fino alla testa dei ciottoli aiutandosi con delle scope e si batteva con mazzeranghe del peso indicativo di 15-20 kg; alcuni consigliavano di disporre la sabbia a piccoli strati bagnandola e battendo la pavimentazione con piloni o mazzeranghe e di ripetere il tutto per almeno tre volte [23]: l'ideale era effettuare tale operazione nello stesso giorno della posa degli elementi a più riprese e con forza crescente in modo da consolidarlo adeguatamente anche inaffiandolo [30]; altri consigliavano di inumidire la superficie la sera e di ripetere la battitura il giorno seguente con mazzeranghe più pesanti di circa 25-50 kg [96]. A questo punto si ricopriva il tutto con un piccolo strato di sabbia della migliore qualità e si apriva al traffico. Alcuni davano indicazioni sulle caratteristiche della sabbia cioè granita, e pura di fiume, torrente, o rivo, o di cava [104]. Nonostante tutte le accortezze era però evidente che i ciottoli, non erano mai abbastanza trattenuti dalla sabbia e maturavano un reciproco assestamento non sempre perfettamente governabile.

2.3.1.1.4 Apparecchiatura

Per quanto riguarda l'apparecchiatura nei vari testi dell'epoca non vengono date informazioni dettagliate. Nonostante i ciottoli utilizzati dovessero avere dimensioni il più possibile uniformi è ovvio che, essendo materiali naturali, avevano comunque dimensioni diverse: per tale ragione era necessario disporre i ciottoli più o meno grandi in zone dove l'azione del carreggio era più o meno consistente. Gautier [26] sottolinea che in Francia le pavimentazioni acciottolate erano realizzate disponendo nelle fasce laterali gli elementi più grossolani, in

quanto erano percorse dalle ruote dei carri mentre al centro, dove erano battute solamente dagli zoccoli degli animali, venivano disposte quelli più minuti (**Figura 2.10III**). Altri consigliavano di disporre nella fascia centrale, soggetta al passaggio dei cavalli e delle ruote dei carri, gli elementi più grossi mentre nella parte laterale vicino ai marciapiedi quelli più piccoli anche per maggior comodità dei pedoni [17]. In Languedoc le strade acciottolate erano talvolta realizzate inserendo traverse di materiale più grossolano aventi lo scopo di migliorare la stabilità della superficie pavimentata (**Figura 2.10IV**). Per lo stesso motivo a lato della strada venivano disposte delle guide laterali costituite da ciottoli più belli e di maggior dimensione e talvolta all'esterno di queste veniva realizzato un costrutto di pietra miscelate con buona malta.

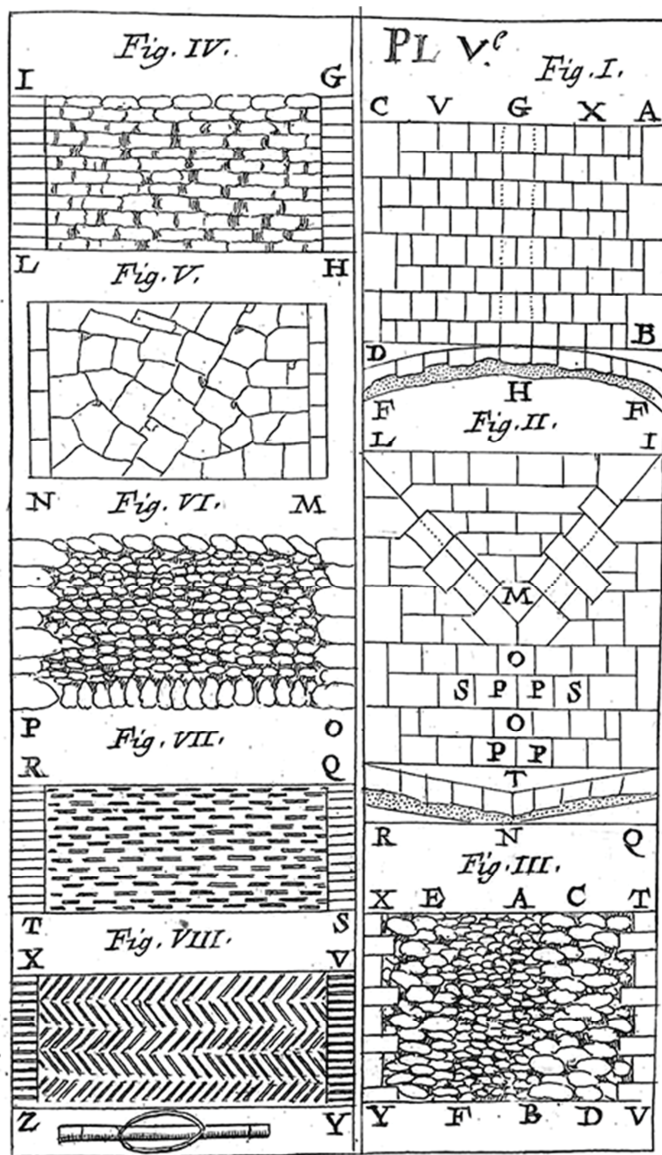


Figura 2.10 – Differenti tipologie di pavimentazioni utilizzate in Francia [26]: (I) selciati tipicamente realizzati nei dintorni di Parigi, con sezione arcuata convessa e (II) sezione a culla; (III) acciottolato tipicamente costruito a Parigi; (IV) acciottolato tipicamente utilizzato in Languedoc con cordoli in mattone; (V) opus incertum; (VI) acciottolato tipicamente utilizzato in Languedoc con ciottoli di grandi dimensioni disposti trasversalmente alla strada; (VII) e (VIII) pavimentazioni in mattoni.

2.3.1.1.5 Pendenza trasversale

Per quanto riguarda la sezione trasversale della superficie pavimentata essa poteva avere diverse configurazioni che erano notevolmente influenzate anche dalle abitudini locali: poteva essere a tetto, ossia con la superficie costituita da un solo piano inclinato verso un margine della strada (**Figura 2.11a**), a due spioventi cioè due superfici piane che partendo dall'asse stradale risultavano inclinate verso i margini della strada (**Figura 2.11b**) ma generalmente si realizzavano sezioni arcuate convesse, in cui la superficie superiore seguiva un arco circolare (**Figura 2.11c**), o a culla, cioè con la superficie superiore risultante da due piani con inclinazione dai lati verso il mezzo (**Figura 2.11d**); quest'ultima in assenza di marciapiedi rialzati era preferita, perché quelle a curva convessa formavano ai lati delle cunette scomode, qualche volta pericolose, se l'arcuazione era eccessiva e poteva succedere che l'acqua pluviale per tali cunette veniva condotta presso i marciapiedi e questo era un inconveniente non lieve; per tale ragione quella arcuata convessa veniva generalmente utilizzata in presenza di marciapiedi rialzati (**Figura 2.12**) mentre nelle vie dei piccoli borghi sprovviste di marciapiedi venivano spesso realizzate sezioni a culla con cunetta centrale [99] anche se l'utilizzo di sezioni convesse con cunette laterali non era raro. Nelle strade molto ampie risultava invece maggiormente solido e comodo il profilo trasversale a due spioventi [113]. Quello che era chiaro è che tali superfici non dovevano mai essere orizzontali in modo da facilitare il più possibile l'allontanamento delle acque meteoriche dalla superficie stradale.

La velocità e la facilità dell'allontanamento delle acque meteoriche era, com'è tutt'ora, funzione della pendenza e della regolarità della superficie carrabile: infatti era noto che più la pavimentazione era regolare e minore era la pendenza necessaria; per le pavimentazioni acciottolate era consigliata una pendenza minima del 2-4%.

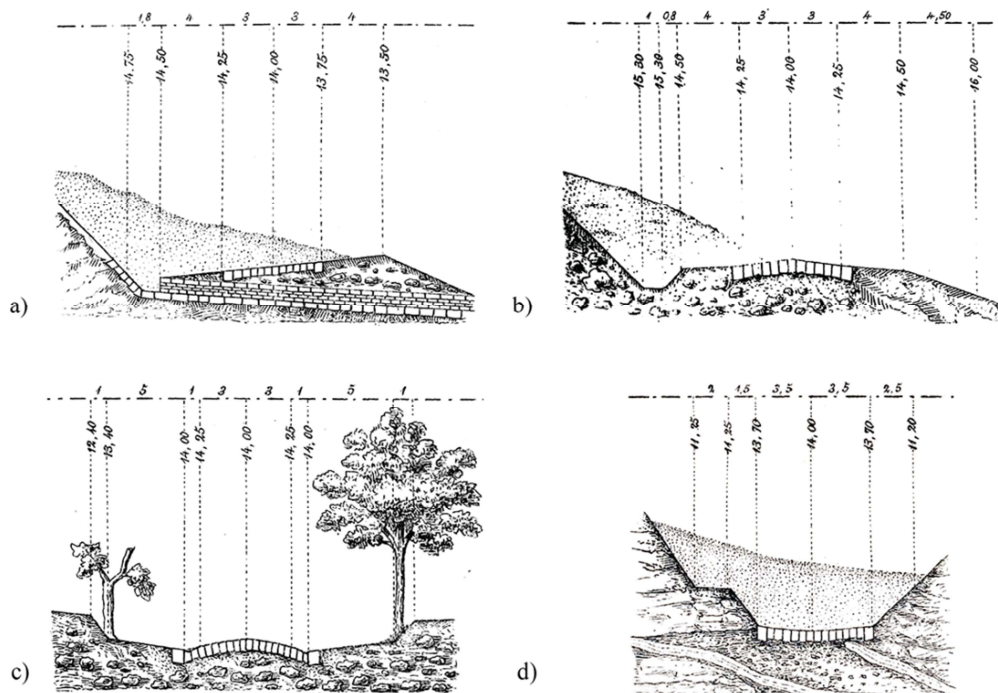


Figura 2.11 – Differenti sezioni trasversali di pavimentazioni in pietra [114]: a) a tetto; b) a due spioventi; c) sezione arcuata convessa e d) a culla.



Figura 2.12 – Sezione trasversale arcuata convessa di pavimentazioni acciottolate con marciapiedi rialzati e cunette laterali [99].

2.3.1.2 Acciottolato su allettamento legato

L'allettamento che caratterizza questo tipo di acciottolato era costituito da uno strato di malta realizzata da calcina, o comunque legante idraulico, e sabbia che garantiva una maggiore stabilità dei ciottoli ed una migliore durata della pavimentazione nel suo insieme. I ciottoli venivano immediatamente immorsati verticalmente, ben accostati l'uno all'altro e battuti ripetutamente finché la malta non refluiva lateralmente. Realizzata una certa estensione di acciottolato, si riempivano gli interstizi con sabbia grossa e malta liquida, e quindi si pareggiava colla cazzuola in modo da renderla liscia ed unita su tutta l'estensione della pavimentazione. In alternativa alla malta liquida si poteva anche utilizzare una limatura di ferro mescolata con sabbia: tale limatura, ossidandosi con l'acqua avrebbe formato con la sabbia una malta dura ed aderente ai ciottoli stessi [96].

L'allettamento in calce consentiva realizzazioni di superfici finite più regolari ma era comunque raccomandata una pendenza minima del 2-5%

2.3.1.3 Acciottolato misto

Gli acciottolati misti erano talvolta utilizzati in alcune città Europee. Esse erano maggiormente diffuse all'interno di città e grosse borgate dell'Italia settentrionale nonché in alcune altre zone dell'Italia come in Abruzzo, in Sicilia occidentale etc. [102,108,109,115,116] Per quanto riguarda la Gran Bretagna le prime stone trackways sono state impiegate da Telford sulla Holyhead Road per ridurre la forza di trazione necessaria a superare due salite aventi grande inclinazione [117].

Tali pavimentazioni consistevano in due rotaie parallele realizzate utilizzando lastre di pietra di forma parallelepipedica disposte in fila in direzione longitudinale alla strada. La superficie tra le rotaie così come le altre porzioni della superficie stradale erano generalmente acciottolate (**Figura 2.13**). Tali pavimentazioni risultavano più economiche rispetto ad altri tipi di pavimentazione e partecipavano in gran parte ai vantaggi che questi presentavano relativamente alla facilità del tiro (le ruote del carro transitavano su tali lastre) con minor pericolo di sdruciolamento degli animali che battevano la parte acciottolata della sede stradale. In alcuni luoghi, come ad esempio a Genova prima dell'800, la parte

centrale era realizzata con mattoni che richiedevano però interventi di manutenzione più ravvicinati e perciò furono sostituiti con ciottoli [118].

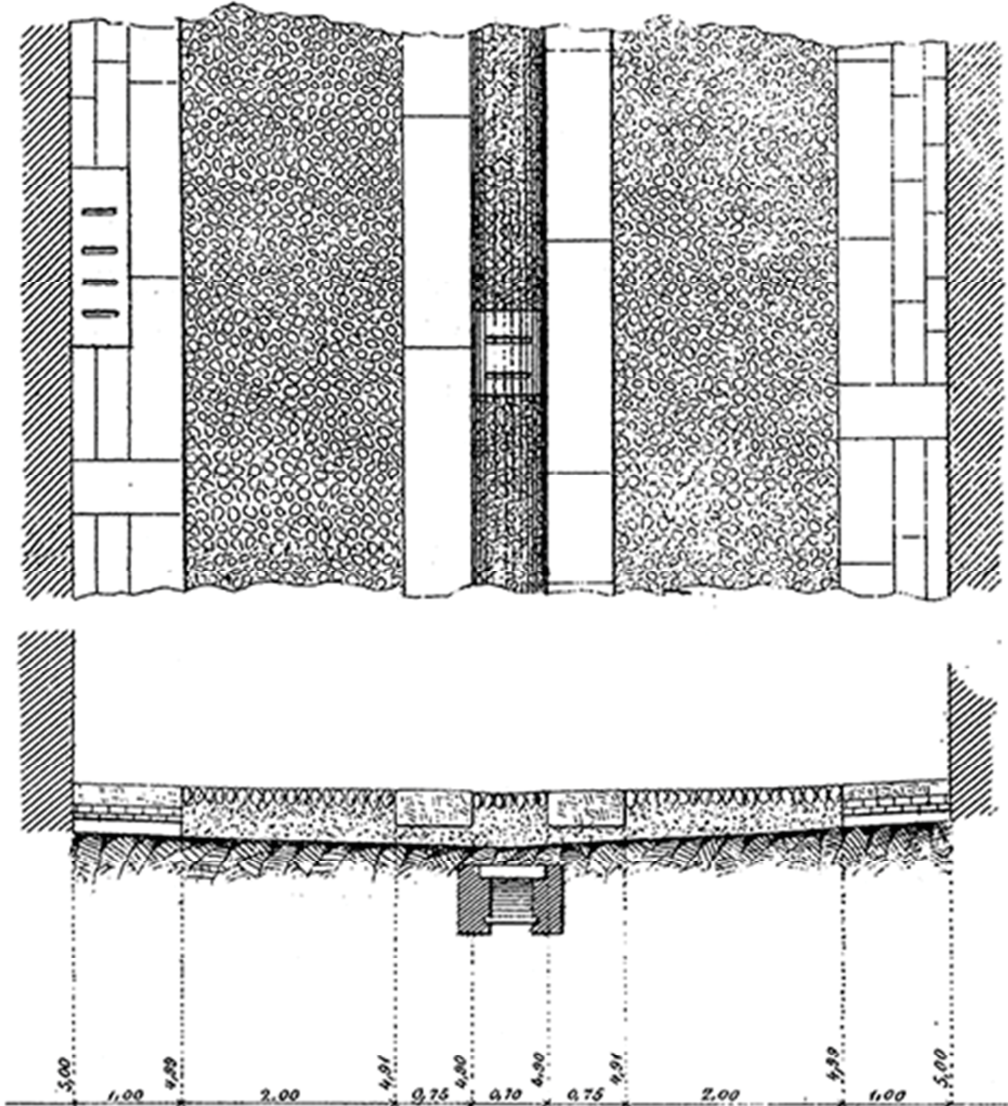


Figura 2.13 – Pianta e sezione trasversale di un acciottolato misto [114].

Questa tipologia di pavimentazione era scarsamente utilizzata in altri paesi ma, a causa dei vantaggi appena descritti, alla fine del diciannovesimo secolo suscitò maggiore attenzione.

Le lastre che costituivano i trottoiri dovevano essere prive di difetti e della migliore qualità; il materiale dipendeva fortemente dalle zone e veniva specificato all'interno dei vari capitolati ma generalmente erano di granito o sienite. A Milano ad esempio era prescritto che dovevano essere di granito delle cave di San Fedelino o di quelle di Montorfano. La superficie a contatto con il carreggio doveva avere scabrezza inferiore a 5 mm [101]. Per quanto riguarda le superfici laterali delle lastre, quelle che dovevano congiungersi con altre lastre dovevano essere il più liscio ed uniforme possibile per avere giunti sottili mentre quelle laterali a contatto con i ciottoli erano leggermente sottosquadra (2cm). La superficie inferiore doveva invece essere piana in modo tale che in ogni punto essa toccasse lo strato sottostante; una volta usurate superficialmente le lastre potevano essere girate e riutilizzate [99]. Per quanto riguarda le dimensioni tali lastre avevano larghezza di 60-75 cm, spessore di 15-25 cm e lunghezza di 100-200 cm: generalmente nei tratti di strada dritti tali lastre avevano lunghezza superiore a 150 cm mentre in curva erano inferiori ad 100 cm.

2.3.1.3.1 Fondazione

La fondazione doveva essere realizzata su tutta la larghezza della carreggiata ed era costituita da uno strato di ghiaia ben crivella dello spessore non minore di 12 cm ma generalmente di 15 cm. Gli spessori ed i materiali utilizzati dovevano essere indicati all'interno dei vari capitolati: per quanto riguarda Milano ad esempio tale strato doveva essere di almeno 15 cm. Una volta posto in opera tale strato doveva essere battuto con le mazzeranghe e contemporaneamente bagnato in modo da essere compattato adeguatamente. Alla fine del '700 fu anche proposto un conglomerato detto "gerone" costituito da rottami di mattoni e tegole, ghiaia e sabbia legati con calce e arricchito con sostanze oleose o gommose per ritardare la presa del legante: tale conglomerato ebbe però largo impiego solo dall'inizio del '900 [102].

2.3.1.3.2 Allettamento

L'allettamento era generalmente costituito da uno strato di sabbia silicea totalmente priva di sassi anche se minuti e da ogni sostanza terrosa affinché tale strato non fosse suscettibile all'umidità. Le lastre ed i ciottoli abbiamo visto che hanno dimensioni differenti e per tale ragione lo strato di allettamento non avrà spessore uniforme: tale strato deve risultare al di sotto delle lastre di almeno 5 cm [105]. In alcuni luoghi nei primi del '700 l'allettamento era costituito da terra [102].

2.3.1.3.3 Posa in opera degli elementi

A questo punto le lastre venivano disposte sullo strato di allettamento e ben assestate. Per quanto riguarda la posa in opera dei ciottoli vale quanto detto per gli acciottolati a secco: gli elementi dovevano poi essere battuti, ricoperti di sabbia silicea priva di sostanze terrose e sassi, bagnata e battuta più volte con mazzeranghe. Un accortezza adottata all'inizio del ventesimo secolo per salvaguardare i bordi delle lastre era quella di disporre i ciottoli ad esse adiacenti con una sporgenza superficiale di circa 1 cm.

2.3.1.3.4 Apparecchiatura

Una tipica apparecchiatura dell'acciottolato misto è rappresentato in **Figura 2.13**. Le lastre erano disposte in due filari paralleli con distanza da asse ad asse di 120-155 cm. In alcune zone, come ad esempio in Sicilia Occidentale, tali lastre non erano disposte in direzione longitudinale ma trasversale ed erano indentate al resto dell'acciottolato [115]. La superficie tra le rotaie così come le altre porzioni erano acciottolate. I ciottoli che come abbiamo già detto non avevano dimensioni assolutamente uniformi, dovevano essere posati facendo attenzione che nelle zone a ridosso delle guide e nelle cunette, che potevano essere sottoposte al passaggio delle ruote, si trovassero i ciottoli di maggiore dimensione mentre i ciottoli più piccoli potevano essere disposti vicino ai marciapiedi. In realtà in altri luoghi venivano date indicazioni opposte e cioè che l'acciottolato (rizzata o rissada) tra le guide venisse realizzato con piccoli ciottoli [102]. Le zone acciottolate tra marciapiedi e binari dovevano avere larghezza maggiore di 100 cm e talvolta, nelle strade molto frequentate, potevano essere costituite la concia di lastre. Per

strade aventi due coppie di binari (**Figura 2.14**) tra le due coppie veniva realizzato un acciottolato con larghezza consigliata di 120 cm.

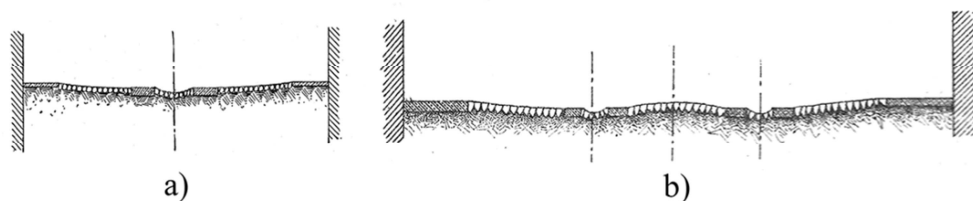


Figura 2.14 – Sezione trasversale di un acciottolato misto: a) pavimentazione con una sola coppia di binari [105] e b) pavimentazione con due coppie di binari [99].

2.3.1.3.5 Pendenza trasversale e sistema di drenaggio

Per quanto riguarda la sezione trasversale della superficie acciottolata mista essa è costituita da diverse parti (**Figura 2.14**). Riferendoci alla **Figura 2.14b** partendo dai margini laterali abbiamo che le parti acciottolate esistenti fra i marciapiedi e le rotaie dovevano essere inclinate verso le guide e a loro volta le guide dovevano essere inclinate verso la cunetta adiacente di 1 cm (1.6%). Fra ciascun binario di rotaie l'acciottolato doveva avere superficie concava con freccia di 4-5 cm: in questo modo l'acqua meteorica veniva convogliata al centro e veniva raccolta attraverso grate di pietra disposte ad intervalli adeguati e convogliata negli appositi scarichi. A Milano ad esempio era prescritto che la superficie tra le rotaie fosse ad arco di cerchio con corda di 70 cm e freccia di 3.7 cm: la restante parte doveva avere pendenza compresa tra 3.5 e 4.5 % rivolta verso la superficie concava [101].

La superficie esistente tra le due coppie di binari doveva essere realizzata a schiena in modo tale che anche l'acqua che cadeva su di essa venisse convogliata nelle cunette già descritte.

2.3.2 Selciato

Questo tipo di pavimentazione veniva realizzato utilizzando pietre di dimensioni contenute ridotte a figura e dimensioni uniformi che rendevano la costruzione più semplice e la pavimentazione finita più stabile rispetto all'acciottolato. Anche in questo caso il materiale utilizzato variava a seconda dei

paesi, tenendo sempre conto della sua idoneità; le circostanze locali spesso determinavano il tipo di pietra da utilizzare e di conseguenza il costo per la realizzazione di tali pavimentazioni variava in funzione di tali circostanze e della distanza delle zone di approvvigionamento del materiale. Oltre alle proprietà già descritte per i ciottoli l'uniformità dell'usura era un'altra proprietà essenziale di tali elementi. Erano adatte a tale scopo i calcari compatti, i porfidi, i basalti, alcune arenarie, i graniti ecc.. Ad esempio a Roma e nelle zone limitrofe, così come a Vicenza, si utilizzava il basalto [30,113], a Firenze il Macigno o la Pietraforte [14], a Fermo l'arenaria quarzifera [106], a Parigi e nelle zone limitrofe, così come in altre zone della Francia, l'arenaria [12,25], negli Stati Uniti, in Gran Bretagna ed in Spagna si utilizzava spesso il granito [22,24,97,119].

La forma ideale di tali elementi era, com'è tutt'ora, quella cuneiforme o a tronco di piramide con la base maggiore, che poteva essere a forma quadrata (come nella quasi totalità delle selciate Italiane) o rettangolare, a contatto con il carreggio e con facce laterali generalmente sbazzate per dare maggiore aderenza all'allettamento. Negli USA in presenza di elevate pendenze longitudinali i blocchi cuneiformi erano disposti al contrario cioè con la base minore a contatto con il carreggio [17]. In altre zone, soprattutto del Centro Europa, erano invece maggiormente diffusi elementi di forma cubica [26,111,120]. Ruolo fondamentale nella stabilità e funzionalità di tali pavimentazione era ricoperta dalla dimensioni degli elementi. L'altezza degli elementi doveva essere tale da soddisfare non solo la stabilità dell'elemento stesso ma era necessario tenere conto anche del consumo a cui erano soggetti: l'ideale era un'altezza di circa 20 cm. La superficie con il carreggio era detta testa e doveva essere di dimensioni contenute in modo tale che i giunti non risultassero più distanti di una pedata del cavallo e che le pietre non risultassero instabili a causa del carico eccentrico. Allo stesso tempo però non doveva essere troppo piccola poiché in tal caso si avevano troppi giunti e gli elementi potevano avere scarsa resistenza verticale. Tillson [21] afferma che in alcuni luoghi, come ad esempio ad Havana, dove l'animale da tiro non era il cavallo ma il mulo gli elementi dovevano avere una larghezza ridotta di circa 7.5 cm. Alcuni esempi di elementi utilizzati in Italia, Europa e Nord America per la costruzione delle strade ad elementi lapidei sono rappresentate in Tabella 1, Tabella 2 e Tabella 3. Una tipologia particolare di pavimentazione in pietra che necessita di essere nominata è la "Calçada Portuguesa": essa è stata introdotta nel

1848 ed era realizzata con piccoli elementi in pietra di differenti colori, generalmente bianchi e neri, e aventi forme differenti della superficie superiore, ad esempio quadrata, esagonale ed irregolare, disposte in modo da formare diversi schemi o figure come un mosaico [121,122].

Queste pavimentazioni nonostante fossero migliori degli acciottolati presentavano comunque degli svantaggi: gli spigoli degli elementi venivano talvolta danneggiati sotto il carico del traffico e la superficie risultava dissestata; inoltre tale pavimentazione era rumorosa e non particolarmente pulita a causa del fango che veniva raccolto all'interno dei giunti che difficilmente venivano puliti.

Per quanto riguarda la preparazione del sottofondo veniva effettuato uno scavo la cui superficie doveva risultare liscia, avere le pendenze longitudinali e trasversali della pavimentazione finale e doveva essere più volte battuto con mazzeranghe in modo da risultare estremamente compatto e da non cedere sotto il carreggio a pavimentazione finita. La profondità dello scavo dipendeva ovviamente dalla presenza o meno dello strato di fondazione: per le selciate a Roma ad esempio, dove la fondazione non era prevista, era prescritto che doveva avere profondità pari alla dimensione degli elementi utilizzati più 3-4 cm nel caso di selciata a secco o 2 cm nel caso di selciata in malta [123].

2.3.2.1 Selciato su allettamento non legato

2.3.2.1.1 Fondazione

Nella maggior parte dei casi la fondazione del selciato a secco era costituita da materiale granulare non legato di spessore variabile: alcuni indicavano sufficiente uno strato di 5 cm di ghiaia minutissima [113]; in Francia era generalmente realizzata con strati successivi di sabbia di 10 cm compattati, fino ad arrivare ad uno spessore totale di 15–20 cm [24]; dove l'azione delle acque era rilevante, come in alcune zone del Nord della Francia, la fondazione era realizzata da uno strato di marna o laterizio dello spessore di 15 – 20 cm. A Londra ed in altre città Britanniche la fondazione era costituita da uno strato di pietra spaccata dello spessore di 22-30 cm; tale spessore poteva essere aumentato fino a 38 cm in presenza di traffico pesante. Un'altra tipologia di fondazione, generalmente conosciuta come sistema Telford, consisteva in uno singolo strato di pietre aventi altezza uniforme (20-25 cm) disposte a mano e ben serrate tra loro in modo da

formare una superficie chiusa e solida [27]. In alcuni casi, come ad esempio a Vivenza e a Roma tale strato non era realizzato e sul fondo veniva disposto direttamente lo strato di allettamento [123]. Molte vecchie strade in macadam aventi spessore sufficiente, così come vecchie strade pavimentate in pietra, erano considerate ottime pavimentazioni (**Figura 2.15**) [111,124,125].

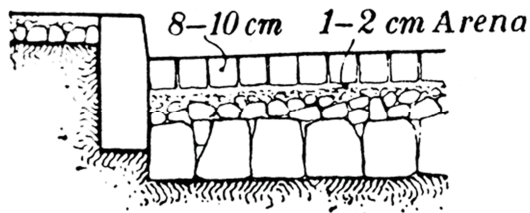


Figura 2.15 – Selciato realizzato sopra vecchie pavimentazioni in pietra [124].

In alcune città inglesi e francesi, a causa della forte azione che l'acqua aveva sul terreno di sottofondo, lo strato di fondazione era costituito da uno strato di calcestruzzo (**Figura 2.16**); tale soluzione in Italia era poco utilizzata poiché rendeva più costose le operazioni di riparazione delle condotte sotto la superficie stradale [16,24,105]. Nonostante ciò in molte zone (Stati Uniti, Spagna, Inghilterra etc.) all'inizio del XX secolo era prescritto l'utilizzo di fondazioni in calcestruzzo soprattutto per strade ad elevato traffico pesante [21,22,111,120,126]. La miglior fondazione era quella in calcestruzzo realizzata con cemento Portland; il calcestruzzo era costituito da 4-5 parti di ghiaia o pietrisco, e una o più parti di sabbia appuntita miscelata con una parte di cemento ed era posato in uno strato di 15-20 cm. Dalla prima metà del ventesimo secolo, le fondazioni in calcestruzzo furono raccomandate anche in Italia, specialmente per pavimentazioni in porfido: per le strade a basso traffico si raccomandava una lastra in calcestruzzo dello spessore di 10-12 cm ma generalmente era sufficiente uno strato di 10 cm di macadam all'acqua; nelle strade ad elevato traffico questo strato poteva essere armato e poteva avere spessore di 20-25 cm [19,110]. Un altro tipo di fondazione rigida era il cosiddetto "beton" tipicamente utilizzato a Liverpool: esso era costituito da un primo strato di pietre rotte in modo tale che potessero passare all'interno di un anello avente diametro di 3 pollici, un secondo strato di malta cementizia miscelata nelle proporzioni di una parte di cemento Portland e 6 parti di pietrisco fine, appuntito e pulito, ed un terzo strato di pietre rotte che venivano

pressate negli interstizi del primo strato usando un battitore piatto [127]. Tale fondazione era preferibile nelle zone umide.

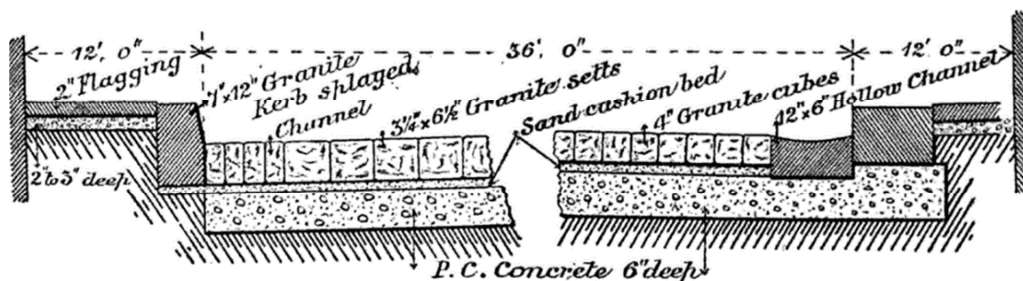


Figura 2.16 – Selciato in granito realizzato su fondazione in calcestruzzo [27].

Un'altra tipologia di fondazione largamente utilizzata in Gran Bretagna veniva chiamata conglomerato bituminoso: esso era realizzato spargendo uno strato di pietra da spacco, dello spessore di 15-23 cm, compattato a secco battendolo o rullandolo; successivamente una miscela bollente di pece, catrame e olio di creosoto veniva versata o fatta su tutta la superficie finché gli interstizi erano completamente saturi; sopra questo veniva poi disposto e compattato un sottile strato di piccole pietre [27]. Nello stesso periodo nel nord dell'Inghilterra dove abbondavano stabilimenti siderurgici, le scorie offrivano un eccellente materiale per la costruzione di fondazioni stradali [18].

2.3.2.1.2 Allettamento

L'allettamento era costituito da pietrisco fine o da sabbia appuntita pulita che doveva essere pura e senza pietre o sostanze terrose: lo spessore variava da luogo a luogo anche in funzione delle dimensioni e della forma degli elementi stessi. L'utilizzo dell'allettamento in sabbia permette di avere un mezzo elastico che va ad attenuare la sonorità della pavimentazione nonché la trasmissione delle vibrazioni alle strutture adiacenti [97]. Tale strato aveva inoltre lo scopo, soprattutto in assenza di fondazione, di ripartire il carico su una superficie più ampia nel sottofondo [23]. Gautier [26] consigliava uno spessore di 15-20 cm, altri consigliavano uno spessore di almeno 14 cm [113], altri ancora uno spessore compreso tra 15 e 17 cm; in ogni caso spessori maggiori o minori non erano rari [110,125,128]. a Vicenza dove generalmente tali pavimentazioni erano prive di fondazione gli elementi venivano disposti su di uno strato di 10 cm di minutissima

ghiaia [30], a Roma su uno strato dello spessore degli elementi della pavimentazione di sabbia di monte mista a ghiaia fina [19,129], a Fermo su 20 cm di sabbione [106]. L'utilizzo dell'allettamento in sabbia era fortemente consigliato in presenza della fondazione in calcestruzzo poiché andava a ridurre la rigidità della pavimentazione finita [16,21,130].

2.3.2.1.3 Posa in opera degli elementi

Una volta realizzato l'allettamento gli elementi venivano disposti a mano e battuti con mazzuolo o mazzeranghe ferrate finché la superficie non raggiungeva una certa quota al di sopra di quella che doveva avere la superficie finita che qualcuno indicava di circa 5 cm. Quando l'apparecchiatura era a filari era necessario terminare un filare prima di iniziare quello adiacente [105]. Per la disposizione degli elementi era necessario effettuare nello strato di sabbia un piccolo incavo con la punta del martello dove venivano infissi gli elementi. Gli elementi dovevano essere ben serrati ma non troppo in modo che nei giunti ci fosse lo spazio necessario al riempimento con sabbia: si consigliava uno spessore di 0.5-1.0 cm ma si tollerava fino a 1.5 cm [23,97,119,128]. Ad esempio a Roma era consigliato uno spessore di 0.7 cm per i "selci" e di 0.5 cm per i "quadrucci" [19], a Fermo addirittura di 0.3 cm. A questo punto si ricopriva il tutto con sabbia in modo da saturare i giunti, talvolta aiutandosi con scope, e si batteva il tutto a più riprese finché non veniva raggiunta la quota finale; si consigliava inoltre di innaffiare il selciato al fine di compattare il più possibile la sabbia negli interstizi. Una volta che la pavimentazione era finita era bene ricoprire il tutto con un altro strato di sabbia ed aprire la strada al traffico.

Dagli inizi del '900 si tendeva a sigillare i giunti con mastice bituminoso, emulsione bituminosa o catrame, saturandoli poi con sabbia. Era preferibile utilizzare bitume caldo rispetto all'emulsione poiché questa veniva maggiormente assorbita dalla sabbia [20]. I giunti venivano ripuliti con l'utilizzo di ferri ad uncino e lavaggio a pressione dopodiché il mastice bituminoso veniva colato con appositi imbuto ad una temperatura di circa 160-180°C [105,111,125]. Il riempimento dei giunti con materiale bituminoso permetteva di rendere la pavimentazione impermeabile attribuendo un comportamento elastico alla struttura tale da prevenire la fessurazione e in modo da rendere la pavimentazione meno rumorosa. Un'altra soluzione, evidentemente più economica poiché richiedeva

minor tempo di esecuzione, era quella di ricoprire la pavimentazione con un velo di mastice bituminoso più o meno uniforme: la parte in eccesso che ricopriva gli elementi scompariva poi lentamente con l'usura. L'operazione di sigillatura era consigliata dopo un certo periodo di apertura della strada al traffico (circa 20 giorni) quando la pavimentazione era bene assestata. In altri casi la sigillatura veniva fatta anche con malta cementizia ma si sottolinea che il mastice bituminoso restituisce comunque un miglior risultato.

2.3.2.1.4 Apparecchiatura

Gli elementi venivano generalmente disposti a filari tra loro paralleli ma in direzione obliqua rispetto all'andamento della strada (**Figura 2.17**): in questo modo i giunti non erano mai paralleli all'andamento del carreggio e le ruote difficilmente generavano solcature ed i bordi degli elementi erano meno vulnerabili all'impatto con le ruote. Tale apparecchiatura era molto diffusa in Italia, in Austria ed in Germania [23,97,131]. Gli elementi potevano poi essere disposti a file parallele ortogonali alla direzione della strada, ma facendo in modo che i giunti fossero tra loro sfalsati (**Figura 2.18 e Figura 2.19**); questa soluzione molto diffusa in Francia ed in America, non era adatta negli incroci e nelle piazze poiché il traffico risultava essere parallelo ai giunti stessi [22,25,112,120,128]. Per eliminare tale inconveniente gli elementi in queste zone venivano disposti diagonalmente come mostrato in **Figura 2.20a**: questo risolveva il problema soltanto per metà dell'intersezione mentre l'altra metà del traffico risultava parallelo ai giunti. Un'altra soluzione adottata è quella mostrata in **Figura 2.20b**. in questo caso il problema era risolto per la svolta destra ma non per quella a sinistra. Nelle parti laterali, ai bordi della strada, venivano generalmente utilizzati elementi di maggiori dimensioni: tali cordoli avevano lo scopo di contenere gli altri elementi e di dare maggior solidità alla pavimentazione (**Figura 2.17, Figura 2.18 e Figura 2.19**). Nella prima metà del '900 in Italia, ma soprattutto dopo la seconda guerra mondiale, si diffonde ampiamente l'utilizzo degli elementi di piccole dimensioni in porfido che venivano generalmente posati nella cosiddetta configurazione ad archi contrastanti (**Figura 2.21**): in tale apparecchiatura ogni arco si compone di 20 cubetti, con dimensione che deve decrescere leggermente andando verso l'imposta, in modo tale di avere giunti non più spessi di 1 cm. Pavimentazioni ad archi contrastanti con elementi in basalto erano diffuse in

Germania e successivamente introdotte anche in Inghilterra [27]. Si supponeva che questa forma di costruzione ad arco conferisse maggiore resistenza alla pavimentazione, e si sosteneva anche che i carichi venivano distribuiti in maniera più regolare sulla superficie stradale, impedendo che i bordi della pavimentazione si rompessero, l'aspetto corrugato non era evidente, era molto più economico ed era meno rumoroso di altri tipi di pavimentazione in pietra. Tali elementi potevano poi essere disposti in numerose configurazioni ancora oggi utilizzate come a coda di pavone, a ventaglio, a ventaglio policentrico (**Figura 2.22**), a cerchi concentrici [10,19,132].

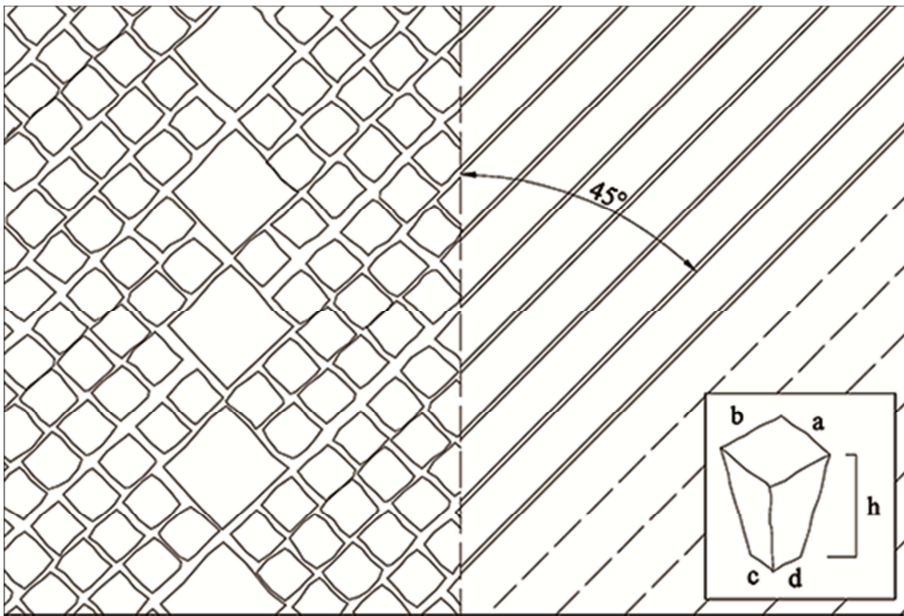


Figura 2.17 – Tipico Selciato Romano realizzato con quadrucci avente apparecchiatura a file parallele inclinate rispetto all'asse stradale.

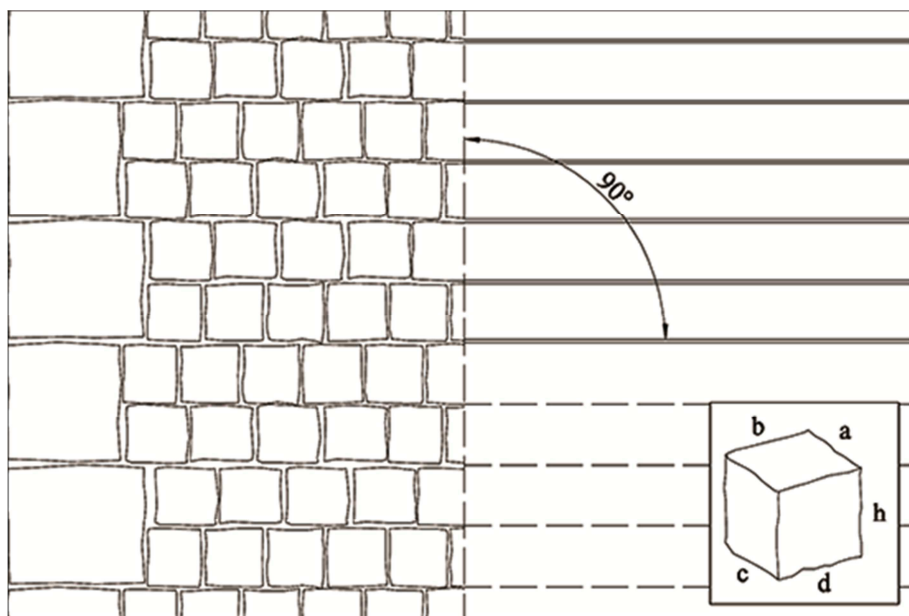


Figura 2.18 – Selciato con apparecchiatura a file parallele ortogonali all’asse stradale.

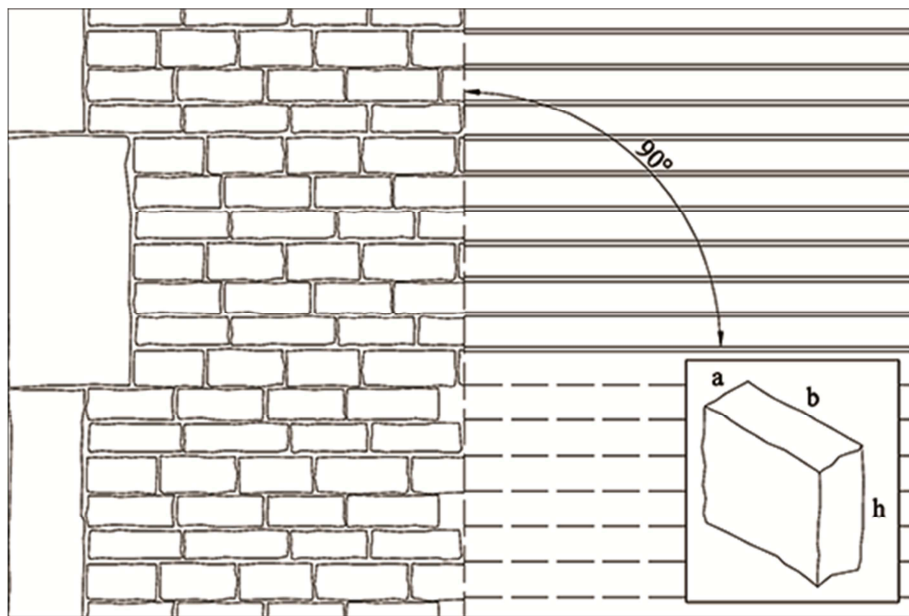


Figura 2.19 – Selciato realizzato con elementi a facce rettangolari e apparecchiatura a file parallele ortogonali all’asse stradale.

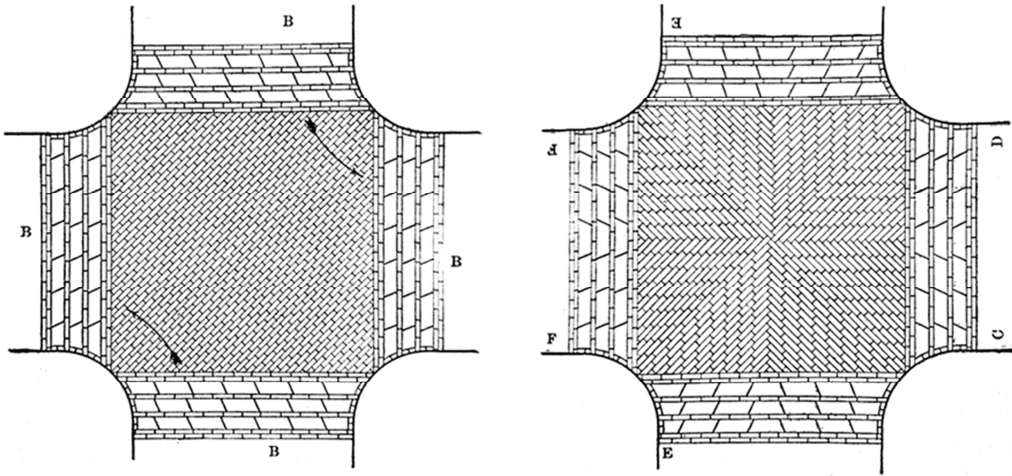


Figura 2.20 – Apparecchiature di selciati realizzati con elementi a facce rettangolari nelle intersezioni stradali [21].

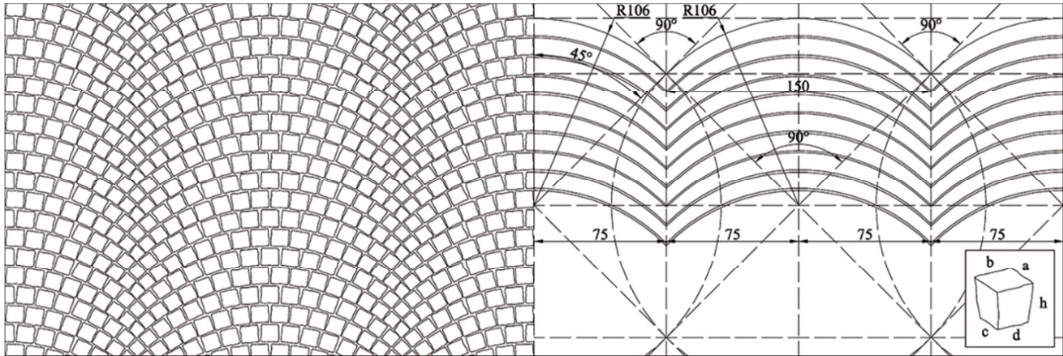


Figura 2.21 – Selciato in cubetti di porfido con apparecchiatura ad archi contrastanti (dimensioni in cm).

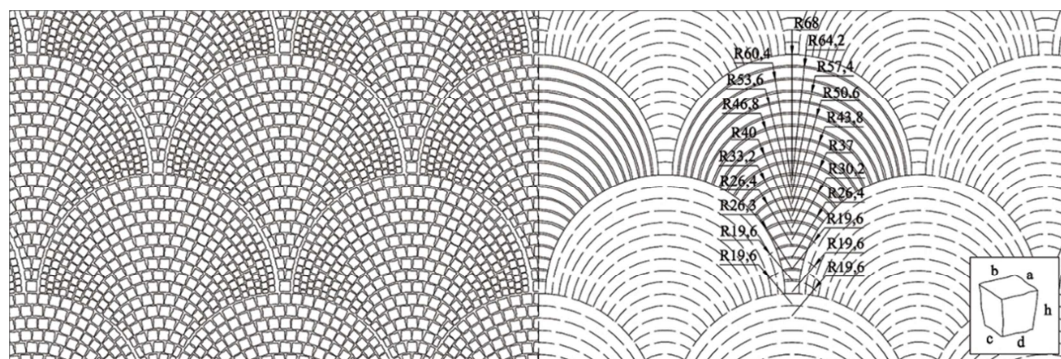


Figura 2.22 – Selciato in cubetti di porfido con apparecchiatura a coda di pavone (dimensioni in cm).

2.3.2.1.5 Pendenza trasversale

Per quanto riguarda la sezione trasversale questa era generalmente o arcuata convessa, per la quale la forma tronco piramidale degli elementi era ideale, o concava: anche in questo caso la sezione a culla era preferita nelle strade prive di marciapiedi rialzati. Nelle strade molto ampie la sezione convessa risultava però più solida e conveniente: l'ideale era avere una sezione convessa con cunette laterali e marciapiedi rialzati simile a quella indicata per gli acciottolati (**Figura 2.23**). Per queste pavimentazioni la pendenza era generalmente compresa tra il 3 ed il 5 %. A Parigi e nelle zone limitrofe la pendenza massima raccomandata era dell'8%.

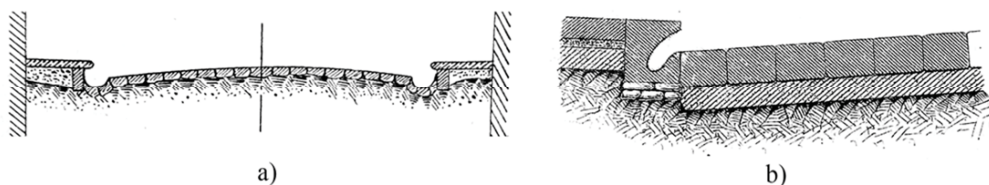


Figura 2.23 – Sezione trasversale arcuata convessa di selciati con marciapiedi rialzati e cunette laterali a) Levi [105] e b) Cantalupi [114].

2.3.2.2 Selciato su allettamento legato

Nel caso delle pavimentazioni su allettamento di materiale legato la fondazione poteva essere realizzato con scaglie di pietra e malta magra [133] o con

calcestruzzo cementizio come già detto per l'allettamento non legato, ma generalmente l'allettamento veniva disposto direttamente sul sottofondo ben preparato.

Per quanto riguarda l'allettamento qualcuno indicava uno spessore ideale di 14 cm se si utilizzano elementi alti 20 cm [113]; invece alcuni capitolati indicavano lo spessore in funzione dello spessore degli elementi: ad esempio a Roma prescriveva lo spessore dell'allettamento pari a $\frac{3}{4}$ dell'altezza del quadruccio [123]; altri indicavano che uno spessore di 3 cm a pavimentazione finita era sufficiente [19].

Una volta preparato lo strato di allettamento gli elementi vi erano disposti a mano e battuti finché raggiungevano l'altezza finale. Veniva inoltre sottolineata l'importanza di non eseguire troppo presto la battitura, poiché la malta era ancora fluida, ma nemmeno troppo tardi prima che questa avesse fatto presa. A questo punto malta liquida doveva essere sparsa sull'intera pavimentazione in modo da saturare i giunti. Le selciate in calce non potevano essere aperte subito al carreggio ma bisognava attendere che la malta facesse presa: per ovviare a questo inconveniente si era soliti coprirle provvisoriamente in terra e sabbia. Se la posa in opera veniva effettuata in un periodo freddo si consigliava di coprire la superficie in sabbia o calcinaccio; se invece veniva effettuata in un periodo caldo questa doveva essere innaffiata. Questa tipologia di pavimentazione risultava olto rigida e rumorosa e le vibrazioni causate dai carichi veicolari tendevano a fessurare e disintegrare i giunti a base cementizia permettendo all'acqua di infiltrarsi negli strati sottostanti.

L'apparecchiatura delle selciate a calce dipendeva fortemente dalle caratteristiche funzionali richieste ma in generale si utilizzava la medesima apparecchiatura delle selciate a secco. Anche in questo caso i giunti dovevano essere ben serrati e si consigliava uno spessore di 0.3 – 0.6 cm.

Per quanto riguarda la sezione trasversale delle selciate in calce vale quanto detto per le selciate a secco. Per le selciate in calce tale pendenza può abbassarsi al 4% ed a volte anche al 3%.

2.3.3 Lastricato

I lastricati venivano realizzati utilizzando pietre di grandi dimensioni e di forma regolare, generalmente a parallelepipedo, anche se in alcuni luoghi, venivano ancora utilizzate pietre di forma irregolare a creare il cosiddetto *opus*

incertum [14]. Il materiale utilizzato variava a seconda dei paesi in quanto si adoperavano i materiali che la natura metteva a disposizione nelle vicinanze tenendo sempre conto della loro idoneità. Tali pietre dovevano essere dure ma non troppo in modo tale da non levigarsi eccessivamente creando un pericolo per gli animali, dovevano essere poco porose, avere sufficiente resistenza agli agenti atmosferici, non contenere vene o crepacci, non soffrire il gelo, non diventare troppo lucide e sdruciolevoli; in definitiva dovevano avere buona resistenza allo schiacciamento, all'urto ed all'usura. Erano quindi adatti a tale scopo calcari compatti, porfidi, basalti, alcune arenarie, graniti, porfiriti. Ad esempio a Torino si utilizzavano prismi di sienite delle cave di Biella [103], a Trieste di Masegna cioè trachite dai colli Euganei [134], a Firenze pietra forte o macigno, in Provincia di Bari ed in Salento basoli di calcare compatto chiamata "pietra viva" [135,136] a Napoli basoli di Pietrarsa cioè basalto delle cave del Vesuvio [100], nella Sicilia orientale basoli di basalto dalle cave dell'Etna [137] mentre nella Sicilia occidentale basoli di dolomia delle cave di Boccadifalco [115].

Tali elementi presentavano una superficie a contatto con il carreggio piuttosto ampia: se da una parte questo permetteva di ottenere una pavimentazione con un grande effetto estetico e facile da mantenere pulita dall'altra presentava numerosi difetti come la scarsa stabilità degli elementi a causa dei carichi eccentrici, l'onerosa manutenzione che ne derivava, il rischio di scivolare da parte degli animali soprattutto se in salita o in discesa etc.. Per ovviare a quest'ultimo inconveniente si procedeva eseguendo delle incisioni tra loro parallele sulla superficie a contatto con il carreggio. Dall'altra parte tali pavimentazioni permettevano la riduzione del numero e della lunghezza dei giunti di testa i quali rappresentano un punto di debolezza della pavimentazione. Inoltre in molti casi gli elementi utilizzati venivano lavorati sia sulla superficie esposta al carreggio sia sulla superficie opposta in modo che, una volta usurati superficialmente potevano essere girati e rimessi in opera [118]. Per quanto riguarda le pareti laterali generalmente una la porzione superiore veniva realizzata squadrata e levigata in modo da permettere in massimo avvicinamento tra gli elementi mentre la restante parte veniva realizzata leggermente sottosquadra per facilitare l'infissione nonché l'aderenza con il materiale di allettamento. Come vedremo in seguito i lastricati potevano essere disposti a filari obliqui che dovevano essere poi raccordati ai

marciapiedi: per tale ragione nasceva la necessità di utilizzare elementi di forma diversa e cioè a triangolo rettangolo o meglio a pentagono (**Figura 2.24**).

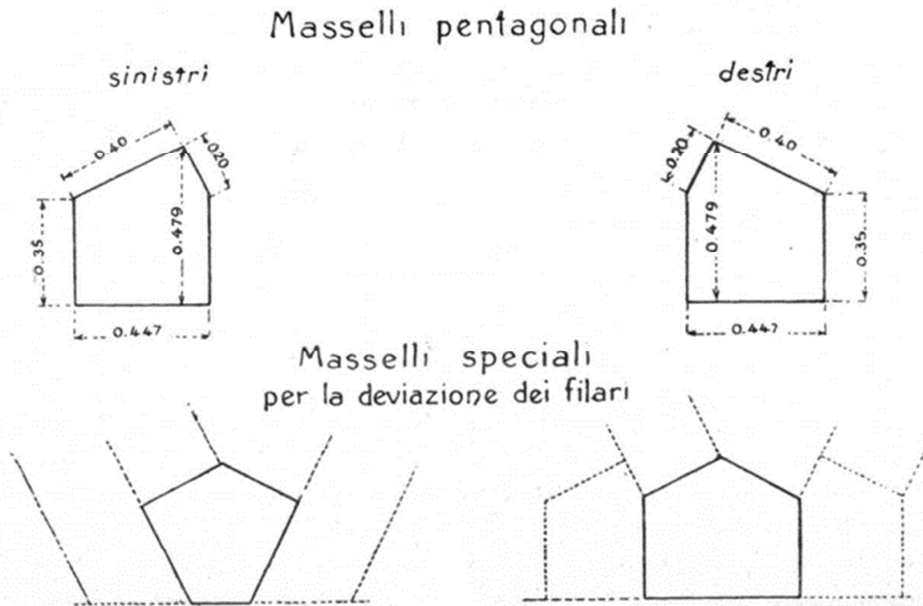


Figura 2.24 – Elementi pentagonali utilizzati per connetterle le file parallele con i marciapiedi nei lastricati [16].

Per la realizzazione del lastricato veniva eseguito uno scavo, la cui profondità dipendeva dalle dimensioni degli elementi utilizzati per la pavimentazione: la superficie del terreno doveva essere liscia e ben costipata e doveva avere le pendenze longitudinali e trasversali della pavimentazione finita.

2.3.3.1 Lastricato su allettamento non legato

2.3.3.1.1 Fondazione

Nella realizzazione dei lastricati in sabbia la fondazione generalmente non veniva realizzata disponendo lo strato di allettamento direttamente sul terreno ben preparato; se il terreno era malfermo veniva invece consigliata la realizzazione di uno strato di ghiaia che conferiva alla pavimentazione maggior resistenza e aveva

minor assestamento rispetto alla semplice sabbia [96]. Successivamente con la nascita e la rapida diffusione dell'automobile si consigliava di realizzare una fondazione con materiale arido e ghiaia, oppure con sabbia (**Figura 2.25**), anche in presenza di un buon sottofondo mentre se il terreno era cedevole o argilloso veniva realizzata un'ossatura di pietrame spaccato o ciottoloni di fiume [19,130]. In alcune città inglesi lo strato di fondazione era costituito da uno strato di calcestruzzo; tale soluzione in Italia era poco utilizzata poiché rendeva più costose le operazioni di riparazione delle condotte sotto la superficie stradale; in ogni caso grazie alla buona distribuzione del carico da parte degli elementi era sufficiente uno strato di circa 15 cm, talvolta anche armato [28].

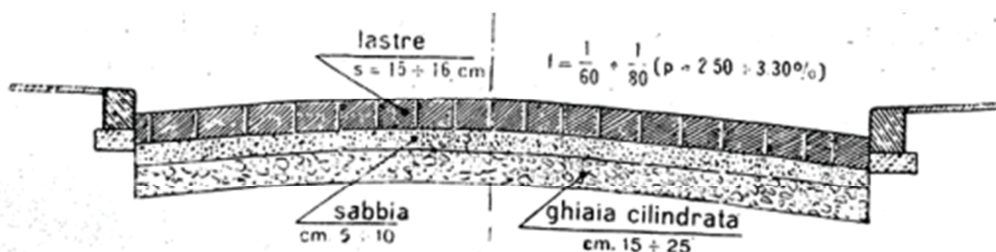


Figura 2.25 – Sezione trasversale di lastricato [130].

2.3.3.1.2 Allettamento

Per quanto riguarda l'allettamento alcuni indicavano che doveva essere costituito da uno strato di 10-20 cm di sabbia dura e priva di sostanze terrose [96,110], altri invece prescrivevano strati con spessori più ridotti, circa 10 cm, di ghiaia minuta [30]. Successivamente venne sottolineato che tali spessori erano da abbandonare e che uno strato di 5–8 cm di sabbia era sufficiente [20]. L'utilizzo dell'allettamento in sabbia era fortemente consigliato in presenza di fondazione in calcestruzzo poiché andava a ridurre la rigidità della pavimentazione.

2.3.3.1.3 Posa in opera degli elementi

Una volta realizzato l'allettamento gli elementi venivano disposti a mano ed accostati in modo da avere i giunti del minor spessore possibile ma sufficientemente ampi da permettere il loro riempimento. Gli elementi venivano poi battuti con mazzeranghe. A questo punto la superficie veniva ricoperta con uno

strato di 3-4 cm di sabbia che, con l'aiuto di scope, veniva fatta penetrare nei giunti. I giunti dovevano poi essere sigillati: se in passato la sigillatura veniva eseguita con malta cementizia negli anni '50 tale materiale era stato totalmente abbandonato ricorrendo all'utilizzo di mastice bituminoso che veniva colato come indicato per i selciati a secco [20,130].

2.3.3.1.4 Apparecchiatura

Il lastricato veniva posto in opera a filari disposti ortogonalmente alla strada (soprattutto con la scomparsa di cerchioni metallici) o inclinati a 45° o a 63° rispetto all'asse stradale, come si era soliti fare a Milano, che permetteva di avere gli spigoli meno sollecitati e di avere il minor numero di giunti di testa (**Figura 2.26**) [16,100]. In alcuni casi (come ad esempio Genova) le piazze, gli spazi ampi e talvolta gli incroci di strade pavimentati a corsi inclinati potevano avere una pavimentazione con apparecchiatura a spina [118]. I giunti dovevano essere anche in questo caso sfalsati, qualcuno indica di almeno 13 cm ed essere il più serrati possibile all'incirca 0,5 cm [19].

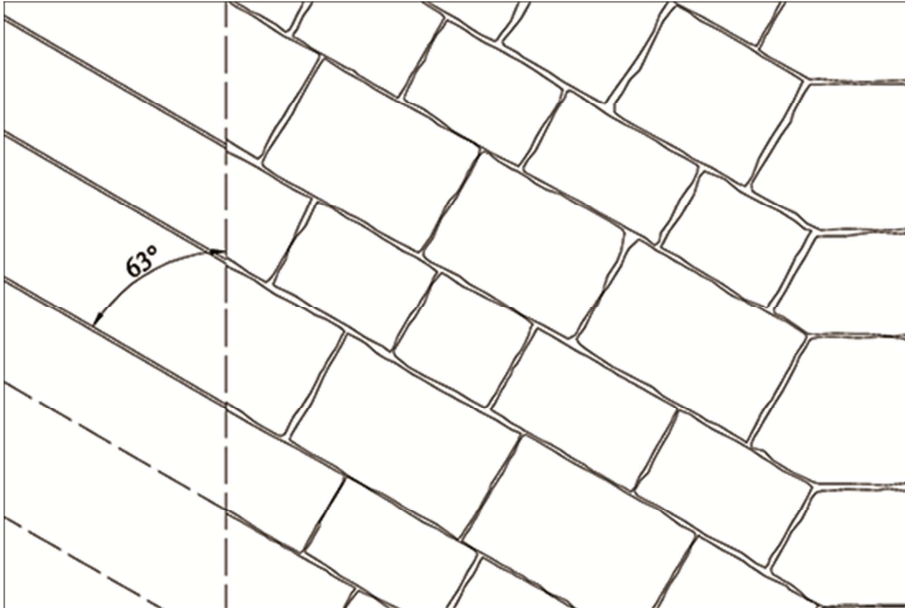


Figura 2.26 – Lastricato con apparecchiatura a file parallele inclinate rispetto all'asse stradale.

2.3.3.1.5 Pendenza trasversale

Per le pavimentazioni lastricate era consigliata una pendenza minima del 1.5-2% [105] ma generalmente era compresa tra 2.5 e 3 %.

2.3.3.2 Lastricato su allettamento legato

Per quanto riguarda i lastricati su allettamento legato In Inghilterra e Germania era molto diffusa la realizzazione di una fondazione in calcestruzzo con la disposizione degli elementi al suo interno. In Italia molto spesso la fondazione invece non veniva realizzata ma dalla metà del '900 per le vie urbane di grande traffico veniva invece consigliata la realizzazione di una fondazione di calcestruzzo dello spessore di 15-20 cm [20].

Per quanto riguarda l'allettamento esso veniva generalmente realizzato con uno strato di malta ed i giunti pure erano riempiti di malta: questo facilitava la pulitura dalla superficie ma rendeva difficoltoso il disfacimento della pavimentazione per la riparazione. In alcuni luoghi la malta era realizzata con terra e calce spenta. Viene comunque sottolineato che un lastricato in letto di malta risulta maggiormente rumoroso e sotto l'effetto di carreggio pesante si dissesta facilmente [100].

Per quanto riguarda la posa in opera degli elementi vale quanto descritto per i selciati in calce. In alcuni luoghi una volta terminata la posa in opera il tutto veniva ricoperto con uno strato di terra priva di pietra che veniva poi rimossa dopo un certo periodo di tempo (circa 6 mesi) [136]. In tempi più recenti i giunti venivano sigillati con bitume. Anche per il lastricato in calce l'apparecchiatura maggiormente utilizzata era a filari obliqui rispetto all'asse stradale, anche se con la scomparsa dei cerchi metallici era molto utilizzata la disposizione a filari ortogonali.

2.3.3.3 Lastricato in presenza di linea tramviaria

Un paragrafo a parte meritano situazioni particolari come la presenza di linea tramviaria in sede non propria: questa infatti rappresentava un'importante causa di degrado della pavimentazione. Le soluzioni adottate dai vari paesi erano diverse. Per fare un esempio in Germania i binari venivano saldamente ancorati ad una

fondazione di calcestruzzo e per lo stato superficiale poteva essere utilizzato qualsiasi tipo di pavimentazione. In Italia invece era preferita una pavimentazione in pietra a grandi elementi che potevano consentire sensibili movimenti senza sconnettersi [105]. Il sistema maggiormente utilizzato era quello elastico (**Figura 2.27**): a tal fine si effettuava uno scavo di circa 60 cm sul fondo del quale veniva disposta una fondazione di pietrame o ciottoloni disposti di punta; sopra alla fondazione veniva disposto uno strato di ballast di pietrisco o ghiaia misto a sabbione; a questo punto su traversine distanti circa 1 m venivano disposti i binari e tra di essi veniva posto pietrisco o ghiaia costipata; infine potevano essere disposte le lastre, su un letto di sabbia, che dovevano avere spessore inferiore a quello delle rotaie e dovevano essere incavati in corrispondenza di bulloni affinché in nessun punto fossero a contatto. Un'altra soluzione impiegata era la realizzazione di una platea di 20 cm di calcestruzzo sulla quale venivano poi disposte le rotaie: tale soluzione risultava però molto rumorosa; per ovviare a questo inconveniente si interponeva tra calcestruzzo e rotaia uno strato di mastice bituminoso o una striscia di gomma. Una soluzione intermedia semirigida era rappresentata da una fondazione di calcestruzzo sulla quale veniva poi realizzata un'inghiaiata [48].

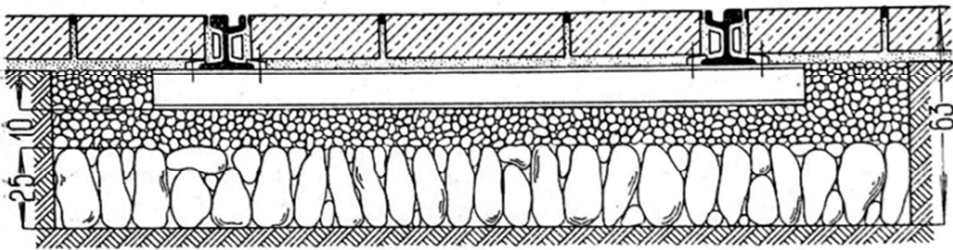


Figura 2.27 – Lastricato con linea tramviaria in sede non propria su fondazione elastica [48].

Per quanto riguarda la pavimentazione in pietra era conveniente che nella zona tra le rotaie i giunti tra gli elementi non fossero ad essi paralleli e per tale ragione si adottavano diverse soluzioni particolari (**Figura 2.28**): queste richiedevano l'utilizzo di elementi di forma pentagonale o trapezoidale simili a quelli adottati ai margini delle pavimentazioni a filari obliqui [100]. Talvolta gli elementi a ridosso dei binari potevano invece essere solidi pentagonali in calcestruzzo e protetti alla

testa con una griglia di acciaio. Inoltre negli incroci dei binari gli elementi litoidi erano generalmente sostituiti con elementi in ghisa finché questi non raggiungevano la larghezza di 30 cm: a questo punto era possibile utilizzare di nuovo gli elementi di pietra (**Figura 2.28**).

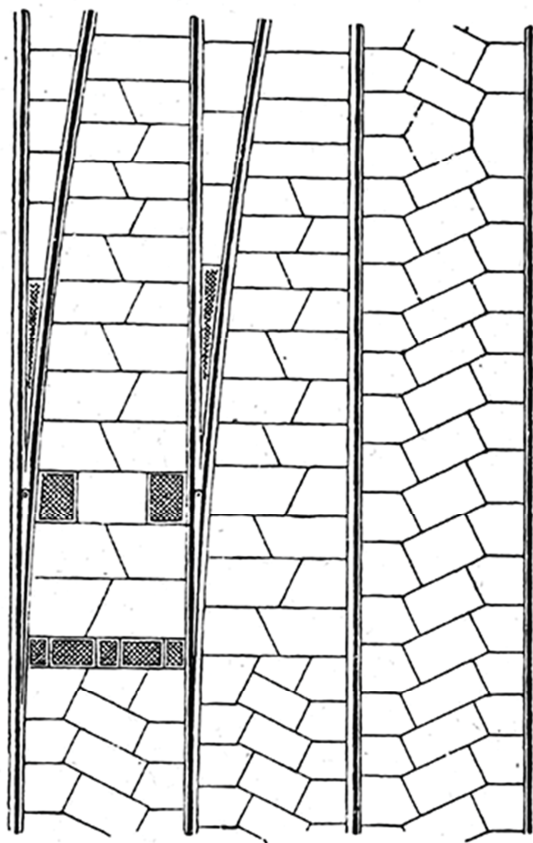


Figura 2.28 – Apparecchiatura e forma degli elementi tra i binari e e negli incroci tra di essi [105].

2.4 Bibliografia

- [1] M. Fasolo, *La via Egnatia I. Da Apollonia e Dyrrachium ad Herakleia Lynkestidos*, Istituto Grafico Editoriale Romano, Roma, 2003.
- [2] L. Quilici, *Vita e costumi dei romani antichi 12 - Le strade. Viabilità tra Roma e Lazio.*, Roma, 1990.
- [3] R.A. Staccioli, *The roads of the romans*, J. Paul Getty Trust Publications, Roma, 2003.
- [4] E. Garilli, F. Autelitano, F. Giuliani, *A study for the understanding of the Roman pavement design criteria*, *J. Cult. Herit.* 25 (2017). doi:10.1016/j.culher.2017.01.002.
- [5] P. Cattaneo, *La pavimentazione stradale nelle grandi città*, Casa editrice d'arte Bastetti & Tumminelli, Milano, 1919.
- [6] T. Szabò, *Dalla città di strada alle strade di città*, in: *Itiner. Mediev. E Identità Eur.*, Clueb, Bologna, 1999: pp. 117–129.
- [7] L.B. Alberti, *I dieci libri di architettura* traduzione di Cosimo Bartoli, Giovanni Zempel, Roma, 1784.
- [8] A. Palladio, *I quattro libri dell'architettura*, Domenico de'Franceschi, Venezia, 1570.
- [9] F. Baldinucci, *Vocabolario toscano dell'arte del disegno*, Firenze, 1681.
- [10] G. Blanco, *Pavimentazioni in pietra*, La Nuova Italia Scientifica, Roma, 1994.
- [11] F. Milizia, *Principi di architettura civile*, Remondini, Bassano, 1785.
- [12] J. Rondelet, *Trattato teorico e pratico dell'arte di edificare. Prima traduzione italiana sulla sesta edizione originale.*, Francesco Del Vecchio, Napoli, 1839.
- [13] Z. Del Rosso, *Memoria che serve di soluzione al problema proposto dalla real accademia dei georgofili di Firenze nell'anno 1777 e riproposto nel 1778 sopra la maniera di costruire, resarcire, e mantenere le strade della toscana col minor dispendio possibile ec.*, Gaetano Cambiasi Stampator Granducale, Firenze, 1780.
- [14] F. Gurrieri, *Firenze, la materia della città: materia e disegno pavimentale nelle strade del centro storico*, Edizioni Polistampa, 2012.
- [15] G. Morri Faentino, *Il perito in romagna ossia l'architetto nelle strade*, Giosefontonio Archi, Faenza, 1794.
- [16] P. Bresadola, *Strade urbane e provinciali e loro pavimentazioni.*, Ulrico Hoepli, Milano, 1912.
- [17] Q.A. Gillmore, *A Practical Treatise on Roads, Streets, and Pavements*, D. Van Nosttrand, New York, 1876.

-
- [18] P.N. Hasluck, *Road and Footpath Construction: Macadamised Roads, Stone, Wood, and Asphalt Paving, Footpaths.*, Cassell & Company, London, 1904.
- [19] W. Tartarini, *Lezioni di costruzioni stradali ad uso degli Assistenti Stradali*, V. Ferri, Roma, 1932.
- [20] G. Tesoriere, *Costruzione di strade ferrovie ed aeroporti*, G. Denaro, 1963.
- [21] G.W. Tillson, *Street Pavements and Paving Materials. A Manual of City Pavements: the Methods and Materials of their construction.*, John Wiley & Sons, New York, 1900.
- [22] S. Whinery, *Specifications for street roadway pavements*, The engineering news publishing company, New York, 1907.
- [23] A. Cantalupi, *Trattato pratico di architettura stradale. Volume Primo.*, Carlo Brigola, Milano, 1870.
- [24] A.A. Debaube, *Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées*, Dunod, Paris, 1873.
- [25] M. Eyrolles, *Routes et Chemins vicinaux*, Ecole speciale de Travaux publics, Paris, 1901.
- [26] H. Gautier, *Traité de la construction des chemins*, André Cailleau, Paris, 1721.
- [27] T. Aitken, *Road Making and Maintenance: a practical treatise for engineers, surveyors, and others*, Charles Griffin and company, London, 1907.
- [28] G. Stabilini, *Strade comuni e ferrovie. Volume secondo: Costruzione effettiva delle strade - Manutenzione stradale*, Dottor Francesco Vallardi, Milano, 1912.
- [29] N. Cavalieri, *Istituzioni di architettura statica e idraulica.*, Fratelli Negretti, Mantova, 1831.
- [30] F. Formenton, *Discorso sulla manutenzione delle strade forensi ed urbane in generale e nuovo piano per mantenere e rinnovare le strade di Vicenza applicabile in ogni luogo con cenni sulle discipline ufficiali intorno le fabbriche civili*, Tipografia Eredi Paroni, Vicenza, 1854.
- [31] R.J. Forbes, *Notes on the history of ancient roads and their construction*, Second ed., Adolf M. Hakkert, Amsterdam, 1964.
- [32] R. Laurence, *The Roads of Roman Italy: mobility and cultural change*, Routledge, New York, 1999.
- [33] V.W. Von Hagen, *The roads that led to Rome*, World Publishing Company, Cleveland, 1967.
- [34] G. Radke, *Viae Publicae Romanae - Traduzione di Gino Sigismondi*, Nuova casa editrice Cappeli, Bologna, 1981.
- [35] N. Persichetti, *Viaggio archeologico sulla Via Salaria nel circondariale di Cittaducale*, Tipografia della R. Accademia dei Lincei, Roma, 1893.
-

-
- [36] A. Grenier, *Le strade romane nella Gallia*, Istituto di studi romani, Roma, 1937.
- [37] D. Hill, *A history of engineering in classical and medieval times*, Routledge, New York, 1996.
- [38] P.L. Dall’Aglia, *Acciottolati stradali di età romana e rete viaria principale nel territorio reggiano*, in: *Tec. Str. Rom.*, L’Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 179–186.
- [39] M. Marini Calvani, *Strade romane dell’Emilia occidentale*, in: *Tec. Str. Rom.*, L’Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 187–192.
- [40] A. Nibby, *Delle vie degli antichi*, in: Antonio De Romani (Ed.), *Roma Antica Di Faminio Nardini Tomo IV*, Fourth ed., Roma, 1820.
- [41] H. Gautier, *Architettura delle strade antiche e moderne*, Antonio Veronese, Vicenza, 1769.
- [42] J.-P. Adam, *L’arte di costruire presso i romani: materiali e tecniche*, 11th ed., Longanesi, 2014.
- [43] G. Albenga, *La evoluzione della strada - I. La strada antica*. Estratto dagli *annali delle università toscane*, Tipografia editrice Cav. F. Mariotti, Pisa, 1918.
- [44] D. Levi, *Le grandi strade romane in Asia*, Istituto di studi romani, Roma, 1938.
- [45] N. Vulić, *Le strade romane in Jugoslavia*, Istituto di studi romani, Roma, 1938.
- [46] P. Romanelli, *Le grandi strade romane nell’Africa settentrionale*, Istituto di studi romani, Roma, 1938.
- [47] D. Sterpos, *La Strada Romana in Italia*, Quaderni di “Autostrade” 17, Roma, 1969.
- [48] B. Bolis, A. Di Renzo, *Pavimentazioni stradali*, Ulrico Hoepli, Milano, 1949.
- [49] J. Breuer, *Le strade romane nel Belgio*, Istituto di studi romani, Roma, 1938.
- [50] A.M. Tazzi, *Le strade dell’Antica Roma dal IV secolo a.C. al V secolo d.C. in Europa, Asia ed Africa*, Edizioni Librerie Dedalo, Roma, 1998.
- [51] A. Coralini, *Osservazioni sulle gallerie stradali*, in: *Tec. Str. Rom.*, L’Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 83–92.
- [52] I. Moreno Gallo, *Vías romanas: ingeniería y técnica constructiva*, Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras, Cabo de Gata, 2006.
- [53] P. Caputo, *La grotta di Cocceio a Cuma: nuovi dati da ricerche e saggi di scavo*, in: *Viabilità E Insediamenti nell’Italia Antica*, L’Erma di Bretschneider, Roma, 2004: pp. 309–330.
-

- [54] M. Russo, *Per Viscera Rupis. Vie pubbliche e private in galleria, in tagliata e in trincea di Surrentum*, in: *Viabilità E Insediamenti nell'Italia Antica*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 2004: pp. 335–380.
- [55] M. Luni, *Le fasi di monumentalizzazione della Via Flaminia nella Gola del Furlo*, in: *Tec. Str. Rom.*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 93–104.
- [56] A. Nibby, F. Nardini, *Roma antica di Flaminio Nardini*, Roma : Stamperia de Romanis, Roma, 1818.
- [57] J. Knapton, *The romans and their roads - the original small element pavement technologists.*, in: *Pave Isr. 96 Proceedings, Fifth Int. Conf. Concr. Block Paving, Tel-Aviv*, 1996: pp. 17–52.
- [58] J. Ortalli, *La Cispadana Orientale: Via Emilia e altre strade*, in: *Tec. Str. Rom.*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 147–160.
- [59] G. Lugli, *La tecnica edilizia romana. Con particolare riguardo a Roma e Lazio*, Bardi Editore S.r.l., Roma, 1988.
- [60] Marco Vitruvio Pollione nella traduzione di Bernardo Galiani, *De architectura*, Stamperia Simoniana, Napoli, 1758.
- [61] J. Berechman, *Transportation-economic aspects of Roman highway development: The case of Via Appia*, *Transp. Res. Part A.* 37 (2003) 453–478.
- [62] C. Rossi, M. Ceccarelli, M. Cigola, *La groma, lo quadro agrimensorio e il corobate. Note di approfondimento su progettazione e funzionalità di antiche strumentazioni*, *Disegnare Idee Immagin.* 22 (2011) 22–33. <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84878597187&partnerID=tZOtx3y1>.
- [63] L. Quilici, *La Via Salaria da Roma all'Alto Velino: la tecnica sostruttiva dei manufatti stradali*, in: *Strade Rom. Percorsi E Infrastrutture*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1994: pp. 86–154.
- [64] S. Quilici Gigli, *La via Nomentana da Roma ad Eretum*, in: *Strade Rom. Percorsi E Infrastrutture*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1994: pp. 45–83.
- [65] P. Fustier, *Notes sur la constitution des voies romaines en Italie*, *Rev. Des Études Anciennes.* 60 (1958) 82–86.
- [66] G. Bottazzi, *Le vie pubbliche centuriali tra Modena e Piacenza*, in: *Tec. Str. Rom.*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 169–178.
- [67] C.A. Fernandez, *Materials and construction techniques of roman roads: The via De Italia in Hispanias/item ab Asturica Tarracone in Hispania, Pyrenae.* 46 (2015) 109–129.
- [68] C. Green, P.A. Rahtz, *Excavations of Ermine Street in Lincolnshire*, *Antiq. J.* 39 (1959) 77–86.
- [69] P. Fustier, *Étude technique sur un texte de l'empereur Julien relatif à la*

-
- constitution des voies romaines, *Rev. Des Études Anciennes*. 65 (1963) 114–121.
- [70] D. Viollier, *Le strade romane della Svizzera*, Istituto di studi romani, Roma, 1937.
- [71] C. Agostini, F. Santi, *La strada Flaminia Militare del 187 a.C.. Tutto il percorso Bologna – Arezzo. Nuove ricerche e rinvenimenti*, 2012.
- [72] S. Quilici Gigli, *Opere di bonifica in relazione a tracciati viari*, in: *Tec. Str. Rom.*, L’Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 73–81.
- [73] L. Quilici, *Evoluzione della tecnica stradale nell’Italia centrale*, in: *Tec. Str. Rom.*, L’Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 19–32.
- [74] P. Fustier, *Notes sur la constitution des voies romaines en Italie*, *Rev. Des Études Anciennes*. 62 (1960) 95–99.
- [75] P. Fustier, *Notes sur la constitution des voies romaines en Italie (suite et fin)*, *Rev. Des Études Anciennes*. 63 (1961) 276–290.
- [76] G.S. Xeidakis, E.G. Varagouli, *Design and construction of roman roads the case of via Egnatia in the Aegean Thrace, Northern Greece*, *Environmental Eng. Geosci.* 3 (1997) 123–132.
- [77] G.S. Xidakis, G.A. Kollaros, E.G. Varagouli-Xidaki, A.G. Athanasopoulou-Kollarou, *Via Egnatia: A modern engineering approach to an ancient highway*, *Eng. Geol. Anc. Work. Monum. Hist. Sites*. (1988) 1705–1713.
- [78] G. Rosada, *Tecnica stradale e paesaggio della decima regio*, in: *Tec. Str. Rom.*, L’Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 39–50.
- [79] C. Praschniker, *Le grandi strade romane nell’Austria*, Istituto di studi romani, Roma, 1938.
- [80] P. Goessler, *Le strade romane in germania*, Istituto di studi romani, Roma, 1938.
- [81] V. Renson, N. Fagel, N. Mattielli, S. Nekrassoff, M. Streel, F. De Vleeschouwer, *Roman road pollution assessed by elemental and lead isotope geochemistry in East Belgium*, *Appl. Geochemistry*. 23 (2008) 3253–3266.
- [82] E. Strong, *Viaggio attraverso le strade della Britannia romana*, Istituto di studi romani, Roma, 1937.
- [83] S.E. Sidebotham, M. Hense, H. Nouwens, *The Red Land: The Illustrated Archaeology of Egypt’s Eastern Desert*, American University in Cairo Press, Cairo, 2008.
- [84] S.E. Sidebotham, R.E. Zitterkopf, C.C. Helms, *Survey of the Via Hadriana: The 1998 Season*, *J. Am. Res. Cent. Egypt*. 37 (2000) 115–126.
- [85] S.E. Alcock, J.P. Bodel, R.J.A. Talbert, *Highways, byways, and road systems in the pre-modern world*, Wiley-Blackwell, 2012.
- [86] L. Lucchese, *I ponti romani di Pont-Saint-Martin, Bard, Saint-Vincent*,
-

- Chatillon, Aosta e Leverogne., in: *Viabilità E Insediamenti nell'Italia Antica*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 2004: pp. 7–23.
- [87] R. Mollo Mezzana, *La strada romana in Valle d'Aosta: procedimenti tecnici e costruttivi*, in: *Tec. Str. Rom.*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 57–72.
- [88] G. Bonora Mazzoli, *Tecnica stradale nella regio XI: la via Regina*, in: *Tec. Str. Rom.*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1992: pp. 51–55.
- [89] M. Valenti, *Esempi di infrastrutture stradali nel cassinato*, in: *Strade Rom. Percorsi E Infrastrutture*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1994: pp. 35–44.
- [90] F.A. Santagata, F. Giuliani, *Strade: teoria e tecnica delle costruzioni stradali: Progettazione*, Pearson Education Italia, Milano, 2016.
- [91] C. van Tiburg, *Traffic and congestion in the Roman Empire*, Routledge, Oxon, 2007.
- [92] S. Batino, Corradi L., M. Corradi, S. Corradi, M. Marchetti, S. Rasimelli, G. Schippa, M. Tortoreto, *Il traffico sull'antica via Flaminia: Viabilità e mezzi di trasporto romani*, Edizioni Thyryus, Arrone, 1999.
- [93] W.G. Harger, E.A. Bonney, *Handbook for highway engineers*, fourth, McGraw-Hill book company, New York, 1927.
- [94] B. Farfanetti, *La via del confine*, in: *Viabilità E Insediamenti nell'Italia Antica*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 2004: pp. 65–79.
- [95] G. Ciampoltrini, A. Andreotti, *Vie rurali d'età romana nell'Ager Lucensis: contributi dell'alveo del Bientina*, in: *Strade Rom. Percorsi E Infrastrutture*, L'Erma di Bretschneider, Roma, 1994: pp. 183–192.
- [96] G. Curioni, *L'arte di fabbricare: Lavori generali di architettura civile, stradale ed idraulica ed analisi dei loro prezzi*, Augusto Federico Negro, Torino, 1873.
- [97] D.P.C. Espinosa, *Manual de caminos que comprende su trazado, construccion y conservacion*, Ramon Ballone, Madrid, 1855.
- [98] G. Valadier, *L'architettura pratica dettata nella scuola e cattedra dell'insigne Accademia di S.Luca*, Accademia nazionale di S. Luca, Roma, 1832.
- [99] L. Lanino, *Corso di costruzioni stradali e idrauliche*, Unione Topografico-Editrice, Torino, 1898.
- [100] A. Maffezzoli, *Lezioni sulla costruzione delle strade e delle gallerie.*, Raffaele Pironti, Napoli, 1925.
- [101] A. Cantalupi, *Manuale delle leggi, regolamenti e discipline intorno alle strade, alle acque ed alle fabbriche non che ad altri rami relativi alla professione dell'ingegnere ed architetto civile*, Angelo Monti, Milano, 1845.
- [102] L. Galli, G. Rebay, M.P. Riccardi, S. Zatti, *Le pavimentazioni stradali della tradizione storica nella città di Pavia: materiali, tecniche esecutive e conservazione*, in: *Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di*

Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 799–808.

- [103] M. Benente, M. Mattone, Materiali e tecnologie esecutive delle pavimentazioni urbane realizzate nel ventennio fascista a Torino, in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006 , Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 845–854.
- [104] Raccolta delle provvisioni intorno le acque, i ponti e le strade dall'anno 1817 al 1818 precedute da alcune altre di antica data, Tipografia di Giuseppe Favale, Torino, 1828.
- [105] C. Levi, Trattato teorico-pratico di costruzioni civili, rurali, stradali ed idrauliche. Volume secondo., Ulrico Hoepli, Milano, 1938.
- [106] K. Ambrogio, L. Tomei, R. Fabbri, Le pavimentazioni storiche fermane: la ricerca storica e l'analisi dell'esistente per la conservazione e manutenzione., in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 373–382.
- [107] Wheeler; J.B., Elementary course of civil engineering for the use of cadets of the united states military academy, John Wiley & Sons, New York, 1884.
- [108] M. Fantone, Gli gneiss delle alpi occidentali nelle pavimentazioni degli spazi pubblici a Torino, in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 939–948.
- [109] L. Serafini, C. Varagnoli, Tecnica e arte delle pavimentazioni storiche in Abruzzo, in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 629–638.
- [110] L. Stabilini, Lezioni di costruzioni stradali e ferroviarie, Cedam, Padova, 1939.
- [111] J. Castells, La moderna construcción de carreteras, Editorial Labor, Barcelona, 1934.
- [112] C.E. Morrison, Highway engineering, John Wiley & sons, New York, 1908.
- [113] N. Cavalieri San Bertolo, Istituzioni di architettura statica e idraulica, Tipografia Cardinali e Frulli, Bologna, 1826.
- [114] A. Cantalupi, Trattato pratico per la costruzione delle strade e per la loro manutenzione, Prem. tipo-litografia degli ingegneri, Milano, 1886.
- [115] G. Fatta, T. Campisi, M. Li Castri, S. Lo Piccolo, Le pavimentazioni esterne nella Sicilia occidentale. Aspetti materiali, tecnici e formali della tradizione costruttiva, in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006:

- pp. 949–959.
- [116] F.P. Spalding, *A Text-book on Roads and Pavements*, John Wiley & sons, New York, 1894.
- [117] A.T. Byrne, *A treatise on highway construction*, Jhon Wiley & Sons, New York, 1892.
- [118] A. Decri, B. Volpato, *Pavimentazioni di strada a Genova: percorsi, materiali e disposizioni*, in: *Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone*, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 233–242.
- [119] E.E. Bauer, *Highway materials. A testbook covering production, specifications, sampling and testin of highway materials.*, McGraw-Hill book company, New York, 1932.
- [120] I.O. Baker, *A treatise on roads and pavements*, John Wiley & Sons, New York, 1906.
- [121] M. Bairrada, *Empedrados artisticos de Lisboa. A Arte da Calçada - Moisaco*, Lisboa, 1985.
- [122] A.M.E. Henriques, A.A.C. Moura, F.A. Santos, E. Matos, S.R. Oliveira, N. Sormenho, *Manual da calçada portuguesa*, 2009.
- [123] *Municipio di Roma, Capitolato e tariffa speciale per gli appalti dei lavori di selciatura nella città di Roma*, (1879).
- [124] W. Euting, *Trazado y construccion de carreteras*, Editorial Labor S.A., Barcelona, 1928.
- [125] L. La Magna, *Compendio di costruzioni stradali e ferroviarie*, Libreria goliardica di scienze, Genova, 1954.
- [126] F. Wood, *Modern road construction a practical treatise for the use of engineers, students, members of local authorities, etc.*, Institution of Civil Engineers, London, 1920.
- [127] H. Percy Boulnois, *The construction of carriageways and footways*, Biggs & Co., London, 1895.
- [128] P. Berthot, *Trateé des routes, rivers & canaux*, Fanchon et Artus, Paris, 1891.
- [129] L. Cibir, *Selciato romano. Il sampietrino*, Gangemi editore, Roma, 2003.
- [130] U. Bonzano, *Pratica e tecnica delle pavimentazioni stradali*, Antonio Vallardi, Milano, 1950.
- [131] W.M. Gillespie, *A manual of the principles and practice of road-making*, A. S. Sarnes & Co., New York, 1847.
- [132] P. Tomio, F. Filippi, *Il manuale del porfido*, Publistampa, Trento, 2001.
- [133] E. Petrucci, *Renovatio pavimentorum. Metodologie d'intervento per le antiche pavimentazioni stradali*, Franco Angeli, Milano, 2013.
- [134] F. Pieri, *Il masegno. I “lastricati” storici a Trieste: realizzazione*,

-
- manutenzione, conservazione e...manomissione., in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 919–926.
- [135] G. Cacudi, Pavimentazioni salentine: genius loci, in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 901–910.
- [136] M. Catalano, A. Guarnieri, M. Faliva, Repertorio delle pavimentazioni storiche in Puglia: il rapporto tra conoscenza e conservazione in Terra di Bari e nel Salento, in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006: pp. 443–452.
- [137] G.V. Pulvirenti, La pratica costruttiva della pavimentazione in pietra lavica nei centri storici dell'area Etnea., in: Paviment. Stor. Uso E Conserv. Atti Del Convegno Di Stud. Bressanone, 11-14 Luglio 2006, Edizioni Arcadia Ricerche, Venezia, 2006.

Capitolo 3

Pavimentazioni stradali ad elementi: analisi della letteratura

3.1 Introduzione

Le pavimentazioni ad elementi lapidei rappresentano la più estesa struttura materiale di impianto storico delle città italiane ed europee; esse sono pavimentazioni ecologiche ed esteticamente apprezzate grazie alla possibilità di utilizzare elementi di diversa natura lapidea, diversa colorazione, diversa forma e dimensione che possono essere disposti secondo diverse apparecchiature. Inoltre esse sono costituite da elementi distinti aventi un'elevata resistenza ed un'eccellente durabilità, sono facilmente ripristinabili nelle aree in cui gli elementi stessi sono danneggiati e offrono un'elevata facilità di accesso alle utenze sotterranee, requisito fondamentale in ambito urbano e in zone residenziali [1–3]. Nonostante ciò, come già sottolineato nel Capitolo 2, negli ultimi anni gran parte delle pavimentazioni ad elementi lapidei sono state sostituite o convertite nelle tradizionali pavimentazioni flessibili o rigide (un esempio è rappresentato da via Ugo Bassi a Bologna in **Figura 3.1** in cui la pavimentazione è di fatto una pavimentazione in calcestruzzo in cui l'elemento pietra rappresenta un mero rivestimento), ricoperte da impietosi overlay in conglomerato bituminoso (molteplici esempi possono essere ritrovati nella città di Roma (**Figura 3.2**)) o utilizzate solamente in alcune zone dei centri storici o in zone pedonali. Questo è in parte dovuto alla mancanza di strumenti per la previsione e l'analisi del comportamento di tali pavimentazioni sottoposte a traffico veicolare e quindi

soggette a carichi verticali e carichi orizzontali dovuti a frenature, accelerazioni e sterzature.



Figura 3.1 – Via Ugo Bassi a Bologna.



Figura 3.2 – Overlay di manti bituminosi.

La pavimentazione stradale, sia essa continua o discontinua, rigida o flessibile, è la parte superiore del corpo stradale interessata direttamente dalle azioni

veicolari e per tale motivo deve raggiungere e mantenere nel tempo alcuni requisiti fondamentali garantendo elevate prestazioni di tipo strutturale e funzionale. Per quanto riguarda le prestazioni strutturali i requisiti fondamentali sono la capacità di trasmissione dei carichi di traffico allo strato di sottofondo e la capacità di resistere ai fenomeni di degrado. Indipendentemente da come la pavimentazione sia realizzata essa deve essere in grado di distribuire le azioni trasmesse dai veicoli in modo tale che le tensioni verticali che agiscono sul sottofondo siano compatibili con la sua portanza e con la sua resistenza all'accumulo delle deformazioni permanenti. Inoltre, tenendo conto dell'azione combinata dei carichi ciclici e delle condizioni ambientali (quali gelo, disgelo, presenza di acqua etc.) essa deve essere in grado di garantire una determinata vita utile. Per quanto riguarda le prestazioni funzionali, la superficie della pavimentazione stradale deve possedere e mantenere nel tempo una certa regolarità ed una buona aderenza; infatti, se si considera l'interazione tra pneumatico e superficie stradale, essa ha un riflesso diretto sull'utente con conseguenze sulla condotta di guida e sul comfort.

Le pavimentazioni ad elementi differiscono dagli altri tipi di pavimentazione poiché la superficie di usura è costituita da piccoli blocchi distinti posati in una predeterminata apparecchiatura, al di sopra di uno strato di allettamento. Al di sotto dello strato di allettamento la struttura è concettualmente simile a quella di una pavimentazione flessibile.

Le principali tipologie di deterioramento delle pavimentazioni ad elementi possono essere suddivise in due macro-categorie. La prima consiste in deformazioni verticali che possono presentarsi in maniera più o meno estesa su un'area pavimentata e sono dovute agli elevati carichi verticali a cui essa è soggetta unitamente a difetto di portanza degli strati sottostanti. La seconda consiste invece in deformazioni orizzontali dovute alla componente orizzontale dei carichi veicolari durante la frenatura e l'accelerazione, che causano uno "scivolamento" degli elementi: per evitare tale fenomeno è necessario realizzare la miglior coesione tra gli elementi della pavimentazione agendo sulle apparecchiature e sulla dimensione dei giunti. Una terza categoria riguarda invece la rottura dei singoli elementi che deriva da una selezione errata dei materiali. In realtà si ha spesso una interazione tra le cause, infatti un mal dimensionamento degli strati della pavimentazione porta ad un cedimento verticale dei vari elementi

che, a sua volta, porta ad una successiva mancanza di coesione tra gli elementi stessi e viceversa [4].

Come abbiamo già detto, la superficie delle pavimentazioni ad elementi, a differenza di quella delle pavimentazioni continue, è costituita da elementi distinti posati in una determinata apparecchiatura per realizzare una superficie discreta. L'insieme dei singoli elementi e dei giunti costituisce una superficie con caratteristiche strutturali e non è quindi da considerarsi come un semplice rivestimento. Tali pavimentazioni sono considerate pavimentazioni flessibili e nel loro progetto si segue la stessa filosofia che si segue per la realizzazione delle pavimentazioni flessibili benché esse siano concettualmente molto differenti. La soluzione analitica di calcolo per tali tipologie di pavimentazioni in un multistrato tridimensionale è estremamente complessa e quindi è necessario analizzare le singole componenti. La capacità di trasferimento del carico agli strati sottostanti di tali pavimentazioni non è paragonabile a quella delle pavimentazioni flessibili proprio a causa delle piccole dimensioni degli elementi nonché della loro interazione, delle frequenti discontinuità, delle interazioni che avvengono tra i vari strati etc. [5].

Come osservato in diversi studi, nel periodo iniziale di apertura al traffico la pavimentazione è soggetta ad un elevato grado di deformazioni verticali, sotto i carichi dinamici di traffico, che con il tempo tendono a stabilizzarsi. In pratica sotto l'azione di questi carichi ripetuti si ha un irrigidimento della pavimentazione ed un miglioramento della sua capacità portante dovuto ad una sorta di "precompressione" nello strato superficiale (definito fenomeno di lock-up) e perfezionando il mutuo incastro tra gli elementi (definito fenomeno di interlocking) [6–13]. Per limitare il più possibile tali cedimenti in opera è quindi necessario eseguire una compattazione adeguata prima dell'apertura al traffico [14].

Quando la pavimentazione è soggetta a carichi veicolari gli elementi tendono a ruotare ed a traslare. Quando un elemento soggetto a carico veicolare subisce una rotazione produce lo sviluppo di forze orizzontali all'interno della pavimentazione [7]; tale meccanismo sarà fortemente influenzato, come vedremo nei prossimi paragrafi, dallo spessore dei giunti, dalla forma degli elementi e dall'apparecchiatura. Ci sono tre componenti che contribuiscono al meccanismo con cui i singoli elementi interagiscono tra di loro, detto anche interlocking:

l'interlocking verticale, l'interlocking orizzontale e l'interlocking rotazionale [15,16].

L'interlocking verticale (**Figura 3.3**) è principalmente dovuto al trasferimento del carico attraverso la resistenza di attrito che si genera all'interno dei giunti. Se si considerano una serie di elementi posati al di sopra di un allettamento in sabbia e si applica un carico verticale ad un singolo elemento, questo tenderà a muoversi verticalmente indipendentemente dagli elementi circostanti. Se invece la superficie viene compattata e vibrata, parte della sabbia dell'allettamento risale attraverso i giunti. Se si procede poi alla saturazione a sabbia dei giunti e ad un'ulteriore compattazione della superficie, tra gli elementi si genereranno delle forze che tenderanno a limitare tale deformazione verticale.

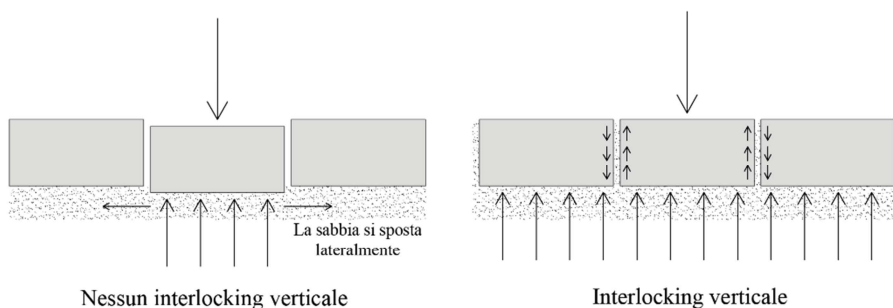


Figura 3.3 – Meccanismo di interlocking verticale.

L'interlocking rotazionale (**Figura 3.4**) è invece principalmente garantito dal contenimento laterale attraverso l'uso di cordoli e da un adeguato serraggio dei giunti. Considerando lo stesso esempio di prima, se si applica una forza eccentrica ad un elemento della pavimentazione non compattata, questo tenderà a ruotare liberamente. Se invece i giunti sono saturati a sabbia e la superficie è ben compattata e contenuta lateralmente da cordoli, tale rotazione sarà in parte inibita.

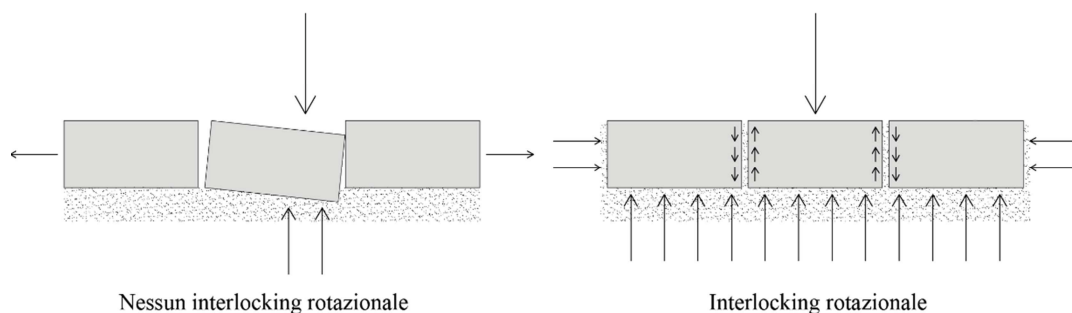


Figura 3.4 – Meccanismo di interlocking rotazionale.

L'interlocking orizzontale (**Figura 3.5**) è invece principalmente dovuto al tipo di apparecchiatura, alla forma e dimensione degli elementi e, ancora, al riempimento dei giunti.

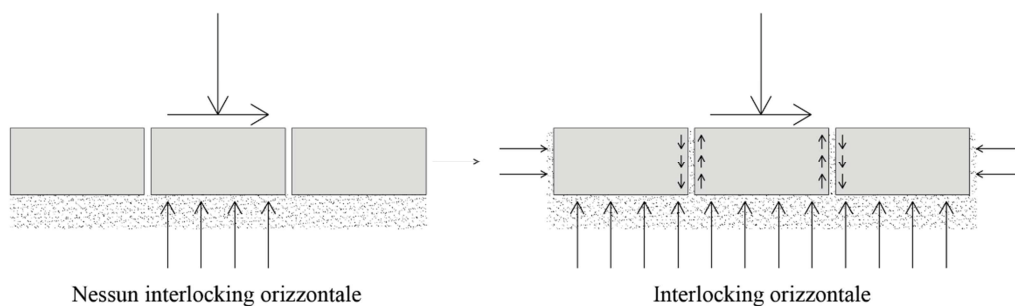


Figura 3.5 – Meccanismo di interlocking orizzontale.

Nei tre descritti fenomeni sono sempre rilevanti i ruoli assunti dalle condizioni di posa quali lo spessore e la tipologia di allettamento, la forma e la dimensione degli elementi, lo spessore dei giunti ed il materiale utilizzato per il loro riempimento, le apparecchiature ed ovviamente gli strati sottostanti. In questo capitolo verranno analizzati tali parametri.

3.2 Strato di allettamento

Lo strato di allettamento è una componente essenziale nelle pavimentazioni discontinue il quale fornisce un piano di posa per il posizionamento degli elementi, siano essi in calcestruzzo o in materiale lapideo. Tale strato si trova in prossimità

della superficie di applicazione del carico veicolare e gioca così un ruolo importante nella distribuzione dei carichi negli strati sottostanti [1,17]. Soprattutto nel caso di elementi di medie e grandi dimensioni, questo strato limita la concentrazione degli sforzi nell'elemento stesso riducendone quindi la possibilità di danneggiamento. Nel momento della stesa e della compattazione della superficie, parte della sabbia dello strato di allettamento risale attraverso i giunti fornendo una resistenza di tipo attritivo tra gli elementi che contribuisce al fenomeno dell'interlocking [3,18]. Quando la superficie della pavimentazione viene sollecitata da forze orizzontali (come frenatura, accelerazione e sterzata) in una prima fase si attiva un attrito statico: in questa fase la pavimentazione è in grado di sopportare il carico finché non viene raggiunto un certo valore di esso e gli elementi iniziano a muoversi lentamente fino a raggiungere il massimo valore detto attrito dinamico [19].

Variando lo spessore dello strato di allettamento, nonché la tipologia di materiale utilizzato per la sua realizzazione, varia la risposta alle sollecitazioni delle pavimentazioni discontinue. Lo spessore dello strato di allettamento varia in funzione della tipologia di pavimentazione realizzata (elementi lapidei, elementi in calcestruzzo ecc..) ma varia anche tra i diversi paesi. Quando tale strato è realizzato in sabbia il suo spessore è generalmente compreso tra 2.5 e 5.0 cm per le pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo e tra 4.0 e 7.0 cm per le pavimentazioni ad elementi lapidei. Gli elementi vengono posati al di sopra di tale strato e successivamente compattati in modo tale che parte del materiale risalga tra gli elementi migliorando le caratteristiche della pavimentazione; tale strato durante questa fase subirà quindi un cedimento di assestamento e per tale ragione il suo spessore deve essere adeguato ed uniforme [18]. Tale processo di assestamento continuerà anche dopo le prime applicazioni di carico e sarà tanto più marcato quanto maggiore sarà lo spessore iniziale di tale strato [19]. Tale addensamento iniziale risulterà benefico per il futuro sviluppo dell'ormaiamento [17]. Al contrario alcuni autori hanno sottolineato che un aumento dello spessore dello strato di allettamento porta ad un miglioramento della capacità portante [20].

Il tipo di materiale utilizzato per la realizzazione dello strato di allettamento dipende anch'esso dal tipo di elementi utilizzati ma varia anche tra i diversi paesi. Alcuni autori sottolineano come il materiale utilizzato per l'allattamento non influenzi la resistenza alle deformazioni permanenti nel caso in cui giunti siano

completamente riempiti [21]. In ogni caso la sabbia di frantumazione deve preferirsi rispetto alla sabbia arrotondata [17]. Altro materiale utilizzato per la realizzazione dell'allettamento di pavimentazioni discontinue, soprattutto nel caso di pavimentazioni ad elementi lapidei, è la malta cementizia: questa però rende più difficoltosa la rimozione della pavimentazione in caso di necessità e riduce la possibilità di poter riutilizzare gli elementi [3].

Se l'allettamento è realizzato in sabbia è importante tenere in considerazione che anche la sua granulometria influisce sul comportamento globale della pavimentazione: una sabbia a granulometria grossolana offre una maggior resistenza a taglio e un maggior contributo alla resistenza alle deformazioni permanenti; inoltre in presenza di acqua subirà un minor aumento di volume come mostrato in **Figura 3.6** [3,17,22]. Sabbia contenente più del 15 % di materiale fine (passante allo 0.075) ha manifestato un comportamento scadente mentre sabbie contenenti tra il 20 ed il 30 % di argilla hanno manifestato elevate deformazioni soprattutto il presenza di acqua [3,17]. Per tale ragione l'utilizzo di sabbia contenente materiale argilloso, o comunque un elevata percentuale di materiale fino, per la realizzazione di strati di allettamento deve essere evitato [23].

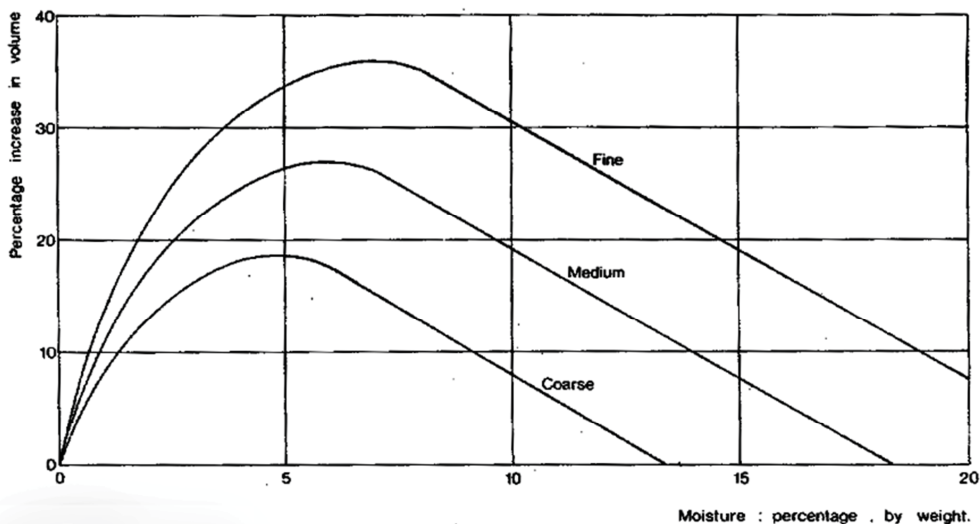


Figura 3.6 – Variazione volumetrica della sabbia in presenza di umidità in funzione della granulometria [3].

Di estrema importanza per raggiungere il giusto grado di compattazione è l'umidità della sabbia: si considerano adeguati valori compresi tra il 4 e l'8% di acqua con un valore ottimale pari al 6% [17].

3.3 Elementi

Gli elementi utilizzati nelle pavimentazioni discontinue possono essere di diversa natura: materiale lapideo, calcestruzzo, materiale bituminoso etc..

La forma, la dimensione e lo spessore degli elementi hanno una elevata influenza sul comportamento delle pavimentazioni ad elementi mentre la loro resistenza si è dimostrata non avere alcun effetto [1,17,24].

Pavimentazioni realizzate con elementi di piccole dimensioni presentano un maggior numero di giunti che costituiscono l'elemento debole della composizione e per tale ragione gli elementi sono maggiormente soggetti a traslazioni ed a rotazioni [1].

Molti studi sono stati condotti per analizzare l'effetto che lo spessore degli elementi in calcestruzzo ha sulla resistenza alle deformazioni dell'intera pavimentazione. Come si può vedere in **Figura 3.7**, da tali studi è emerso che la deformazione elastica delle pavimentazioni discontinue diminuisce all'aumentare dello spessore degli elementi [17,24,25]. Questo è da attribuire ad una maggior superficie laterale degli elementi che si traduce in una maggior resistenza per attrito [1].

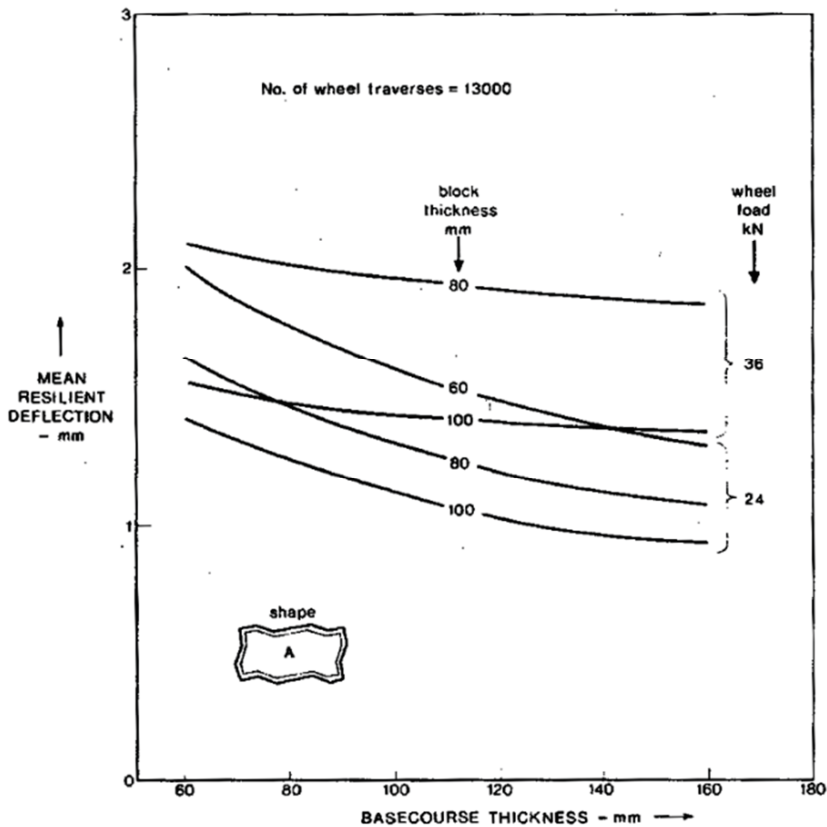


Figura 3.7 - Andamento delle deformazioni elastiche in funzione dello spessore degli elementi e dello strato di base [17].

Un aumento dello spessore degli elementi produce inoltre una diminuzione delle deformazioni permanenti: come si può notare in **Figura 3.8** tale andamento è accentuato dall'aumento del carico applicato [17]. Inoltre, passando da uno spessore di 60 mm ad uno di 80 mm si ha un beneficio maggiore rispetto al passaggio da 80 mm a 100 mm. Alcuni autori hanno però sottolineato il fatto che lo spessore degli elementi non influenza la resistenza alle deformazioni permanenti nel caso in cui i giunti siano completamente riempiti [21]. Si è invece dimostrato che lo spessore degli elementi ha un ruolo marginale sull'effetto del trasferimento del carico agli strati sottostanti [26] e di fatto tale scelta è limitata alla sola resistenza intrinseca del singolo elemento in relazione alla propria geometria.

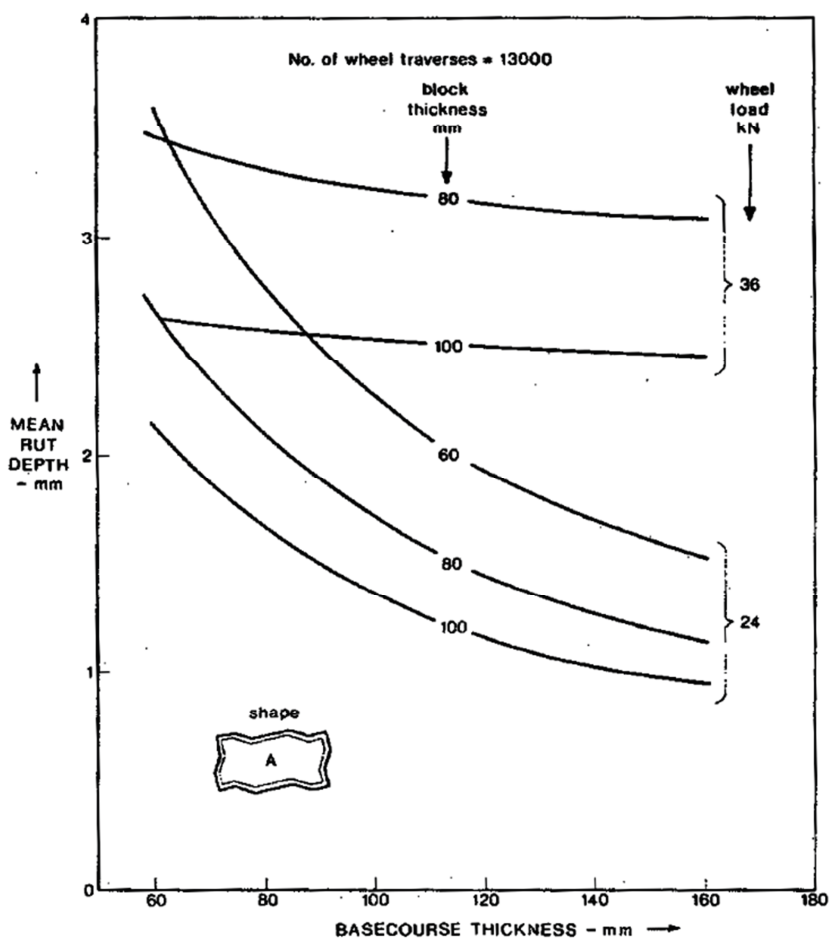


Figura 3.8 – Andamento delle deformazioni permanenti in funzione dello spessore degli elementi e dello strato di base [17].

Alla luce di quanto detto, elementi aventi spessori differenti verranno utilizzati in presenza di diverse tipologie di traffico; in **Tabella 3.1** e **Tabella 3.2** sono rappresentati diversi spessori di elementi in calcestruzzo ed in materiale lapideo utilizzati per diverse tipologie di pavimentazioni [1,2].

Tabella 3.1 – Spessori degli elementi in calcestruzzo per differenti tipologie di pavimentazione.

Spessore degli elementi	Tipologia di pavimentazione
60 mm	Traffico leggero come zone pedonali, ciclabili o scarso traffico veicolare
80 mm	Traffico medio

Tabella 3.2 – Spessore degli elementi lapidei per differenti tipologie di pavimentazione.

Classe degli elementi	Tipologia di pavimentazione
4/6	Superfici non trafficate quali marciapiedi, zone pedonali, cortili, giardini.
6/8	Traffico veicolare e pedonale.
8/10	Strade a traffico molto intenso e superfici ampie.
10/12, 12/14, 14/20	Poco utilizzata in Italia ma molto utilizzata all'estero, soprattutto in Germania ed in Svizzera per piazze o centri storici.

Molti studi sono inoltre stati condotti per valutare l'effetto della forma degli elementi sul comportamento globale della pavimentazione ed è emerso che essa ha una marcata influenza sull'interlocking verticale, orizzontale e rotazionale dell'intera pavimentazione [23]. Riferendosi alla **Figura 3.9**, infatti, se si considera la rotazione di un elemento di forma rettangolare attorno ad un asse orizzontale passante per il centro dell'elemento, le forze orizzontali si sviluppano in maniera rilevante solo nella direzione parallela all'asse di rotazione dell'elemento; se si considera invece un elemento avente forma diversa è evidente che tali forze, proprio a causa della forma dell'elemento, si sviluppano anche in altre direzioni fornendo quindi un maggior interlocking [7].

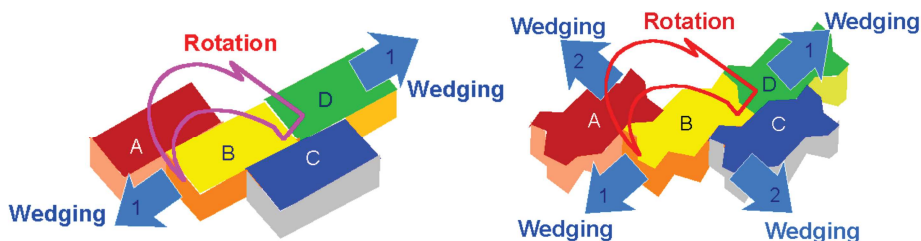


Figura 3.9 – Interlocking dovuto alla forma degli elementi [7].

In **Figura 10** sono rappresentate alcune tipologie di elementi autobloccanti in calcestruzzo maggiormente utilizzate.

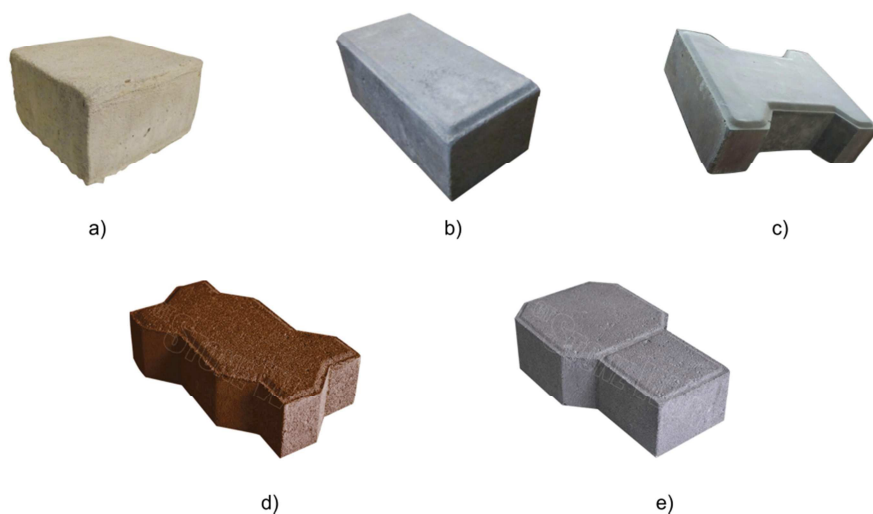


Figura 10 – Principali forme utilizzate per gli elementi autobloccanti in calcestruzzo: a) quadrata o cobble, b) rettangolare, c) doppia-T o sezione ad I, d) Uni style o Corolock, d) key-stone.

Da studi effettuati su pavimentazioni realizzate con elementi aventi forme differenti attraverso prove di carico su piastra è emerso che inizialmente, per deformazioni ridotte e carichi contenuti, il cedimento verticale è indipendente dalla forma mentre, aumentando il carico, si ha una distinzione marcata di tale comportamento come mostrato in **Figura 3.11** [5].

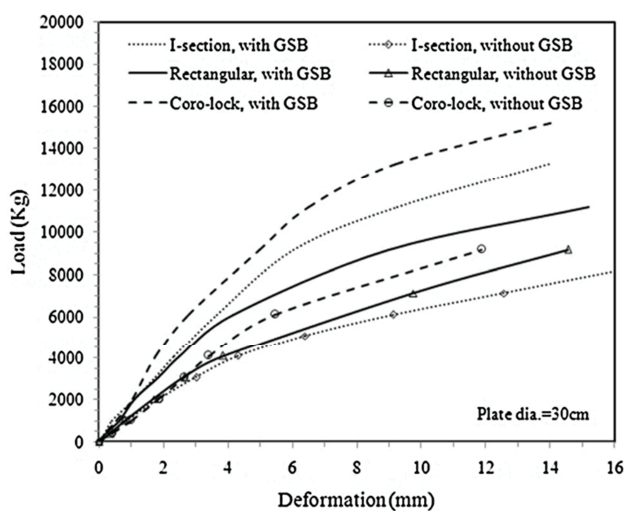


Figura 3.11 – Andamento delle deformazioni in funzione del carico applicato per diverse forme di elementi utilizzato in presenza ed assenza di base granulare [5].

Alcuni autori analizzando i risultati di test effettuati con un deflettometro a massa battente hanno rilevato differenze nelle deflessioni al variare della forma degli elementi [27]; anche in questo caso tali differenze si accentuano all'aumentare del carico applicato.

Pavimentazioni realizzate con elementi di forme complesse hanno presentato deformazioni minori rispetto a quelle realizzate con elementi di forma rettangolare anche nel caso di pavimentazioni sottoposte a test di traffico accelerato e di pavimentazioni aperte al traffico (**Figura 3.12**) [14,15,28,29]: i blocchi uni style, pur mostrando una forte deflessione ai primi cicli di carico hanno sviluppato un maggior interlocking e l'ulteriore aumento dei cicli di carico ha comportato un effetto marginale [17]. Inoltre la larghezza del bacino di deflessione degli elementi rettangolari è minore di quello prodotto da elementi a geometrie più complesse [15]. Questo è probabilmente dovuto alla minor area laterale degli elementi rettangolari: è quindi facile intuire che la capacità di trasferire il carico agli elementi adiacenti dipenda dalla superficie laterale degli stessi.

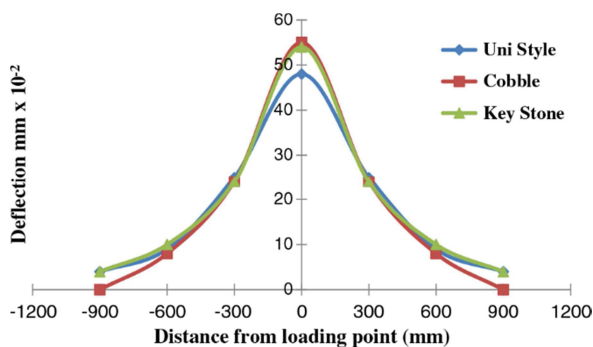


Figura 3.12 – Deflessioni e bacino di deflessione per diverse forme degli elementi [15].

Considerando come indicatore l'ormaiamento è stato inoltre riscontrato che il comportamento della pavimentazione è maggiormente influenzato dalla forma degli elementi piuttosto che dal loro spessore [9].

In definitiva l'utilizzo di elementi aventi una forma particolare, diversa da quella quadrata e rettangolare, permette di ridurre le deformazioni permanenti delle pavimentazioni ad elementi. Tali elementi contribuiscono con una maggior forza di attrito al trasferimento del carico [1,24] poiché, a parità di area superficiale, hanno una superficie laterale maggiore rispetto agli elementi con forma quadrata o rettangolare e per tale ragione hanno un miglior effetto autobloccante [1,9,29].

Con riferimento al comportamento in direzione orizzontale di tali pavimentazioni si è osservato che elementi aventi forma diversa da quella rettangolare presentano anche un miglior interlocking orizzontale [7]. Alcuni autori, ad esempio, hanno studiato attraverso prove di laboratorio e simulazioni agli elementi finiti come la forma degli elementi influenzi il comportamento delle pavimentazioni nei confronti delle deformazioni orizzontali variando anche la posizione di applicazione del carico [30].

Dall'analisi di pavimentazioni aperte al traffico [15] si è osservato che la variazione della larghezza dei giunti è maggiore per elementi di forma rettangolare ancora a dimostrare che tali elementi offrono anche il peggior interlocking orizzontale.

Per tale ragione i produttori di elementi autobloccanti in calcestruzzo stanno sviluppando nuove forme in grado di fornire in opera un maggior interlocking al

fine di migliorare la capacità portante e la resistenza alle deformazioni dell'intera pavimentazione [30].

Per quanto riguarda invece la distribuzione delle sollecitazioni negli strati sottostanti alcuni autori, analizzando i risultati di test effettuati con un deflettometro a massa battente, hanno rilevato che essa non è dipendente dalla forma degli elementi [27]; risultati simili erano già stati ottenuti in studi precedenti [2,26,28,31]. Altri autori sottolineano invece come la capacità di distribuzione del carico sia fortemente influenzata dalla forma e dallo spessore degli elementi [4]. La distribuzione di tensioni non è simmetrica rispetto all'area di applicazione del carico, diversamente da quanto avviene per le pavimentazioni continue, a causa della inevitabile eterogeneità dovuta alla presenza dei giunti.

La forma e la dimensione degli elementi viene spesso identificata dal fattore di forma dato dal rapporto tra l'area della superficie laterale e l'area superficiale dell'elemento [32,33]. All'aumentare di tale rapporto aumenta la capacità di trasferimento del carico agli elementi circostanti e diminuisce la deflessione massima verticale [27]. Inoltre all'aumentare del coefficiente di forma diminuiscono le sollecitazioni sulla superficie della base [27]: questo andamento non lo si riscontra nelle apparecchiature a file parallele.

3.4 Giunti

Una volta realizzato lo strato di allettamento gli elementi vengono posati sopra di esso massimamente accostati. Gli spazi tra i vari elementi sono definiti giunti e devono essere saturati con un materiale di riempimento. Infatti, in una pavimentazione discontinua in cui i giunti non sono saturati, ogni elemento lavora come elemento distinto e tra i singoli blocchi non vi è alcuna forma di collaborazione e di trasmissione dei carichi. Quando il giunto viene saturato con materiale di riempimento nessun elemento può più traslare e ruotare in modo indipendente dagli altri [2]. I giunti ricoprono perciò un ruolo fondamentale sulle prestazioni finali dell'intera struttura poiché il meccanismo di trasferimento del carico tra i vari elementi dipende proprio dall'interazione che ogni singolo elemento ha con il materiale che costituisce i giunti [1]. Da studi effettuati su pavimentazioni con e senza riempimento dei giunti è infatti emerso che le seconde hanno una deflessione triplicata rispetto alle prime [22].

Come già esposto, i carichi verticali e orizzontali sono trasferiti agli elementi adiacenti attraverso forze di attrito. I movimenti degli elementi che possono verificarsi attraverso i giunti (rotazioni, traslazioni o una combinazione di essi) sono mostrati in **Figura 3.13**.

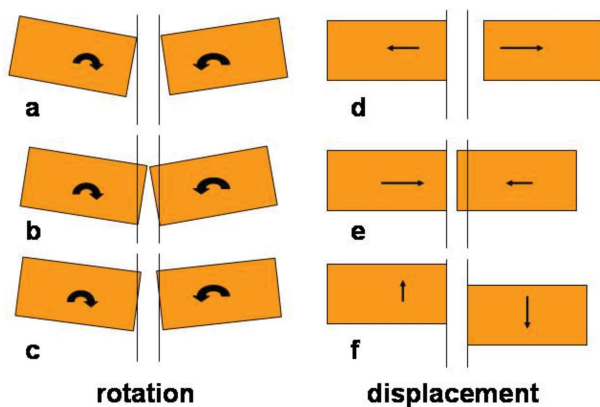


Figura 3.13 – Possibili movimenti che possono verificarsi tra gli elementi [7].

Il comportamento reale dei giunti di una pavimentazione ad elementi non è di facile interpretazione poiché dipende da numerosi fattori quali la forma degli elementi, lo spessore dei giunti, il grado di riempimento ed il materiale di riempimento. Se si considera un giunto saturato a sabbia si può determinare la sua resistenza a taglio attraverso misure in scatola di taglio diretto con la Eq. 3.1

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi \quad \text{Eq. 3.1}$$

Consideriamo uno spostamento come quello rappresentato in **Figura 3.13f**: questo può essere dovuto a varie cause ma le conseguenze possono essere molteplici: ad esempio, come sottolineato da Shackel [7], tale spostamento può provocare una dilatazione della sabbia ed la generazione di forze orizzontali all'interno della pavimentazione. Se si considera anche la dilatazione durante la deformazione del giunto, ci sarà quindi un aumento della sollecitazione orizzontale data dalla Eq. 3.2

$$\sigma_{nd} = k_d \cdot \delta_d \quad \text{Eq. 3.2}$$

Dal punto di vista teorico la resistenza a taglio totale del giunto sarà quindi data dalla Eq. 3.3

$$\tau_t = \sigma_n \cdot \tan \varphi + k_d \cdot \delta_d \cdot \tan \varphi \quad \text{Eq.3.3}$$

Altri autori, attraverso prove di laboratorio [34], hanno analizzato il comportamento reale non lineare di giunti, della larghezza di 5 mm, tra elementi in calcestruzzo. Da tali studi è emerso che il comportamento a taglio verticale è indipendente dal profilo laterale degli elementi, sia per quanto riguarda la forma sia per quanto riguarda l'altezza degli stessi, mentre è fortemente influenzato da essi in direzione orizzontale. Il comportamento dei giunti può essere descritto dal criterio di Mohr-Coulomb (Eq. 3.4)

$$\tau = c + \sigma \cdot \varphi \quad \text{Eq.3.4}$$

in cui τ è la sollecitazione di taglio, c è la coesione, σ è la sollecitazione normale e φ è il coefficiente di attrito. Per quanto riguarda il comportamento dei giunti in direzione normale, la relazione tra sollecitazione e deformazione è stata approssimata con una legge di potenza (Eq. 3.5):

$$\sigma_n = E_0 \cdot u_n^n \quad \text{Eq. 3.5}$$

in cui σ_n è la sollecitazione in direzione normale, E_0 rappresenta la rigidità del materiale, u_n è la deformazione in direzione normale e n è un parametro adimensionale di taratura.

Per quanto riguarda la larghezza dei giunti essa agisce in maniera non trascurabile sulle deformazioni orizzontali delle pavimentazioni ad elementi [21]. Attraverso prove di laboratorio eseguite su pavimentazioni ad elementi in calcestruzzo è emerso che lo spessore ideale è compreso tra 2 e 4 mm; spessori inferiori a 2 mm sono da evitare poiché la sabbia non riesce a saturare i giunti e la resistenza di attrito è inferiore [18]. Inoltre giunti di dimensioni maggiori per sviluppare una buona resistenza alle deformazioni devono essere saturati con sabbia a granulometria maggiore [18]. Questo perché all'aumentare della granulometria aumenta la dilatanza, la resistenza a taglio e di conseguenza la resistenza alle deformazioni [35].

Il meccanismo di trasferimento del carico che avviene attraverso i giunti riduce le sollecitazioni verticali al di sotto dell'elemento caricato. Più ampio è il bacino di deflessione, maggiore è il grado di trasferimento del carico agli elementi circostanti e maggiore è il meccanismo di interlocking [19]. Affinché si generi tale meccanismo è importante che i giunti siano della minor larghezza possibile [5]: alcuni autori, parlando delle pavimentazioni ad elementi in calcestruzzo, consigliano uno spessore compreso tra 0.5 e 5 mm [20], altri tra 2 e 4 mm [29]. La resistenza attritiva che si sviluppa all'interno del giunto dipende anche dalla granulometria della sabbia [22].

La distribuzione delle tensioni al di sotto degli elementi non è simmetrica rispetto all'area dell'applicazione del carico, diversamente da quanto avviene per le pavimentazioni continue; questo è dovuto alla eterogeneità della natura dei giunti (grado di riempimento, larghezza etc.) [27].

Se l'utilizzo di sabbia contenente materiale argilloso deve essere evitato per la realizzazione dello strato di allettamento, alcuni autori hanno invece messo in luce che il suo utilizzo può risultare favorevole per la realizzazione dei giunti [17]: si avrebbe infatti un miglioramento delle caratteristiche meccaniche ed un impermeabilizzazione della pavimentazione. Tuttavia non sarebbe evitabile una contaminazione fra i diversi materiali utilizzati.

3.5 Apparecchiatura

A seconda del tipo di elementi utilizzati possono essere realizzate diverse apparecchiature (**Figura 14**). Da studi effettuati è emerso che esse influenzano l'interlocking strutturale dell'intera pavimentazione [7]: dalla **Figura 3.15** si può infatti notare che con l'apparecchiatura a spina di pesce (herringbone bond) la rotazione dell'elemento B non produce solo uno spostamento degli altri elementi ma anche una certa rotazione che andrà ad aumentare le forze che si generano nella superficie e, di conseguenza, l'interlocking.

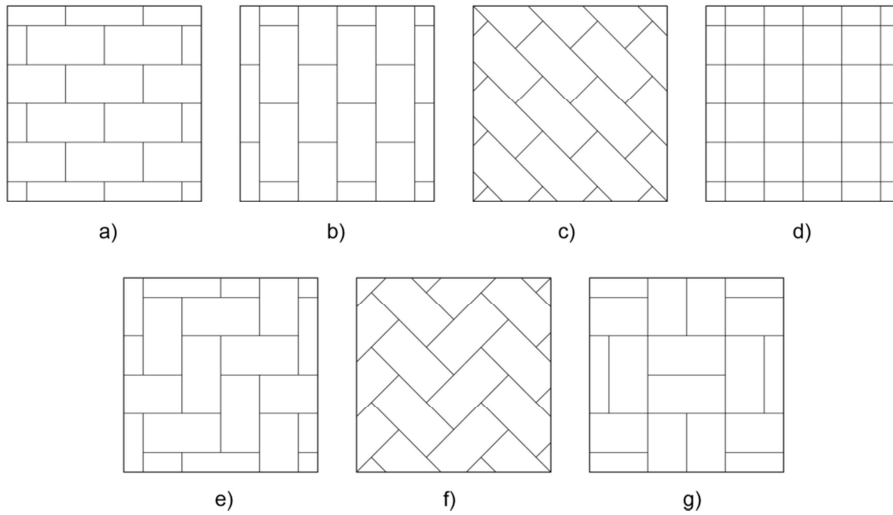


Figura 14 – Apparecchiature tipicamente utilizzate per le pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo: a) stretcher bond o a file parallele, b) running bond, c) diagonal bond, d) stack bond, e) ed f) herringbone bond o a spina di pesce e g) basketweave bond.

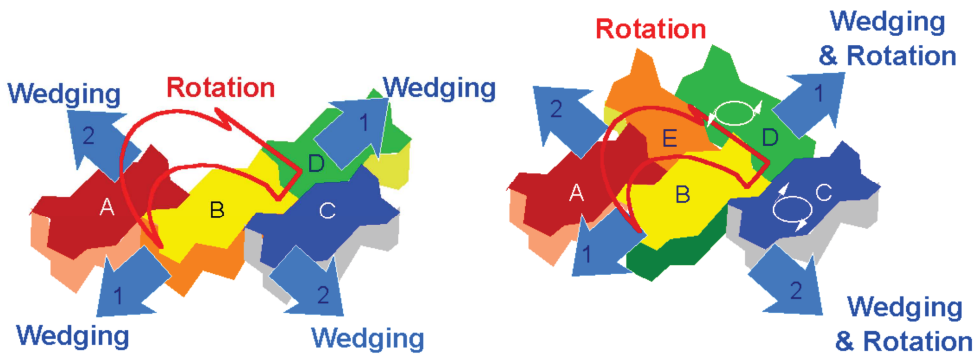


Figura 3.15 – Interlocking dovuto all'apparecchiatura degli elementi [7].

Alcuni autori hanno messo in evidenza il fatto che l'apparecchiatura non influenza significativamente le deformazioni verticali della pavimentazione [24,36,37]; altri, invece, considerando come indicatore l'ormaiamento, hanno messo in evidenza che il comportamento della pavimentazione è notevolmente influenzato dall'apparecchiatura [9]. Mampearachchi e Gunarathna [38], analizzando i risultati di un modello agli elementi finiti, sono giunti alla medesima conclusione confermata poi da dati deflettometrici in situ [15,27].

Dall'analisi delle deflessioni di pavimentazioni aperte al traffico [15] si è osservato come l'apparecchiatura e l'angolo di posa influenzino le deformazioni verticali. L'angolo di posa a 45° mostra la maggior deflessione e il bacino di deflessione più stretto. Per quanto riguarda l'apparecchiatura è invece emerso che la disposizione degli elementi a file parallele con i giunti allineati provoca maggiori deflessioni ed un bacino di deflessione più stretto mentre il comportamento delle pavimentazioni aventi elementi disposti a file parallele con giunti sfalsati è simile a quello delle pavimentazioni posate a spina di pesce (**Figura 3.16**): anche in questo caso queste ultime hanno una maggior capacità di trasmissione del carico.

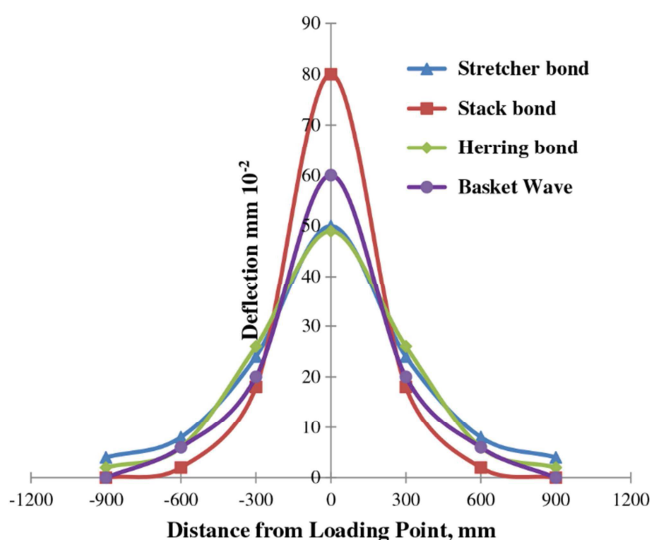


Figura 3.16 – Deflessioni e bacino di deflessione per diverse apparecchiature degli elementi [15].

Un ulteriore parametro di notevole importanza è il comportamento nei confronti delle deformazioni orizzontali. Alcuni autori, attraverso test di laboratorio e analisi FEM di corpo rigido, hanno studiato come l'apparecchiatura degli elementi influenzi il comportamento delle pavimentazioni nei confronti delle deformazioni orizzontali variando anche la posizione di applicazione del carico [30,39]. Utilizzando il concetto di Displacement-Moment, mostrato nell'Eq. 3.6, hanno determinato la relazione che intercorre tra carico applicato e spostamento orizzontale.

$$D - Moment = \sum_{i=1}^n |R_i \cdot d_i|$$

Eq. 3.6

dove R_i è lo spostamento dalla posizione d'origine ad una posizione temporanea e d_i è il braccio considerato come distanza dal punto di applicazione del carico ortogonale alla direzione del vettore spostamento.

I risultati di tale studio sono mostrati in **Figura 3.17**: si può notare come lo spostamento maggiore si ha nel caso di apparecchiatura a file parallele e basketweave mentre l'apparecchiatura a spina di pesce mostra la maggior resistenza alle deformazioni. Lo stesso risultato è stato ottenuto anche da altri autori [7]. È quindi chiaro che l'interlocking orizzontale viene raggiunto attraverso l'uso di apparecchiature che hanno un maggior effetto di dispersione all'interno della pavimentazione delle sollecitazioni dovute a frenatura, accelerazione e sterzata [4,15].

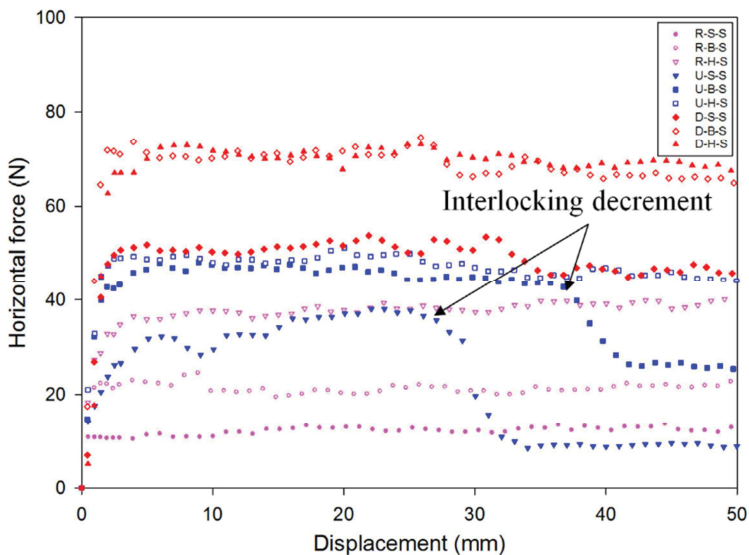


Figura 3.17 – Andamento delle deformazioni orizzontali in funzione del carico applicato per elementi aventi diversa forma (rappresentata dalla prima lettera R rettangolare U Uni style D Dasuri) e disposti con diverse apparecchiature (rappresentata dalla seconda lettera S allineati B basket-weave H a spina di pesce) [30].

Dall'analisi di pavimentazioni aperte al traffico [15] si è visto che sia l'apparecchiatura sia l'angolo di posa influenzano la variazione dello spessore dei

giunti: l'apparecchiatura a file parallele con giunti non sfalsati presenta la minor variazione per i primi cicli di carico ma la maggiore variazione nei cicli successivi.

Lin et al. [30] basandosi su dati di altri autori [15] hanno inoltre realizzato un modello di previsione delle deformazioni orizzontali basato sul concetto di D-Moment. Il valore assoluto dello spostamento orizzontale V_{abs} è dato dalla Eq. 3.7:

$$V_{abs} = (0.08 + 1.26 \cdot SDM) \cdot N^{(0.37 - 115 \cdot SDM)} \tag{Eq. 3.7}$$

dove N è il volume di traffico giornaliero e SDM è il D-Moment specifico. I risultati ottenuti da tale studio sono rappresentati in **Figura 3.18** e **Figura 3.19**.

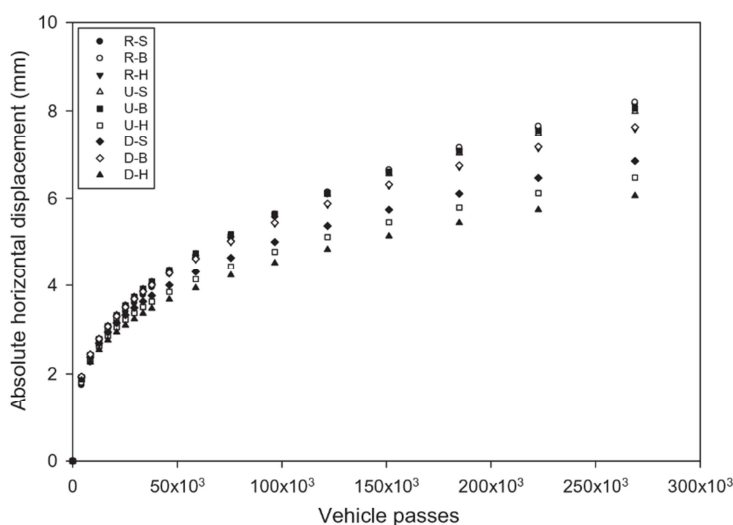


Figura 3.18 – Spostamenti orizzontali in funzione del numero di passaggi per diverse pavimentazioni [30].

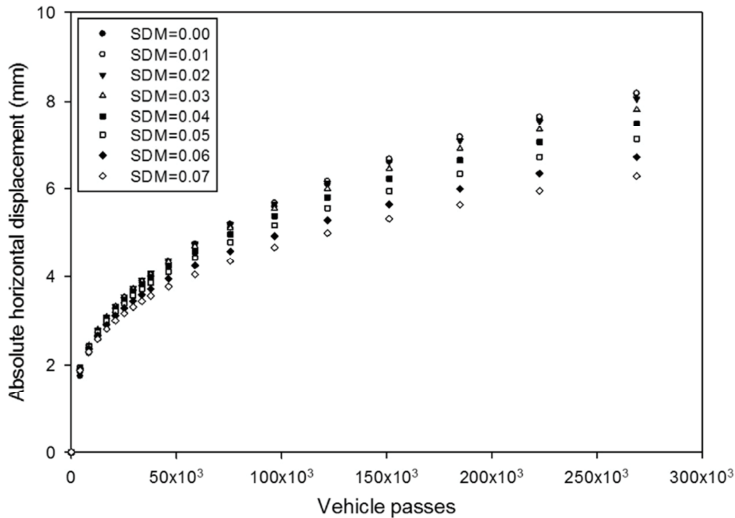


Figura 3.19 - Spostamenti orizzontali in funzione del numero di passaggi per diversi SDM [30].

Per quanto riguarda invece la distribuzione del carico negli strati sottostanti alcuni autori sottolineano che nel caso di applicazione di carichi statici l'apparecchiatura non influisce significativamente [36,40]. Altri, analizzando i risultati di test effettuati con un deflettometro a massa battente, hanno invece rilevato che la distribuzione delle tensioni osservata è fortemente dipendente dall'apparecchiatura degli elementi [27]: la miglior apparecchiatura si è riscontrata essere quella a spina di pesce al di sotto della quale si leggono le tensioni minori sulla superficie della base. Già altri autori in passato avevano stabilito che pavimentazioni con elementi disposti a spina di pesce restituivano prestazioni migliori [9,29].

Si è inoltre notato che il rapporto tra le sollecitazioni trasmesse allo strato di base e il carico applicato sulla superficie diminuisce all'aumentare di quest'ultimo, qualsiasi sia l'apparecchiatura [27]. Raggiunto un certo valore di sollecitazione tale rapporto tende a diventare costante ed il modulo elastico equivalente della pavimentazione raggiunge il valore massimo.

3.6 Progetto di pavimentazioni ad elementi

Per il progetto delle pavimentazioni stradali ad elementi è necessario considerare il comportamento globale di questa tipologia di pavimentazione. Come abbiamo detto, infatti, numerosissimi sono i parametri che contribuiscono alla risposta strutturale e funzionale di questo tipo di rivestimenti stradali.

Per quanto riguarda le pavimentazioni ad elementi lapidei, nonostante costituiscano la più estesa struttura materiale di impianto storico delle città italiane ed europee, non esistono vere e proprie metodologie di dimensionamento e la normativa è piuttosto carente. Diverso è per le pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo sulle quali fin dagli anni 70 sono stati fatti numerosi studi per giungere a criteri di dimensionamento razionali e dai quali è utile partire per un'analisi comparata.

3.6.1 Dimensionamento pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo: metodi empirici

I metodi empirici si basano sull'osservazione del comportamento di pavimentazioni esistenti. Il loro vantaggio è di essere dei metodi celeri mentre il loro svantaggio è quello di poter essere applicati solo per uno specifico insieme di condizioni ambientali, di carico e di materiali utilizzati: ogni equazione di progetto può essere applicata soltanto alle condizioni per le quali è stata concretamente sperimentata.

Uno dei primi metodi empirici per la progettazione delle pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo deriva dagli studi effettuati su pavimentazioni reali soggette a traffico veicolare considerando come parametri l'ormaiamento e la curvatura del bacino di deflessione [41].

Per pavimentazioni realizzate su un sottofondo avente un CBR pari al 66 % o superiore, scelto lo spessore dell'elemento posto su uno strato di sabbia di 30 mm e scelto un valore accettabile diormaiamento in funzione delle performance funzionali sono state sviluppate le Eq. 3.8, Eq 3.9, Eq 3.10 ed Eq. 3.11.

Per $p_c = 600 \text{ kPa}$

$$\log(h_b) = 3.477 - 0.69 \log(h_c) - 0.699 \log(\delta) \quad \text{Eq. 3.8}$$

$$\log(h_b) = 1.536 - 0.603 \log(h_c) - 0.605 \log(c) \quad \text{Eq. 3.9}$$

Per $p_c = 900 \text{ kPa}$

$$\log(h_b) = 3.443 - 0.603 \log(h_c) - 0.595 \log(\delta) \quad \text{Eq. 3.10}$$

$$\log(h_b) = 4.304 - 2.204 \log(h_c) - 0.805 \log(c) \quad \text{Eq. 3.11}$$

dove p_c è la pressione di contatto in kPa, h_b è lo spessore della base in mm, h_c è lo spessore dell'elemento in calcestruzzo in mm, δ è la profondità dell'ormaiamento in mm e c è la sua curvatura espressa come rapporto tra la larghezza dell'ormaiamento e la sua profondità. Tali equazioni sono poi state inserite in abachi riportati in **Figura 3.20**.

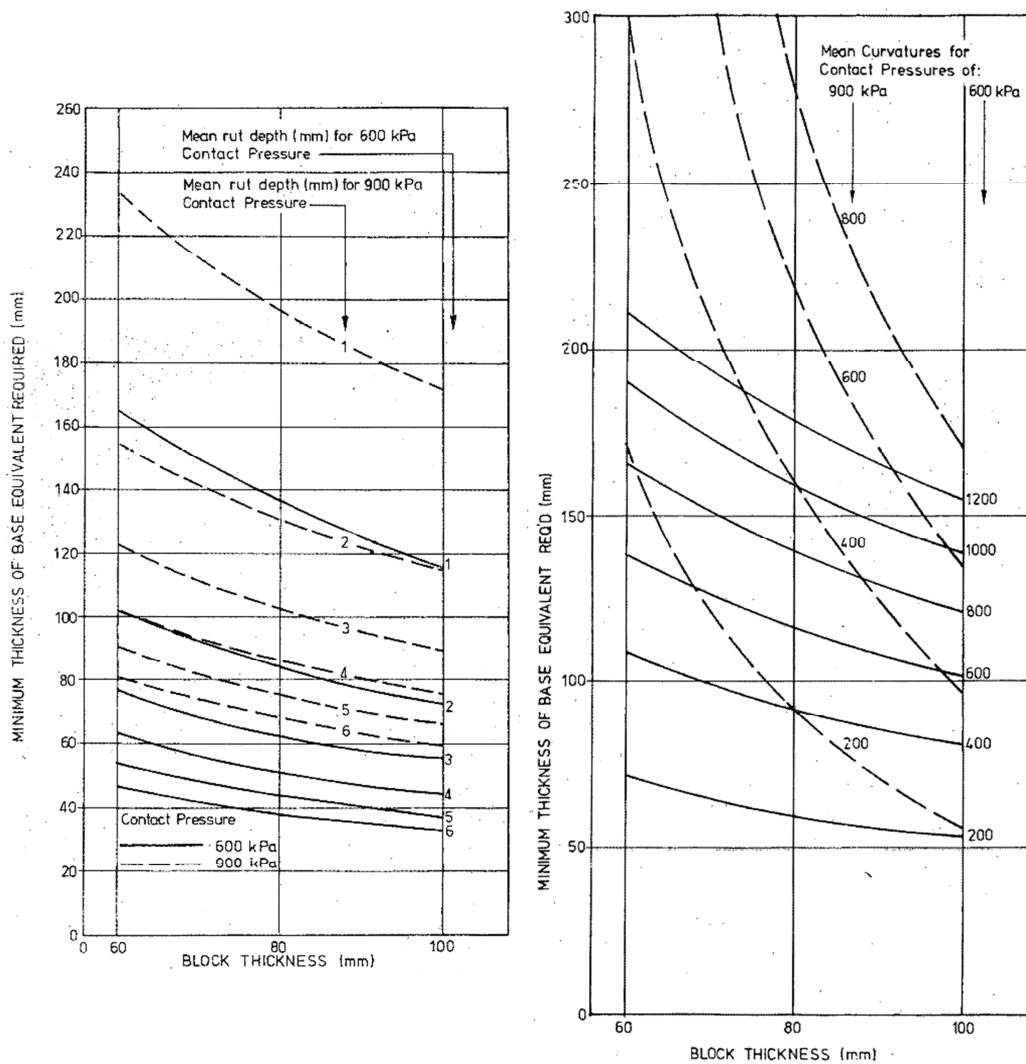


Figura 3.20 – Abachi per la determinazione degli spessori degli strati di base per specifici valori della profondità dell’ormaiamento e della sua curvatura [41].

Per valori del CBR minori del 50 %, tale spessore deve essere moltiplicato per un fattore correttivo deducibile dalla **Figura 3.21**.

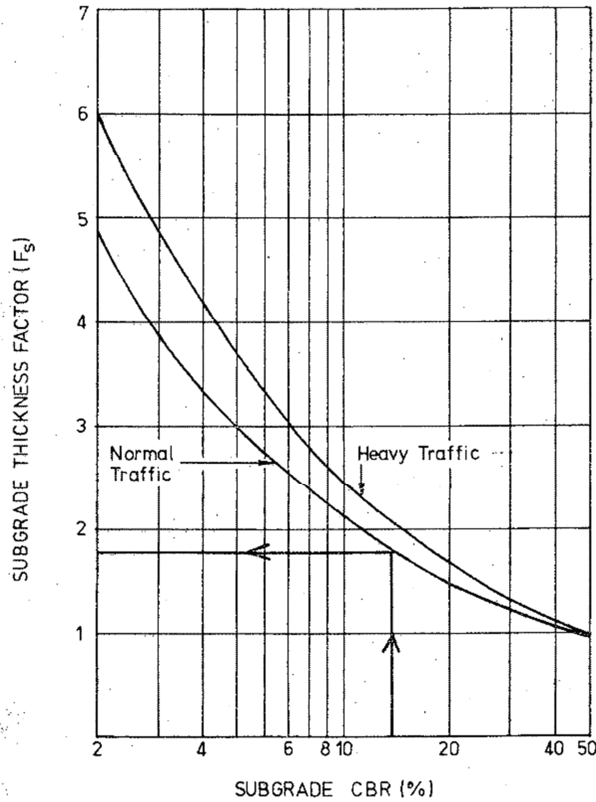


Figura 3.21 – Fattore di correzione per lo spessore della base in funzione del CBR [41].

Per il progetto con diverse pressioni di contatto si può invece fare riferimento all' Eq. 3.12 e Eq. 3.13:

$$\log(h_b) = 0.597 \log(c) - 0.613 \log(h_c) + 1.034 \log(p_c) - 1.296 \quad \text{Eq.3.12}$$

$$\log(h_b) = 0.614 - 0.686 \log(h_c) - 0.692 \log(\delta) + 1.027 \log(p_c) \quad \text{Eq. 3.13}$$

In alcuni casi può essere necessario limitare le sollecitazioni sullo strato di sottofondo e può essere utilizzata l'Eq. 3.14.

$$\log(h_b) = 1.842 + 0.045 \log(h_c) - 0.729 \log(\sigma_s) + 0.298 \log(p_c) \quad \text{Eq. 3.14}$$

dove σ_s è la sollecitazione agente sul sottofondo.

Un altro metodo empirico basato sull'ormaiamento è stato sviluppato nel 1988 sulla base di osservazioni di pavimentazioni esistenti ad Alphen ed a Rotterdam [42]. Le analisi sono state effettuate su pavimentazioni costituite da elementi in calcestruzzo rettangolari con spessore maggiore o uguale a 80 mm disposti su un allettamento dello spessore di 50 mm di sabbia, un eventuale strato di base in calcestruzzo frantumato o una miscela di calcestruzzo e mattoni frantumati, una fondazione sabbiosa ed un sottofondo. La profondità delle ormaie presa a riferimento in questo caso è di 15 mm su una lunghezza di 1.20 m. Uno dei parametri di riferimento per la progettazione è il modulo elastico del sottofondo E_0 espresso in N/mm^2 ottenuto da prove deflettometriche eseguite con il falling weight deflectometer e determinato attraverso l'Eq. 3.15

$$E_0 = 3.869 - 1.009 \log(d_2) \quad \text{Eq. 3.15}$$

dove d_2 è la deflessione misurata in μm ad una distanza di 2 m dal centro della piastra con un carico di 50 kN.

Lo sviluppo dell'ormaiamento è invece descritto dall'Eq. 3.16

$$RD_C = a_p N^{b_p} \quad \text{Eq. 3.16}$$

dove RD_C è la profondità dell'ormaiamento, N è il numero di passaggi di assi standard da 80 kN, a_p e b_p sono dei coefficienti che relazionano l'ormaiamento all'intera struttura della pavimentazione.

Sulla base dell'analisi delle pavimentazioni osservate e con l'aiuto di simulazioni agli elementi finiti, sono stati redatti degli abachi di progetto di cui un esempio riferito alla profondità dell'ormaiamento pari a 15 mm è rappresentato in **Figura 3.22** [12,43]. Per l'utilizzo di tali abachi è necessario conoscere il modulo del sottofondo E_0 ed il numero di assi standard da 80 kN calcolato attraverso il fattore di equivalenza del carico l_e dato dalla Eq. 3.17:

$$l_e = \left(\frac{L}{80}\right)^3 \quad \text{Eq. 3.17}$$

dove L è il carico per asse in kN.

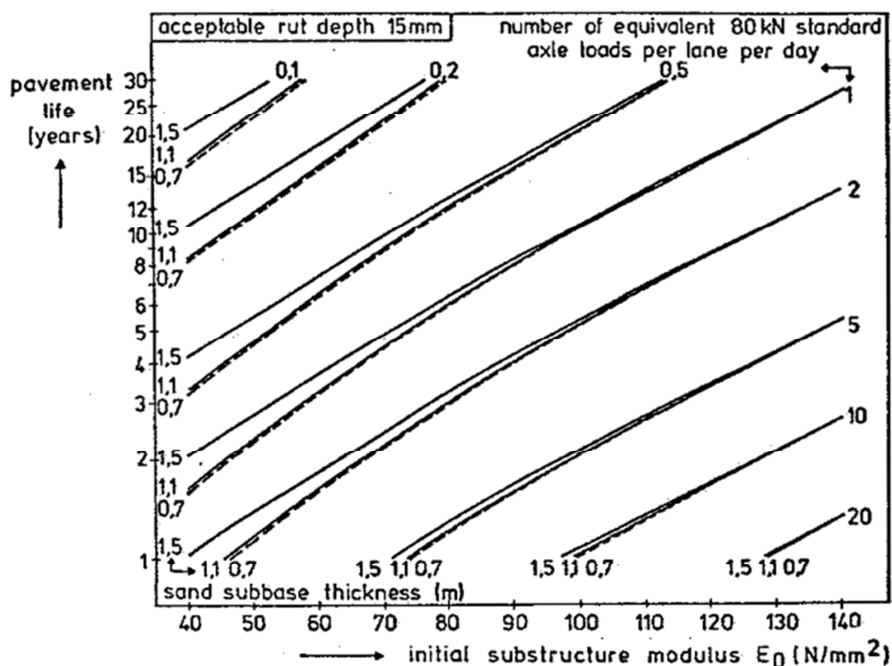


Figura 3.22 – Abaco di progetto per pavimentazioni ad elementi in calcestruzzo dello spessore di 80 mm [12].

Un altro metodo si basa sull'equivalenza dei materiali cioè, in funzione dell'aspetto che si intende considerare come parametro di fallimento della pavimentazione (ormaiamento, curvatura, sollecitazione sullo strato di sottofondo), si assimila la pavimentazione (elementi in calcestruzzo più sabbia di allettamento) ad un certo spessore di un determinato materiale [44]. Tale metodologia permette di utilizzare le metodologie ben consolidate utilizzate per la progettazione delle pavimentazioni flessibili. Un esempio illustrato da Shackel [41] trasforma la pavimentazione realizzata con elementi in calcestruzzo in una struttura equivalente realizzata in conglomerato bituminoso:

- Sulla base dell'ormaiamento, 10 mm di elementi in calcestruzzo equivalgono a 15 mm di conglomerato bituminoso;
- Sulla base della curvatura, 10 mm di elementi in calcestruzzo equivalgono a 11 mm di conglomerato bituminoso;
- Sulla base delle sollecitazioni agenti sul sottofondo, 10 mm di elementi in calcestruzzo equivalgono a 14 mm di conglomerato bituminoso.

Altri esempi dell'utilizzo dello spessore equivalente come metodo di dimensionamento sono riassunti nel report di Abate [45] e sono riportati in **Tabella 3.3**

Tabella 3.3 – Spessori equivalenti utilizzati per il progetto di pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo [45]

Materiale	Elementi [cm]	Sabbia [cm]	Rapporto di equivalenza (spessore elemento + sabbia / spessore materiale)
Conglomerato bituminoso	8 (min.)	2.5 (min.)	1.00
Base stabilizzata a bitume			0.68 – 0.91
Base stabilizzata a cemento			0.50 – 0.68
Base in misto granulare			0.32 – 0.57
Conglomerato bituminoso	6.35 – 8.00	3.00 – 5.00	1.00
Calcestruzzo			1.70
Base misto granulare			0.45
Base misto cementato			0.40 – 0.70
Conglomerato bituminoso	8.00	5.00	0.67 – 0.91
Misto granulare			0.34 – 0.48
Conglomerato bituminoso con base	8.00	2.50	0.635
Conglomerato bituminoso	-	-	0.93 – 0.98
Conglomerato bituminoso	8.00	-	0.67

3.6.2 Dimensionamento pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo: metodi semi-empirici

Il metodo ad oggi maggiormente utilizzato si basa sulle varie modifiche del metodo empirico di progetto delle pavimentazioni flessibili dell'AASHTO fino a giungere a quello del 1993 [46–48]. Tale metodologia può essere riassunta dall'Eq. 3.18.

$$\log(W) = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \cdot \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log\left[\frac{p_i - p_t}{p_i - 1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log(M_R) - 8.07 \quad \text{Eq. 3.18}$$

dove W è il traffico di progetto in ESALs, Z_R è la deviazione standard dell'affidabilità, S_0 è la deviazione standard complessiva, SN è lo structural number dato dalla Eq. 3.19

$$SN = \sum a_i \cdot d_i \quad \text{Eq. 3.19}$$

a_i è un coefficiente che esprime la capacità relativa del materiale impiegato nello strato i -esimo della pavimentazione a contribuire come componente strutturale, d_i è lo spessore dello strato i -esimo, p_i è la funzionalità iniziale, p_t è la funzionalità finale e M_R è il modulo resiliente del sottofondo.

Il traffico di progetto è dato dall'Eq. 3.20

$$\log(\text{design ESALs}) = \log(\text{actual ESALs}) + Z_R \cdot S_0 \quad \text{Eq. 3.20}$$

Nel documento pubblicato dall'ASCE [47] sono state sviluppate delle tabelle di progetto considerando i seguenti parametri:

W =variabile

$Z_R=0.674$ per $R=75\%$

$S_0=0.45$

a_i coefficiente strutturale dello strato
 =0.44 pavimentazione elementi in calcestruzzo e strato di allettamento in sabbia;
 =0.14 base in materiale granulare
 =0.09 fondazione in materiale granulare
 =0.28 base in conglomerato bituminoso
 =0.20 base in misto cementato

$p_i=4.2$

$p_t=2.5$

M_R =variabile.

In tali linee guida il sottofondo è distinto in 8 categorie seguendo la classificazione USCS [49]; tali categorie sono riassunte in

Tabella 3.4.

Tali linee guida tengono conto anche delle caratteristiche di drenaggio del sottofondo che dipendono dalla sua tipologia e granulometria, dal tipo di fondazione e di base e dalla geometria della pavimentazione. Un'indicazione della qualità del drenaggio del sottofondo è data in **Tabella 3.5.**

Combinando tali caratteristiche del sottofondo in **Tabella 3.6** sono rappresentati i Moduli resilienti per le diverse condizioni di drenaggio.

Tabella 3.4 – Categorie di sottofondo e loro proprietà

Category No.	Unified soil classification	Brief Description	Drainage Characteristics	Susceptibility to Frost Action
1	Boulders/cobbles	Rock, rock fill, shattered rock, boulders/cobbles	Excellent	None
2	GW, SW	Well graded gravel and sands suitable as granular borrow	Excellent	Negligible
3	GP, SP	Poorly graded gravels and sands	Excellent to fair	Negligible to slight
4	GM, SM	Silty gravels and sands	Fair to semi-impervious	Slight to moderate
5	GC, SC	Clealy gravels and sands	Pratically impervious	Negligible to slight
6	ML, MI	Silts and sandy silts	Typically poor	Severe
7	CL, MH	Low pkasticity clays and compressible silts	Pratically impervious	Slight to severe
8	CI, CH	Medium to high plasticity clays	Semi-impervious to impervious	Negligible to severe

Tabella 3.5 – Qualità del drenaggio della pavimentazione

Quality of Drainage	Time to Drain	Soil Category Number (Tabella 3.4)
Good	1 day	1, 2, 3
Fair	7 days	3, 4
Poor	1 month	4, 5, 6, 7, 8

Tabella 3.6 – Valori tipici del Modulo Resiliente per diverse condizioni di drenaggio del sottofondo.

Category	Resilient Modulus for Typical Subgrade drainage conditions								
	Good			Fair			Poor		
	MPa	R	CBR	MPa	R	CBR	MPa	R	CBR
1	90	216	13	80	190	11	70	164	9
2	80	190	11	70	164	9	50	111	5
3	70	164	9	50	111	5	35	71	3
4	50	111	5	35	71	3	30	58	2
5	40	84	4	30	58	2	25	45	2
6	30	58	2	25	45	2	18	26	1
7	27	50	2	20	32	1	15	19	1
8	25	45	2	20	32	1	15	19	1

Al fine del progetto gli spessori degli strati di base e fondazione sono tabulati in funzione delle caratteristiche del sottofondo e del drenaggio, del traffico di progetto e delle diverse tipologie di base e fondazione che si intende utilizzare.

3.6.3 Dimensionamento pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo: metodi razionali

Dagli anni '80 numerosi studi sono stati fatti al fine di sviluppare metodi razionali per la progettazione delle pavimentazioni ad elementi in calcestruzzo, gran parte dei quali sono basati sulla modellazione agli elementi finiti. La progettazione della pavimentazione con metodi razionali comporta innanzitutto l'analisi delle distribuzioni di sforzo e deformazione causate da alcuni carichi designati e, in secondo luogo, la regolazione progressiva dello spessore dei vari strati fino a quando le sollecitazioni e le tensioni previste non possono essere ritenute adatte a verificare la vita utile richiesta.

Molti di tali metodi considerano la pavimentazione (costituita da elementi singoli in calcestruzzo e dai giunti in sabbia) come uno strato continuo elastico lineare [50,51]. I valori del modulo elastico equivalente tipicamente utilizzati sono rappresentati in **Tabella 3.7**.

Tabella 3.7 – Modulo equivalente dello strato superficiale di pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo.

Tipo elementi	Modulo equivalente (MPa)	Riferimento
Calcestruzzo	900	[2] 1979
Calcestruzzo	900	[4] 1984
Calcestruzzo	Tabulato in funzione del modulo dello strato sottostante e del traffico	[12] 1984
Calcestruzzo	500 ⁽¹⁾ -5000 ⁽²⁾	[13]
	300-10000	[51] 1996

(1) Appena dopo la costruzione

(2) Anche superiore dopo un certo periodo di apertura al traffico

A tal fine sono stati sviluppati software per il progetto di pavimentazioni ad elementi in calcestruzzo: un esempio è rappresentato da LOCKPAVE.

LOCKPAVE è un programma completamente automatizzato basato sullo schema rappresentato in **Figura 3.23** [52]. Scelta la tipologia di pavimentazione (forma, dimensione ed apparecchiatura degli elementi) e i materiali da utilizzare LOCKPAVE calcola le sollecitazioni e le deformazioni che si sviluppano nei punti critici della pavimentazione e in modo iterativo ricerca gli spessori idonei. Inoltre, tale programma tiene automaticamente in considerazione il graduale irrigidimento della pavimentazione discontinua all'aumentare del numero di passaggi. Anche

questo software però considera lo strato superficiale, costituito da elementi singoli in calcestruzzo e dai giunti in sabbia, come uno strato continuo elastico lineare.

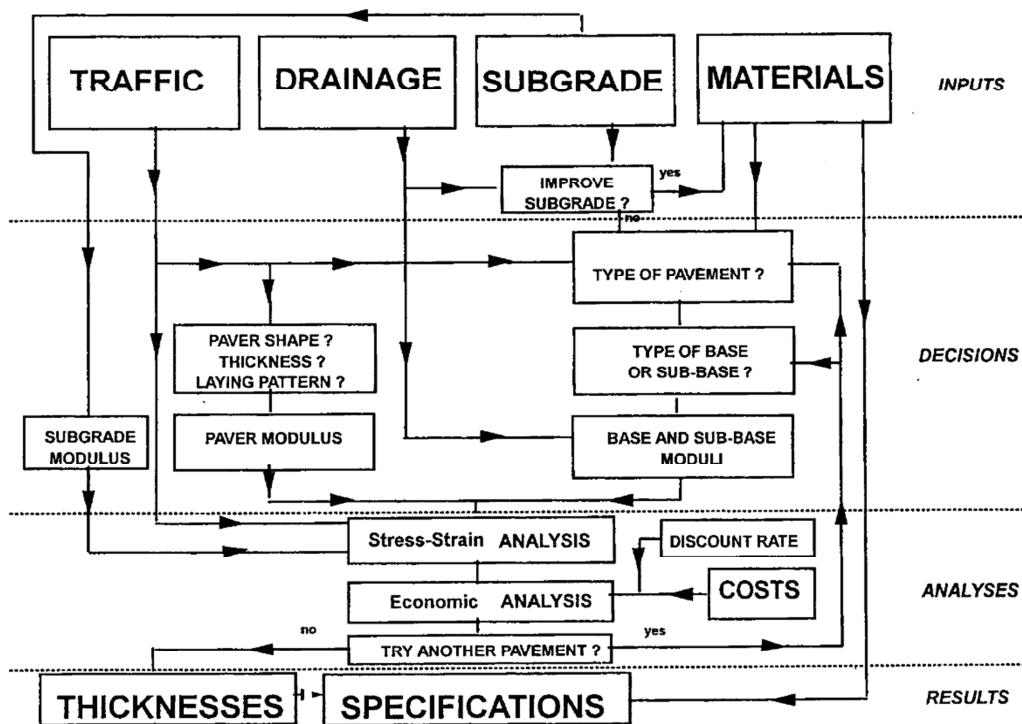


Figura 3.23 – Schema progetto pavimentazioni autobloccanti in calcestruzzo [52].

3.6.4 Progetto di pavimentazioni stradali ad elementi lapidei

Come già più volte sottolineato pochissimi studi sono stati effettuati su pavimentazioni in elementi lapidei e la progettazione di tali pavimentazioni si basa principalmente su esperienze passate o su linee guida. Quanto può emergere dagli studi di elementi artificiali è senza dubbio rilevante, ma in questi ultimi non si tiene conto delle specificità delle soluzioni basate sull'uso di materiali naturali da costruzione.

3.6.4.1 Linee guida (UNI 11322)

Per quanto riguarda le linee guida in Italia si fa riferimento alla UNI 11322 la quale fornisce appunto delle linee guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di rivestimenti lapidei per pavimentazioni; tali linee guida si applicano a pavimentazioni interne ed esterne e danno indicazioni sulle tipologie di pacchetti funzionali che possono essere utilizzati.

3.6.4.2 Catalogo di pavimentazioni stradali realizzate in cubetti ed in masselli in pietra

Un ausilio nella progettazione di pavimentazioni stradali realizzate in cubetti in pietra deriva dallo studio di Colagrande [53,54] che, attraverso un'analisi agli Elementi Finiti, propone un catalogo basato su considerazioni di carattere funzionale e strutturale. Colagrande ha considerato due tipologie di elementi lapidei (cubetti in porfido 6/8 e cubetti in calcare 10/12), tre tipologie di sottofondo, una fondazione in misto granulare e la presenza o meno di base in misto cementato o in calcestruzzo. Poiché ci si riferisce a pavimentazioni stradali ricadenti in centri storici, al fine della progettazione si è considerato come carico di progetto quello trasmesso da autobus urbani con un traffico previsto, per la vita utile di 20 anni, compreso tra 400'000 e 1'500'000 passaggi. Per la verifica di tali pavimentazioni ha considerato sia i cedimenti massimi in superficie e sullo strato di sottofondo che le massime sollecitazioni negli strati legati e non legati.

La stessa analisi è stata effettuata su pavimentazioni stradali realizzate in masselli in porfido, aventi dimensioni di 15x30 cm di base e 8 cm in altezza, ed in masselli in calcare, aventi dimensioni di 15x30 cm di base e 12 cm in altezza [55].

3.7 Bibliografia

- [1] A.A. Mokaddes, S. Binod, Overview on structural behaviour of concrete block pavement, *International Journal of Scientific and Engineering Research*. 4 (2013) 782–789.
- [2] J. Knapton, S.D. Barber, Behaviour of a concrete block pavement, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London)*. Part 1 - Design & Construction. 66 (1979) 277–292.
- [3] A.A. Lilley, A review of concrete block paving the UK over the last five years, in: *Proceeding of the 1st International Conference on Concrete Block Paving*, Newcastle-upon-Tyne, 1981: pp. 40–44.
- [4] F. Dutruel, J. Dardare, Contribution to the study of structural behaviour of a concrete block pavement., in: *Proceeding of Second International Conference on Concrete Block Paving.*, Delft, 1984: pp. 29–39.
- [5] G. Mahapatra, K. Kalita, Effects of Interlocking and Supporting Conditions on Concrete Block Pavements, *Journal of The Institution of Engineers (India): Series A*. 99 (2018) 29–36. doi:10.1007/s40030-018-0267-x.
- [6] G.R. Rada, P.J. Stephanos, S.D. Tayabji, Performance of interlocking concrete pavements in North America, in: *Proceeding of the 72nd Annual Transportation Research Board Meeting*, National Academy Press, 1993.
- [7] B. Shackel, O. Lim, Mechanisms of paver interlock, in: *Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving*, Add Tag, Sun City, 2003.
- [8] S.D. Barber, J. Knapton, Experimental investigation of the behaviour of a concrete block pavement with a sand sub-base, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London)*. Part 1 - Design & Construction. 69 (1980) 139–155.
- [9] Y. Miura, M. Takaura, T. Tsuda, Structural design of concrete block pavements by CBR method and its evaluation, in: *Proceedings of the 2nd International Conference on Concrete Block Paving*, Leichester, 1984: pp. 152–157.
- [10] L.J.M. Houben, M.M.J. Jacobs, Wheel track testing and finite element analysis of concrete block pavements, in: *Proceeding of the 3rd International Conference on Concrete Block Paving*, Herndon, 1988: pp. 102–113.
- [11] J.M. Clifford, A Description of “Interlock” and “Lock-up” in Block Pavements, in: *Proceeding of the 2nd International Conference on Concrete Block Paving*, Delft, 1984: pp. 50–54.
- [12] L.J.M. Houben, A.A.A. Molenaar, G.R.A.M. Fuchs, H.O. Moll, Analysis

-
- and design of concrete block pavements, in: Proceeding of the 2nd International Conference on Concrete Block Paving, Delft, 1984: pp. 86–99.
- [13] G. Kulpers, The effect of concrete block lock-up on pavement performance, in: Proceeding of the 5th International Conference on Concrete Block Paving, Auckland, 1992: pp. 51–59.
- [14] C. Garrett, I.D. Walsh, A comparative study of concrete paving block, in: Proceeding of the 2nd International Conference on Concrete Block Paving, Delft, 1984: pp. 61–68.
- [15] W.K. Mampearachchi, A. Senadeera, Determination of the most effective cement concrete block laying pattern and shape for road pavement based on field performance, *Journal of Materials in Civil Engineering*. 26 (2014). doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000801.
- [16] H.M. Algin, *The behaviour of flexibly bedded concrete paver pavements*, Newcastle University, 1996.
- [17] B. Shackel, The performance of interlocking block pavements under accelerated trafficking, in: *Proceedings of the 1st International Conference on Concrete Block Paving*, Newcastle, 1980: pp. 113–120.
- [18] A.H. Nur Hidayah, H.M. Nor, M. Azman, Effect of jointing sand sizes and width on horizontal displacement of concrete block pavement, *Jurnal Teknologi*. 71 (2014) 83–86. doi:10.11113/jt.v71.3764.
- [19] M. Azman, M.N. Hasanan, M.R. Hainin, N.A.K. Hafizah, Effective thickness of bedding sand layer for shell groove-underside shaped concrete blocks for pavement, *Jurnal Teknologi*. 70 (2014) 143–147.
- [20] M. O’Grady, *Structural Behaviour of Concrete Block Paving | Interlocking Concrete Pavement Institute*, Transport Research Laboratory. (1983) 17–18.
- [21] D. Ascher, T. Lerch, M. Oeser, F. Wellner, 3D-FEM simulation of concrete block pavements, in: *Proceedings of the 8th International Conference on Concrete Block Paving*, San Francisco, 2006.
- [22] B.C. Panda, A.K. Ghosh, Structural behavior of concrete block paving. I: Sand in bed and joints, *Journal of Transportation Engineering*. 128 (2002) 123–129. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:2(123).
- [23] H. Murat Algin, Interlock Mechanism of Concrete Block Pavements, *Journal of Transportation Engineering*. 133 (2007) 318–326. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2007)133:5(318).
- [24] B.C. Panda, A.K. Ghosh, Structural Behavior of Concrete Block Paving. II: Concrete Blocks, *Journal Concrete Society*. 128 (2002) 17 – 18. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:2(130).
- [25] A. Abdelgalil, H. Nor, The Influence of Block Thickness on the Performance of Asphalt Paving Blocks, *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*. 7 (2014) 2129–2134.
-

- doi:10.19026/rjaset.7.507.
- [26] A.. Clark, Concrete.Block paving-research and development, CONCRETE. 12 (1978).
- [27] W. Lin, D. Kim, S. Ryu, H. Hao, Y.-E. Ge, Y.-H. Cho, Evaluation of the load dissipation behavior of concrete block pavements with various block shapes and construction patterns, *Journal of Materials in Civil Engineering*. 30 (2018). doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002113.
- [28] A.J. Clark, Further investigations into the load-spreading of concrete block paving, Technical Report - Cement and Concrete Association. (1981).
- [29] B. Shackel, W. O’Keeffe, L. O’Keeffe, Concrete Block Paving Tested as Articulated Slabs, in: Proc. 5th Int. Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue, 1993: pp. 89–95.
- [30] W. Lin, S. Ryu, H. Hao, Y.-H. Cho, Development of a horizontal shifting mechanistic-empirical prediction model for concrete block pavement, *Construction and Building Materials*. 118 (2016). doi:10.1016/j.conbuildmat.2016.04.124.
- [31] J. Knapton, S.. Barber, UK research into concrete block pavement design, in: Proceedings of the 1st International Conference on Concrete Block Paving, Leichester, 1980: pp. 33–37.
- [32] H. Yaginuma, M. Tanaka, A. Kasahara, S. Yazawa, Developement of a standard for block dimensions for use under japanese conditions, in: Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving, Sun City, 2003.
- [33] W. Lin, Y.-H. Cho, I.T. Kim, Development of deflection prediction model for concrete block pavement considering the block shapes and construction patterns, *Advances in Materials Science and Engineering*. 2016 (2016). doi:10.1155/2016/5126436.
- [34] J. Füssl, W. Kluger-Eigl, R. Blab, Experimental identification and mechanical interpretation of the interaction behaviour between concrete paving blocks, *International Journal of Pavement Engineering*. 17 (2016). doi:10.1080/10298436.2014.993205.
- [35] B.C. Panda, A.K. Ghosh, Source of jointing sand for concrete block pavement, *Journal of Materials in Civil Engineering*. 13 (2001) 235–237. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2001)13:3(235).
- [36] M.N. Soutsos, K. Tang, H.A. Khalid, S.G. Millard, The effect of construction pattern and unit interlock on the structural behaviour of block pavements, *Construction and Building Materials*. 25 (2011). doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.04.002.
- [37] F. Wellner, T. Gleitz, Dynamic load bearing testr on block pavements, in: Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Block Paving,

-
- Leicester, 1996: pp. 317–327.
- [38] W.K. Mampearachchi, W.P.H. Gunarathna, Finite-element model approach to determine support conditions and effective layout for concrete block paving, *Journal of Materials in Civil Engineering*. 22 (2010) 1139–1147. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000118.
- [39] N. Pham, W. Lin, H. Kim, Y. Cho, Evaluation Methodology for Laying Pattern of Interlocking Concrete Block Pavements Using a Displacement-Moment Concept., *Journal of Transportation Engineering*. 140 (2014) 1. doi:10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000623.
- [40] J. Knapton, The design of concrete block road, Technical Rep. (1976).
- [41] B. Shackel, The design of interlocking concrete block pavements, in: K.G. Sharp, J.B. Metcalf (Eds.), *Workshop on Interlocking Concrete Block Pavements* ARRB, 1978: pp. 53–90.
- [42] L.J.M. Houben, A.A. van der Vlist, H.J. Oekkers, J.J. Oulvenvoorden, J. van der Klooster, M. Leewls, et al., First verification of the Dutch design method for concrete block road pavements, in: *Proceeding of the 4th International Conference on Concrete Block Paving*, Auckland, 1992: pp. 31–42.
- [43] L.J.M. Houben, A.A. van der Vlist, H.J. Dekkers, J.J. Duivenvoorden, J. van der Klooster, M. Lewis, et al., The Dutch design method for concrete block road pavements, in: *Proceedings of the 3rd International Conference on Concrete Block Paving*, Roma, 1988: pp. 156–169.
- [44] Concrete manufacturers association, *Concrete block paving. Book 2 - Design aspects*, 2010.
- [45] M.K. Abate, *Concrete paving blocks:an overview*, Washington, 1993.
- [46] AASHTO, *Guide for design of pavement structures*, Washington, 1993.
- [47] ASCE, *Structural design of interlocking concrete pavement for municipal streets and roadways*, American Society of Civil Engineers, Reston, 2010.
- [48] G.R. Rada, D.R. Smith, J.S. Miller, M.W. Witzak, Structural design of interlocking concrete pavements in north america, in: *Proceedings of the 5th International Conference on Concrete Block Paving*, Auckland, 1992: pp. 99–116.
- [49] ASTM International, *ASTM D2487 - 06 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*, 2006. <https://www.astm.org/DATABASE.CART/HISTORICAL/D2487-06.htm>.
- [50] T. Nishizawa, S. Matsuno, M. Komura, Analysis of interlocking block pavements by finite element method, (1984) 80–85.
- [51] j Judycki, J. Alenowicz, W. Cyske, Structural design of concrete block pavement structures for polish conditions, in: *Roceedings of the 5th*
-

- International Conference on Concrete Block Paving, Leicester, 1996: pp. 365–374.
- [52] B. Shackel, The development and application of mechanistic design procedures for concrete block pavements, in: Proceeding of 6th International Conference on Concrete Block Paving, Tokyo, 2000: pp. 13–22.
- [53] F. Cardone, G. Cerni, S. Colagrande, A. Virgili, Proposta di catalogo di pavimentazioni stradali in cubetti di pietra in ambito urbano, in: Atti Del XVI Convegno Nazionale SIIV, Cosenza, 2006: pp. 1–18.
- [54] S. Colagrande, Le pavimentazioni stradali in cubetti di pietra, *Strade & Autostrade*. (2010) 32–37.
- [55] S. Colagrande, Pavimentazioni stradali in masselli di pietra, *Strade & Autostrade*. (2008).

Capitolo 4

Analisi sperimentale

4.1 Introduzione

Al fine di sviluppare nuovi metodi di calcolo per l'ottimizzazione del progetto di pavimentazioni ad elementi lapidei, nonché per lo studio di interventi di manutenzione e restauro su di esse, è necessario analizzare nel dettaglio i diversi parametri che influenzano la risposta strutturale e funzionale di tali pavimentazioni. Lo scopo dello studio descritto in questo capitolo è quello di progettare e mettere in esercizio una camera di calibrazione in laboratorio nella quale ricostruire pavimentazioni ad elementi lapidei in scala 1:1 al fine di analizzare la risposta di alcune pavimentazioni, al variare di importanti parametri costruttivi, allo scopo di calibrare i modelli di calcolo già esistenti e di portare alla formulazione di nuovi modelli per comprendere quali possano essere le soluzioni tecniche che meglio rispondono a esigenze prestazionali ed economiche. L'analisi collegata alla sperimentazione ha tenuto conto degli effetti di scala e di bordo e l'interazione tra la gli apparati di prova e la camera stessa, aspetti tutti preliminari alla progettazione di un apparato sperimentale di tale specie. Si è poi proceduto alla realizzazione di prove non distruttive e distruttive attraverso un deflettometro a massa battente e una pressa dinamica, e alla ricerca della miglior tipologia di prova e di acquisizione dati per poter descrivere in maniera ottimale il comportamento globale di tali pavimentazioni.

4.2 Camera di calibrazione

Lo scopo della sperimentazione è quello di analizzare il comportamento di pavimentazioni ad elementi lapidei in scala uno a uno in laboratorio. A tale scopo è stato necessario creare una camera di calibrazione che permettesse la messa in opera al suo interno degli strati costituenti il sottofondo e la sovrastruttura, nonché il controllo e l'analisi delle proprietà meccaniche e fisiche dei singoli strati. Le principali criticità di tale configurazione sono relative agli effetti di bordo dovute alla presenza del manufatto rigido all'interno del quale è contenuta la sovrastruttura. La vasca di calibrazione deve quindi avere dimensioni tali da limitare il più possibile tali effetti in relazione alle dimensioni degli elementi analizzati e alle attrezzature utilizzate. In particolare, oggetto di questo studio, sono le pavimentazioni realizzate con cubetti in porfido che, di norma, sono costituiti da elementi aventi dimensioni che variano tra i 4 ed i 12 cm. Come si vedrà poi nei paragrafi 4.3 e 4.4 le prove eseguite attraverso un deflettometro a massa battente e una pressa dinamica sono state realizzate utilizzando piastre circolari aventi diametro rispettivamente di 30 e 15 cm: sulla base di questo e da studi effettuati da altri autori in scala di laboratorio [1–3] si è quindi deciso di optare per una camera di calibrazione avente dimensioni interne 100 x 100 cm in modo da permettere la posa di circa 10 file di elementi lapidei in entrambe le direzioni e di avere i bordi interni della camera sufficientemente distanziati dal bordo esterno delle piastre. Per limitare il più possibile l'effetto di bordo dovuto alla presenza del contenimento inferiore si è optato per la posa di vari strati, come vedremo nei paragrafi 4.7, 4.8 e 4.9, in modo tale che la superficie della pavimentazione si trovi ad una quota superiore a quella del volume significativo cioè quello nel quale si osserva una influenza non trascurabile delle perturbazioni meccaniche provocate dalla costruzione dell'opera e che rappresenta quindi la massa di terreno entro il quale si risentono maggiormente gli effetti del carico [4,5]. Per le fondazioni superficiali, tipologia alla quale può essere ricondotta una piastra poggiata sulla superficie, viene fornito un valore della profondità sotto il piano di appoggio pari a $1.2 \div 1.5 B$, dove B è l'impronta di carico in pianta (**Figura 4.1**).

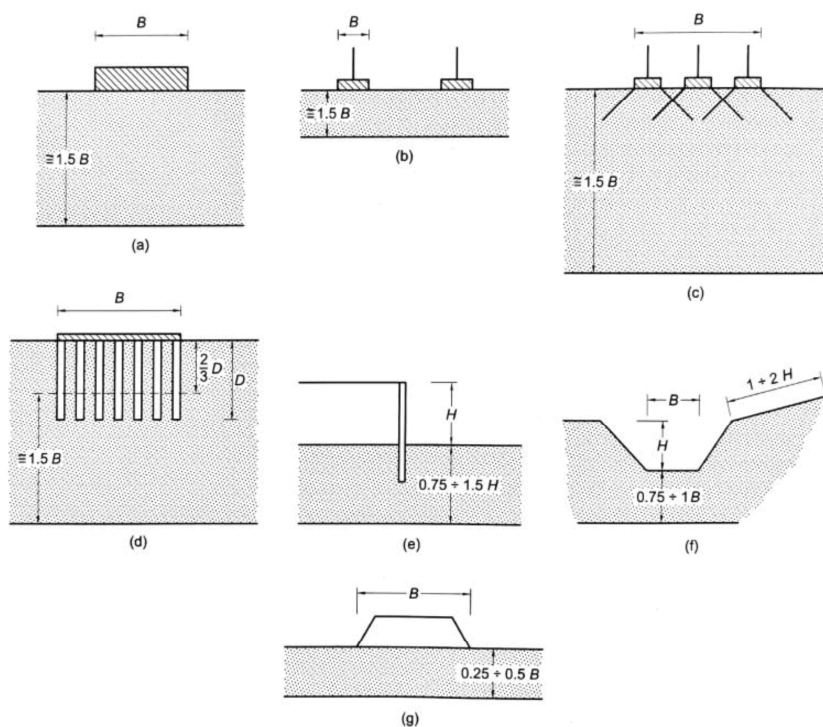


Figura 4.1 – Volume significativo.

In questo studio il diametro massimo della piastra è di 30 cm e, in base a quanto appena esposto, il volume significativo si estende fino ad una profondità di 45 cm: lo spessore minimo della pavimentazione si ha nel caso di utilizzo di elementi 4/6 (aventi spessore medio di 5 cm) poggianti su un allettamento in sabbia dello spessore di 5 cm. La superficie da analizzare deve quindi trovarsi ad una quota di almeno 45 cm dal fondo della camera di calibrazione e nel caso peggiore tra fondo della vasca di prova e pavimentazione ad elementi (costituita dallo strato di allettamento e dagli elementi 4/6) deve essere interposto uno strato di almeno 35 cm.

In considerazione di ciò, e delle possibili soluzioni progettuali della pavimentazione, si è deciso che l'altezza interna della camera di calibrazione fosse 80 cm, dimensione che permette anche l'interposizione di uno strato di base di varia natura tra il sottofondo e lo strato di allettamento. Per facilitare la movimentazione e la messa in opera dei materiali si è inoltre deciso di progettare una vasca formata da due elementi, uno superiore e uno inferiore, entrambi con

altezza di 40 cm, che, una volta sovrapposti, formano la camera di calibrazione. Quest'ultima è quindi costituita da due prolunghe rinforzate di pozzetti in calcestruzzo (**Figura 4.2**) della Veneta Manufatti in Cemento aventi misure interne 100 x 100 x 40 cm e spessore delle pareti 14 cm. Le prolunghe presentano entrambi i lati, superiore e inferiore, aperti e verranno sovrapposte per creare un'unica vasca di altezza finale 80 cm. Essendo tali prolunghe aperte inferiormente è nata l'esigenza di chiudere il fondo per permettere la posa degli strati, evitare la fuoriuscita di materiale e per facilitarne la movimentazione. A tal fine è stata prevista una soletta in calcestruzzo, armato con una rete elettrosaldata da 12 mm e maglie 20 x 20 cm, gettata sopra una lamiera grecata collaborante in acciaio da solaio. La grecatura è utile al fine di poter movimentare la vasca con il muletto all'interno del laboratorio. Per permettere quindi alle forche del muletto di entrare sotto la vasca e consultando le tabelle delle portate del costruttore è stata scelta la lamiera grecata ITP H75 BETON della Italpannelli (**Figura 4.3**) avente altezza delle greche pari a 75 mm e passo di quest'ultime di 190 mm. La lamiera è stata tagliata a misura per essere posta sotto le prolunghe in calcestruzzo per pozzetti e per poter entrare all'interno della pressa dinamica. È stata quindi creata la cassaforma per il getto di calcestruzzo e successivamente è stato effettuato il getto collaborante fino a raggiungere la quota di 15 cm da terra, creando quindi una soletta uniforme di 75 mm sopra la lamiera. Successivamente alla maturazione del calcestruzzo è stata posata, sopra la base appena descritta, la prima prolunga per permettere il riempimento di quest'ultima con la terra che costituirà il sottofondo della pavimentazione e in seguito la seconda prolunga per costituire l'intera camera di calibrazione. Lo schema della camera di calibrazione è rappresentato in **Figura 4.4**.



Figura 4.2 – Prolunghe pozzetti in calcestruzzo utilizzati per la realizzazione delle pareti laterali della camera di calibrazione.

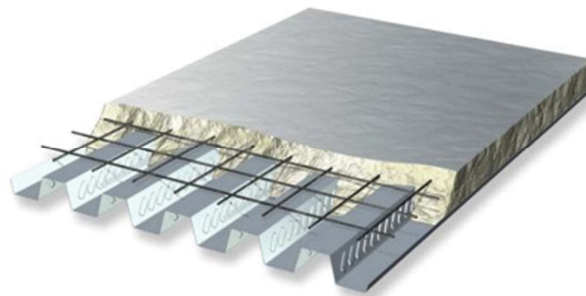


Figura 4.3 – Lamiera grecata utilizzata per la realizzazione della base della camera di calibrazione.

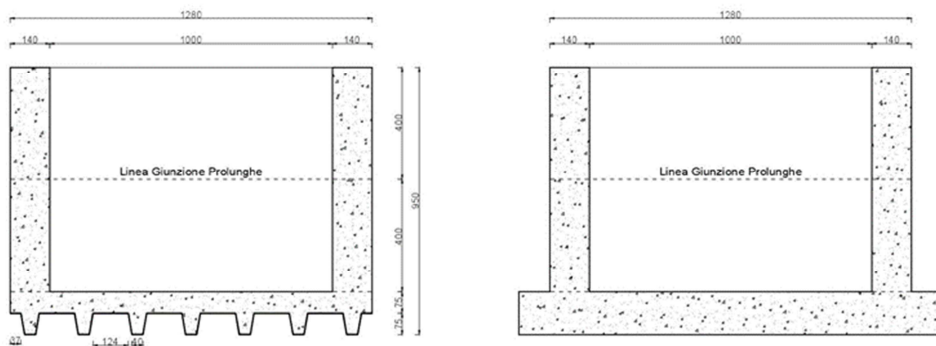


Figura 4.4 – Vista frontale e laterale della vasca di calibrazione realizzata.

Sulla superficie laterale interna delle prolunghie in calcestruzzo sono state realizzate delle tacche distanziate 5 cm per avere a posteriori un controllo degli spessori degli strati dopo la loro compattazione. Le varie pavimentazioni sono poi state realizzate all'interno di tale vasca.

4.3 Light Weight Deflectometer (LWD)

La prima analisi svolta sulla pavimentazione in scala di laboratorio è stata eseguita con un deflettometro a massa battente (DYNATEST 3031 LWD) strumento utilizzato per la realizzazione di prove non distruttive con lo scopo di valutare il modulo superficiale o il modulo di rigidezza di sottofondi, fondazioni e basi non legate ma anche per sottili strati in conglomerato bituminoso. Uno schema del DYNATEST 3031 LWD e le sue caratteristiche sono rappresentate rispettivamente in **Figura 4.5** ed in **Tabella 4.1**.



Figura 4.5 – DYNATEST 3031 LWD utilizzato per la realizzazione di prove deflettometriche a massa battente.

Tabella 4.1 – Caratteristiche tecniche del DYNATEST 3031 LWD utilizzato per la realizzazione di prove deflettometriche a massa battente.

Carico	
Diametro piastra di carico	100 mm, 150 mm e 300 mm
Peso del Maglio	10 kg, 15 kg o 20 kg
Altezza di caduta	Variabile fino a 850 mm
Entità del carico	Superiore a 15 kN utilizzando il maglio da 20 kg
Tipologia di carico	Semi-sinusoidale
Durata d'impulso	15 – 30 ms
Cella di carico	
Range	0 – 25 kN
Accuratezza	2% ± 2 kPa
Precisione	0.0003 kN
Sensori di deflessione	
Tipo di sensore	Trasduttore di velocità (geofono)
Numero	1 con unità standard (1 o 2 aggiuntivi opzionali)
Range	0 – 2200 µm
Frequenza di campionamento	4000 Hz per ciascun sensore
Periodo di campionamento	60 – 120 ms
Accuratezza	2 % ± 2 µm
Precisione	0.1 µm

Il DYNATEST 3031 LWD è riconducibile ad una massa nota (10, 15 o 20 kg) che può essere rilasciata da altezze diverse e, scorrendo su una guida cilindrica metallica graduata a bassa resistenza, impatta su dei buffers in gomma opportunamente scelti in funzione della massa utilizzata. Tali buffers hanno lo scopo di smorzare il carico e trasmettere una forza impulsiva controllata alla piastra di carico. La piastra di carico, che può avere diametro di 100, 150 o 300 mm, ha lo scopo di trasmettere tale carico alla superficie da testare. La massa battente, l'altezza di caduta, il diametro della piastra e i buffers devono essere adeguatamente selezionati in modo da ottenere il carico impulsivo desiderato in funzione dell'analisi che si vuole effettuare. Il carico applicato ad ogni impatto viene misurato attraverso una cella di carico mentre la deflessione (D1) viene misurata da un geofono posto al centro della piastra e direttamente appoggiato al terreno. Due geofoni aggiuntivi, la cui distanza rispetto all'asse dello strumento può essere scelta dall'operatore, possono inoltre essere utilizzati per determinare il bacino di deflessione.

Per l'analisi dei dati ottenuti dalle prove deflettometriche a massa battente si è utilizzato il software LWDmod: tale programma è in grado di stimare lo spessore

degli strati, il modulo superficiale, la rigidità degli strati nonché di determinare la non linearità del sottofondo.

Il modulo superficiale è calcolato tramite l'Eq. 4.1

$$E_0 = \frac{f(1-\nu^2) \cdot \sigma_0 \cdot a}{d_0} \quad \text{Eq. 4.1}$$

dove E_0 è il modulo superficiale, f è il fattore di distribuzione delle sollecitazioni al di sotto della piastra (2 utilizzato nel caso di distribuzione uniforme, $\pi/2$ nel caso di distribuzione rigida più adatto nel caso di materiali non coesivi), σ_0 è la sollecitazione sviluppata sotto la piastra, a è il raggio della piastra e d_0 è la deflessione centrale.

Il modulo del sottofondo E è invece dato dall' Eq. 4.2

$$E = C \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_r} \right)^n \quad \text{Eq. 4.2}$$

in cui C è il modulo alla sollecitazione presa a riferimento (σ_r), σ è la sollecitazione ed n è un esponente che tiene conto della non linearità.

4.4 Pressa statica e ciclica

Per valutare il comportamento della pavimentazione soggetta a carichi statici e ciclici si è deciso di utilizzare una pressa, disponibile presso il Laboratorio di Strutture e Trasferimento Tecnologico dell'Università di Parma. Tale pressa, vincolata al pavimento in calcestruzzo dello spessore di 1 m attraverso tirafondi, consente di effettuare prove di compressione e trazione a controllo di spostamento o di forza sia verticali che orizzontali. Il carico verticale è applicato attraverso un pistone idraulico della Bosch Rexroth posto in cima al telaio che riesce a sviluppare un carico massimo di 400 kN. In questa sperimentazione si è deciso di effettuare prove a controllo di spostamento poiché l'attrezzatura permette, per i carichi che si desiderano raggiungere, un migliore controllo ed una più precisa lettura dei dati. Il controllo del pistone idraulico avviene attraverso un trasduttore di spostamento collegato al software di comando che, seguendo la rampa di valori degli spostamenti da noi stabilita, attiva la pompa idraulica ad esso collegata. Per un miglior controllo degli spostamenti verticali si è deciso di utilizzare un ulteriore

trasduttore di spostamento HBM WA/100mm-T posto direttamente sul pistone (**Figura 4.6a**). Per “assecondare” le inevitabili imperfezioni della superficie da testare, dovuta dall’eterogeneità geometrica degli elementi lapidei, è stata realizzata una prolunga con un nodo sferico (**Figura 4.6b**). Il carico viene poi applicato alla superficie della pavimentazione attraverso una piastra circolare del diametro di 150 mm. Uno schema dettagliato della pressa è rappresentato nella **Figura 4.7** e **Figura 4.8**.

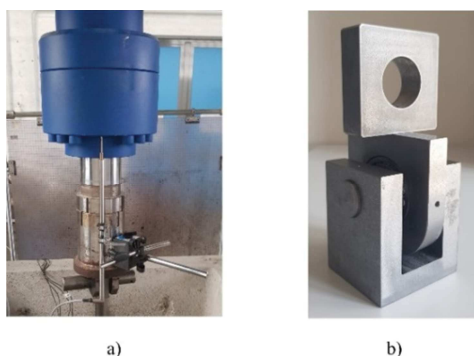


Figura 4.6 – a) trasduttore di spostamento utilizzato per il controllo degli spostamenti del pistone e b) prolunga con nodo sferico utilizzata per assecondare gli spostamenti della superficie pavimentata.



Figura 4.7 – Parte inferiore della camera di calibrazione e pressa dinamica utilizzata per test distruttivi.

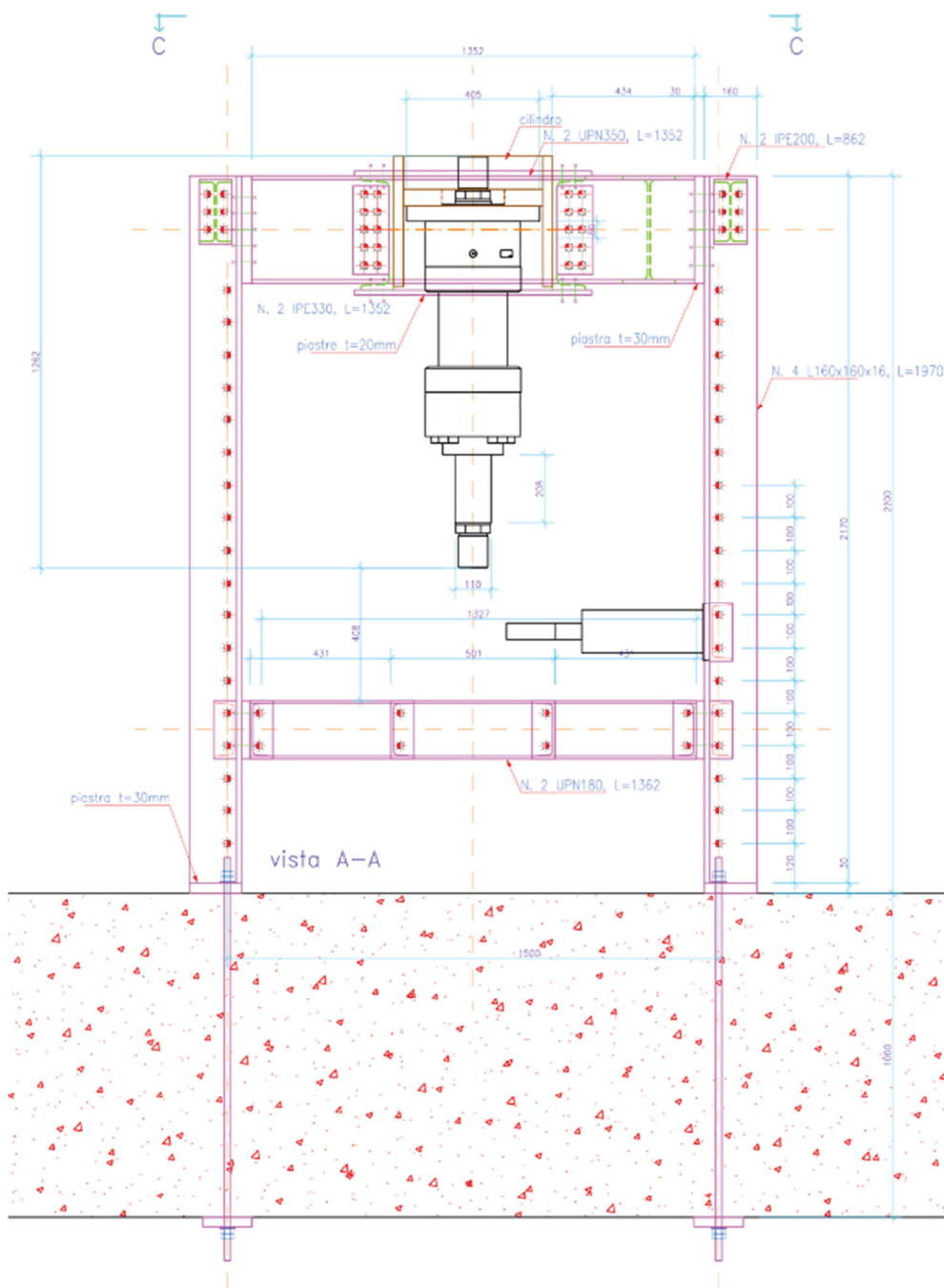


Figura 4.8 – Schema della pressa dinamica utilizzata nella sperimentazione.

4.5 Acquisizione dati

Per l'analisi dei meccanismi di trasferimento del carico nella sovrastruttura si è deciso di analizzare il bacino di deflessione lungo una direzione tramite l'utilizzo di quattro trasduttori di spostamento di tipo induttivo HBM WI/10mm-T aventi spostamento nominale di 10 mm (**Figura 4.9**).

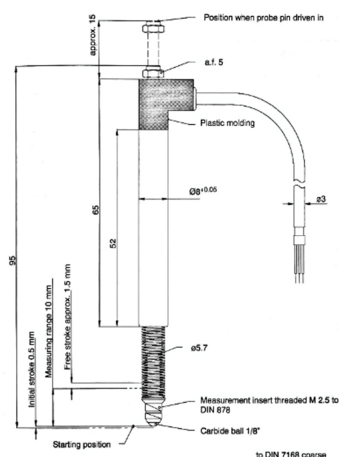


Figura 4.9 – Trasduttori di spostamento di tipo induttivo HBM WI/10mm-T.

Per la disposizione di tali trasduttori è stato realizzato un apposito sostegno metallico con fori ad intervalli di 2.5 cm in modo tale da poter facilmente modificare la loro posizione in funzione della pavimentazione analizzata. Un trasduttore è stato posizionato sulla piastra mentre gli altri tre sono stati posizionati a distanze variabili rispetto al centro della piastra stessa in modo da poter analizzare il bacino di deflessione; un esempio è rappresentato in **Figura 4.10**.



Figura 4.10 – Sostegno per il posizionamento dei trasduttori di spostamento e loro disposizione.

Poiché la cella di carico della pressa utilizzata ha un carico nominale di 20 t, con una scarsa precisione per carichi limitati, le forze impresse, relative al valore di spostamento impostato, vengono lette da una cella di carico posta tra lo snodo sferico collegato al pistone e la piastra di carico, avente diametro di 15 cm e spessore 5 cm: si è deciso di utilizzare una cella di carico HBM C3H3 con carico nominale di 5 t rappresentata in **Figura 4.10**.

L'acquisizione dei dati dei trasduttori di spostamento e della cella di carico è stata realizzata attraverso un acquisitore dati Spider8 a 8 porte adatta per trasduttori estensimetrici o induttivi. La visualizzazione e registrazione dei dati di carico e spostamento è stata effettuata attraverso il software Catman Easy. In tale software è presente un vasto database di strumentazione HBM; nel caso in cui la strumentazione utilizzata non sia disponibile all'interno del database è sufficiente aggiungerla inserendo i dati di calibrazione. Tale strumentazione, avente frequenza di acquisizione massima di 9600 Hz e minima 0.02 Hz, permette di registrare in contemporanea il segnale dei trasduttori di spostamento e della cella di carico per tutta la durata della prova in modo da avere tutti i dati in perfetta sincronia e poter

associare ad ogni valore di carico applicato un preciso bacino di deflessione. La postazione di prova e acquisizione dati è rappresentata in **Figura 4.11**.

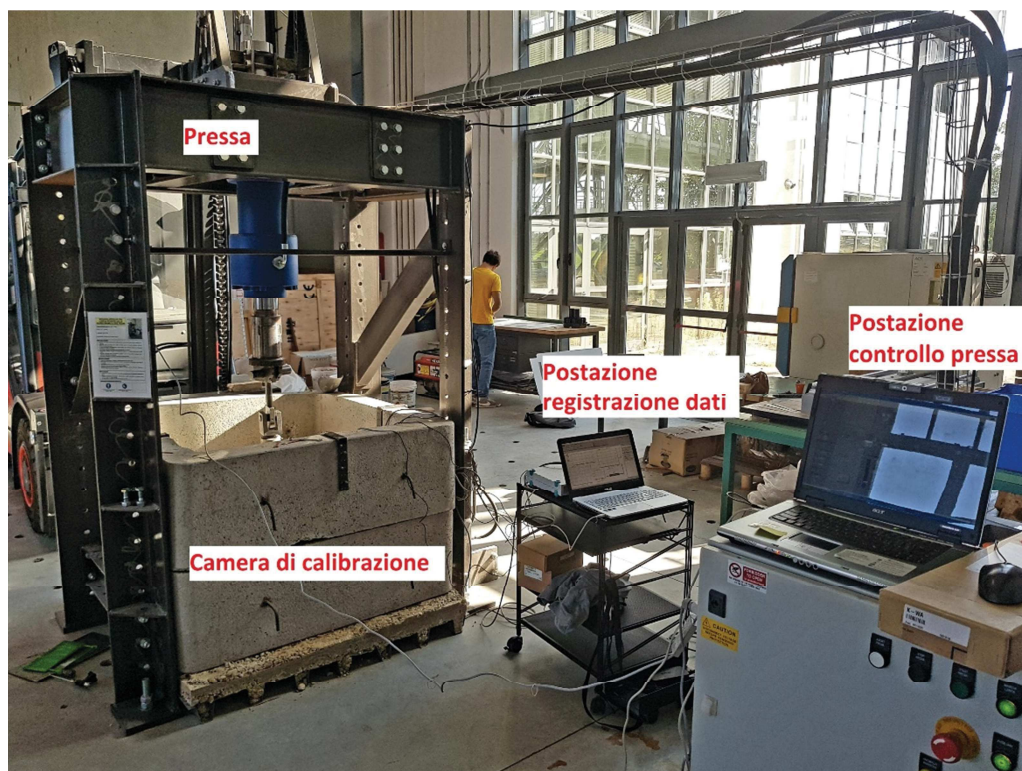


Figura 4.11 – Postazione di prova e di acquisizione dati.

4.6 Rilievo fotogrammetrico

In una fase finale si è deciso di analizzare gli spostamenti della superficie pavimentata realizzando un rilievo fotogrammetrico. Per la realizzazione di tale rilievo è stato necessario utilizzare due fotocamere poste ad un'altezza ed inclinazione rispetto alla superficie da testare tale da poter inquadrare l'area da analizzare. Le fotografie vengono scattate ad istanti temporali scelti in funzione dell'analisi che si vuole effettuare. Le immagini ottenute possono poi essere analizzate a coppie per poter ottenere, attraverso l'utilizzo dei software Agisoft

PhotoScan e MATLAB, le quote della pavimentazione agli istanti selezionati e gli spostamenti che si verificano nel tempo.

4.7 Schema 1

Il primo schema realizzato è stato utilizzato per analizzare l'adeguatezza della camera di calibrazione all'analisi del comportamento delle pavimentazioni discontinue ad elementi lapidei. Si è quindi analizzata l'eventuale influenza degli effetti di bordo sui risultati ottenuti attraverso prove deflettometriche a massa battente realizzate in diverse posizioni all'interno della camera di calibrazione. Sono poi state eseguite prove attraverso la pressa dinamica per valutare l'entità del carico da applicare nonché le modalità di applicazione di tale carico. Su parte di tali risultati sarà poi tarato un modello agli elementi finiti illustrato nel Capitolo 5.

4.7.1 Materiali utilizzati e realizzazione della pavimentazione

4.7.1.1 Sottofondo

Per la realizzazione dello strato di sottofondo si è deciso di utilizzare un terreno fine per facilitare la compattazione manuale all'interno della vasca di calibrazione al fine di avere una compattazione il più possibile uniforme. Tale sottofondo permette inoltre di esasperare gli spostamenti verticali e di poter analizzare come questi si diffondano sulla superficie della pavimentazione determinando in questo modo l'interazione tra gli elementi. Su tale terreno sono state realizzate prove per la classificazione secondo la normativa UNI 11531-1 i cui risultati sono rappresentati in **Tabella 4.2**. La terra è quindi stata classificata come appartenente al gruppo A6.

Tabella 4.2 – Caratteristiche del terreno di sottofondo utilizzato

Parametro	U.d.M.	Valore
Passante al setaccio 0.063 mm	%	> 35
Limite liquido w_L	%	38.41
Limite plastico w_p	%	25.31
Indice di plasticità IP	%	13.10

4.7.1.2 Sabbia utilizzata per lo strato di allettamento e per il riempimento dei giunti

La sabbia utilizzata per la realizzazione dello strato di allettamento e per il riempimento dei giunti è una sabbia proveniente da un fornitore locale. Su di essa è stata realizzata l'analisi per la determinazione della curva granulometrica i cui risultati sono rappresentati in **Figura 4.12**.

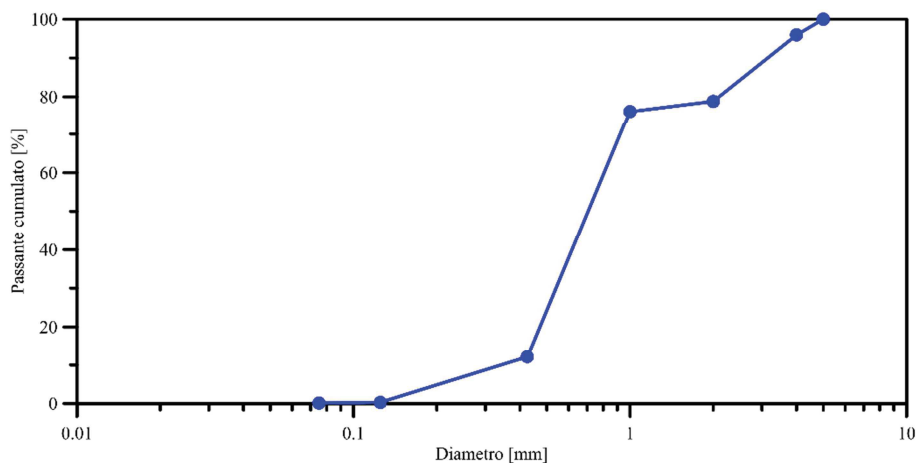


Figura 4.12 – Distribuzione granulometrica della sabbia utilizzata come allettamento e come riempimento dei giunti.

4.7.1.3 Elementi lapidei

Gli elementi lapidei utilizzati per la realizzazione della pavimentazione sono cubetti in porfido appartenenti alla classe 6/8 le cui caratteristiche sono rappresentate in **Tabella 4.3**.

Tabella 4.3 – Caratteristiche dei cubetti di porfido appartenenti alla classe 6/8

Parametro	U.d.M.	Valore
Lato	cm	6-9
Altezza	cm	5.5-8
Peso al m ²	kg/m ²	130-135
Elementi al m ²	n°/m ²	155-160

4.7.1.4 Realizzazione

La prima pavimentazione analizzata è costituita da un sottofondo dello spessore di 40 cm, da uno strato di allettamento in sabbia dello spessore iniziale di 7 cm e da cubetti in porfido di classe 6/8 disposti a file parallele (**Figura 4.13**). Una volta disposti i cubetti sullo strato di allettamento questi sono stati livellati con una mazzuola in gomma. A questo punto i giunti sono stati saturati in sabbia e la superficie compattata manualmente; tale operazione è stata ripetuta finché i giunti si sono mantenuti di altezza costante ad ottenere la superficie rappresentata in **Figura 4.14**.



Figura 4.13 – Posizionamento dei cubetti in porfido all'interno della camera di calibrazione.



Figura 4.14 – Superficie della pavimentazione dello Schema 1.

La larghezza media dei giunti è stata misurata in superficie con calibro ed è risultata essere compresa tra 8 e 12 mm a causa dell'eterogeneità delle superfici laterali dei cubetti come si può notare in **Figura 4.15**. Proprio a causa di tale eterogeneità i cubetti risultano sempre a contatto tra di loro in uno o più punti e lo spessore risulta quindi variabile all'interno del giunto stesso. La stessa eterogeneità si ha anche sulle altezze dei vari elementi e di conseguenza lo spessore dello strato di allettamento risulta variabile su tutta la superficie. Considerando l'altezza media dei cubetti di classe 6/8 che risulta essere di 7 cm si ottiene uno spessore medio dello strato di allettamento dopo compattazione pari a 5 cm; allo stesso modo considerando le dimensioni medie anche in pianta si avranno dimensioni degli elementi di 7.5x7,5 cm ed una larghezza media dei giunti di 1 cm. In **Figura 4.16** è rappresentata una sezione dello Schema 1.

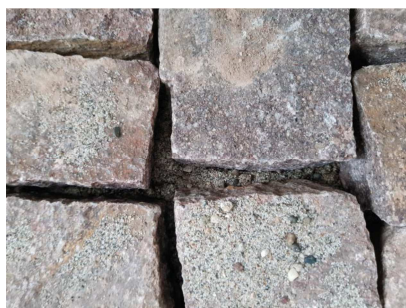


Figura 4.15 – Eterogeneità degli elementi lapidei e dei giunti.

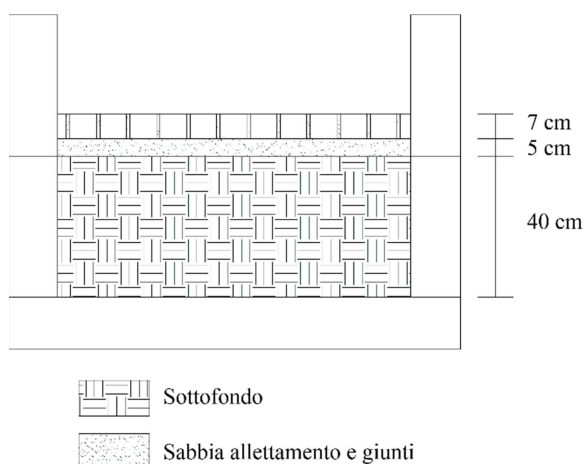


Figura 4.16 – Stratigrafia schema 1

4.7.2 Analisi effettuate

4.7.2.1 Prove deflettometriche a massa battente (LWD)

Le prove deflettometriche a massa battente con piastra da 30 cm sono state dapprima realizzate sul sottofondo all'interno della vasca di calibrazione in diverse posizioni per verificarne l'uniformità, per vedere l'influenza delle pareti in calcestruzzo e per calibrare il successivo modello agli elementi finiti. Uno schema delle prove realizzate è illustrato in **Figura 4.17**. Le prove sono state eseguite da diverse altezze di caduta in modo da avere livelli di carico differenti.

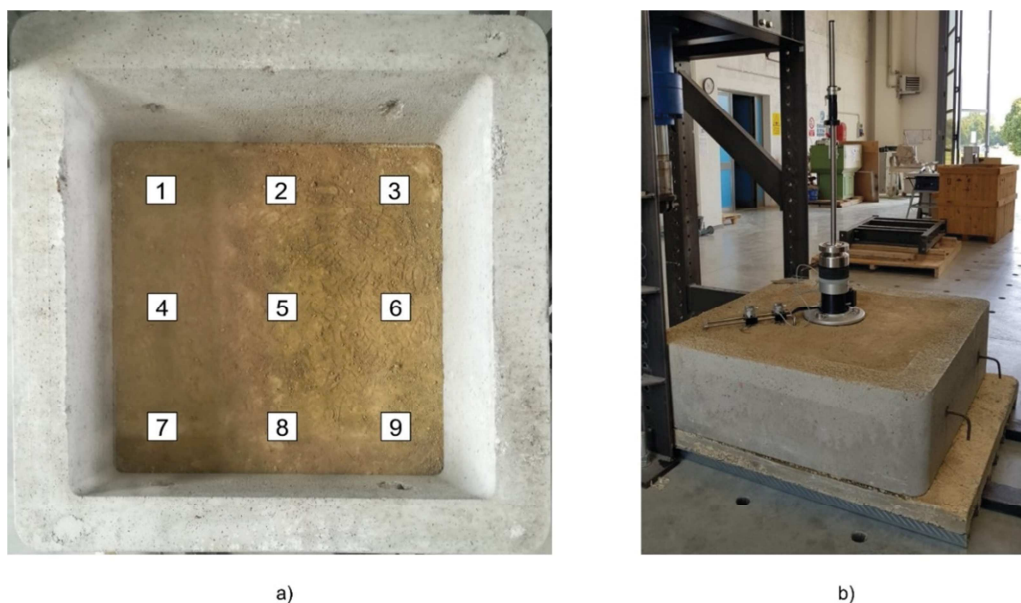


Figura 4.17 – a) Posizioni delle prove LWD effettuate sul sottofondo e b) prova effettuata nel punto 5.

Inoltre, sullo Schema 1 le prove deflettometriche a massa battente con piastra da 30 cm sono state effettuate al centro della pavimentazione (posizione 5) dapprima sulla pavimentazione con giunti non saturati e successivamente con giunti saturati a sabbia per vedere come i giunti influenzassero la collaborazione tra gli elementi. Per quanto riguarda la pavimentazione con giunti non saturati si è deciso di effettuare prove che imprimevano alla pavimentazione bassi valori di sollecitazioni mentre sulla pavimentazione con giunti saturati a sabbia si sono eseguite prove da diverse altezze di caduta coprendo un range di sollecitazioni di 40-120 kPa. In tutti i casi sono state eseguite letture delle deflessioni al centro della piastra (D1) ed a 30 cm (D2) e 40 cm (D3) dal centro della piastra.

4.7.2.2 Prove effettuate con pressa statica e dinamica

Prove cicliche in regime quasi statico con la pressa descritta nel Paragrafo 4.4 sono state eseguite esclusivamente sulla pavimentazione finita e cioè con giunti saturati a sabbia. Lo Schema 1 è stato utilizzato per la determinazione della miglior procedura da seguire in seguito. La prova consiste in un ciclo di carico e di scarico della pavimentazione con rampe di spostamento (in carico ed in scarico) a

gradini. Raggiunto un prefissato valore di spostamento il pistone si è mantenuto in posizione per due minuti. La fase di carico della pavimentazione, con la rampa di spostamento di input rappresentata in **Figura 4.18**, è stata interrotta manualmente al raggiungimento di un carico compreso tra 40 e 45 kN poiché la cella di carico ha un valore nominale di 50 kN. A questo punto è stato eseguito lo scarico della pavimentazione con la rampa di spostamento rappresentata in **Figura 4.19**: anche in questo caso lo step è stato interrotto manualmente al raggiungimento del carico pari a 0 kN. In tutti i casi sono state eseguite letture delle deflessioni sulla piastra (D1) ed a 16.5 cm (D2), 24 cm (D3) e 31.5 cm (D4) dal centro della piastra.

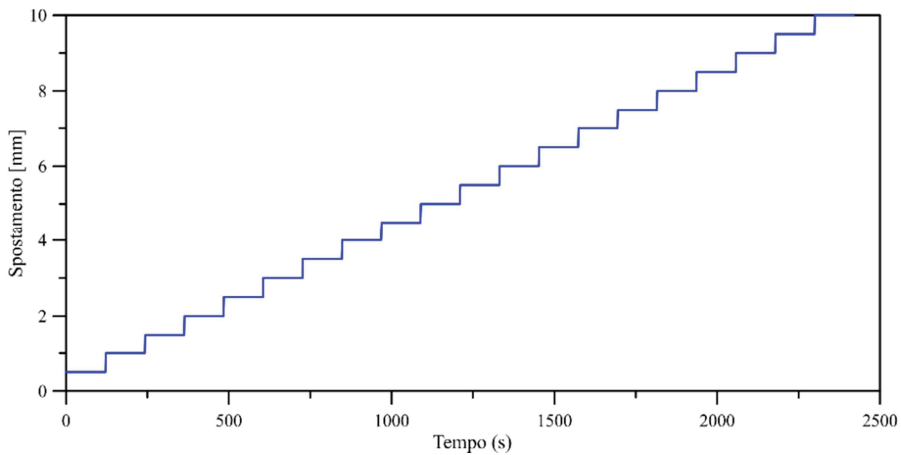


Figura 4.18 – Rampa di spostamento di input nella fase di carico per prove realizzate con pressa dinamica sullo Schema 1.

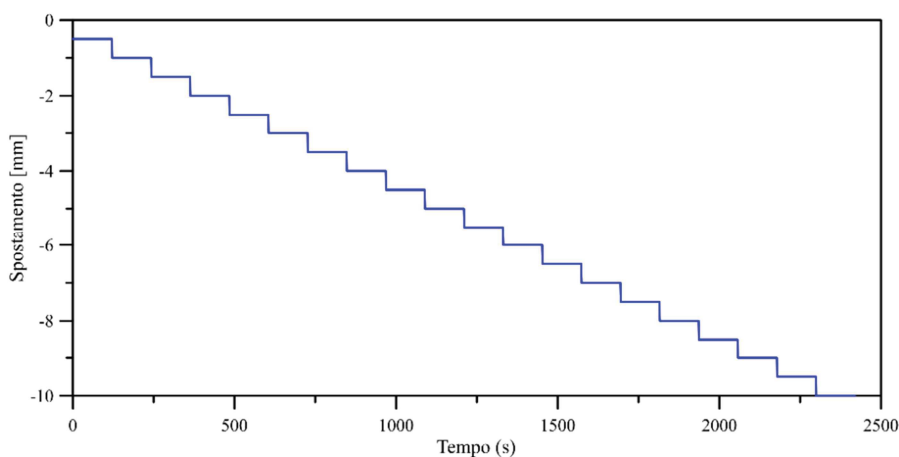


Figura 4.19 – Rampa di spostamento di input nella fase di carico per prove realizzate con pressa dinamica sullo Schema 2.

4.7.3 Risultati Schema 1

4.7.3.1 Risultati prove deflettometriche a massa battente (LWD)

La prima analisi dei risultati delle prove realizzate con deflettometro a massa battente è stata effettuata per valutare la presenza di effetti di bordo dovuti alle pareti laterali della camera di calibrazione. Lo studio della risposta deflessionale permette infatti di cogliere comportamenti che si discostano da quelli previsti in letteratura. Alcuni studi [6,7] sono stati condotti per valutare la risposta dello strumento e forniscono alcune tipiche risposte time history di LWD che possono essere considerate come riferimento per il controllo dell'attendibilità della prova (**Figura 4.20**). Dal confronto tra la risposta attesa e quella reale si può quindi rilevare la presenza di un disturbo, come ad esempio il bordo rigido della vasca, e valutare i punti nella vasca in cui questo disturbo è presente e quelli in cui non lo è.

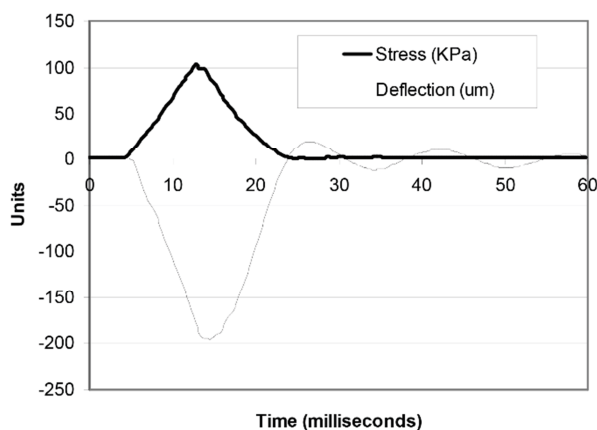


Figura 4.20 – Tipico output di prova deflettometrica a massa battente [6].

A tale scopo la superficie da testare all'interno della camera di calibrazione, considerando che la piastra maggiore dell'LWD presenta diametro di 30 cm, è stata divisa in nove parti come illustrato in **Figura 4.17a**: tale suddivisione restituisce quattro posizioni d'angolo (1 – 3 – 7 – 9), quattro posizioni di bordo (2 – 4 – 6 – 8) e una centrale (5). Su ognuna di queste sono stati effettuati test sia sul solo sottofondo in terra che sulla pavimentazione con massa battente da varie altezze.

Dall'analisi di tutte le risposte time history delle deflessioni registrate nelle nove posizioni di battuta si è notata un'anomalia in tutte quelle relative alle posizioni di bordo (**Figura 4.21** e **Figura 4.22**) e di angolo (**Figura 4.23** e **Figura 4.24**), mentre quelle relative alla posizione centrale (**Figura 4.25** e **Figura 4.26**) sono risultate perfettamente corrispondenti a quella attesa usata come riferimento (**Figura 4.20**). In particolare, l'anomalia riscontrata si manifesta in un disturbo del picco della deflessione nel tempo. Raggiunto il picco della deflessione vi è infatti una repentina riduzione e un successivo aumento del valore della deflessione (**Figura 4.21**, **Figura 4.22**, **Figura 4.23** e **Figura 4.24**) invece di una progressiva diminuzione una volta raggiunto tale picco (**Figura 4.25** e **Figura 4.26**). Le risposte time history relative all'anomalia sono omogenee indipendentemente dal fatto che la prova sia stata effettuata sul solo sottofondo che sulla pavimentazione posata su di esso, a conferma dell'ipotesi che essa sia dovuta a cause esterne alla natura del mezzo in cui le prove vengono effettuate, vale a dire le pareti della

camera di calibrazione. Il disturbo ha però un valore inferiore nella pavimentazione rispetto al solo sottofondo, viene cioè mitigato l'effetto di bordo.

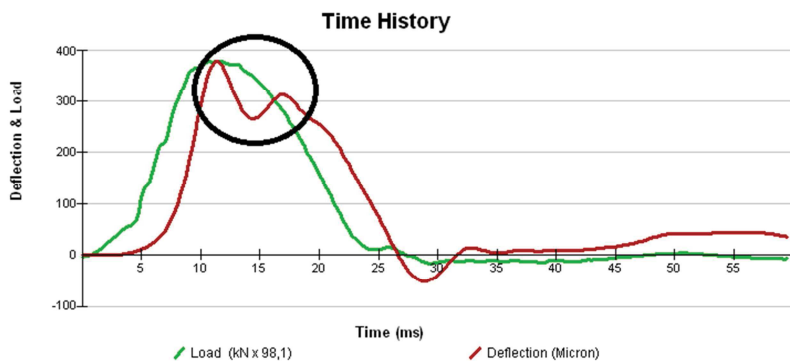


Figura 4.21 – Time history sul sottofondo nella posizione di bordo (2).

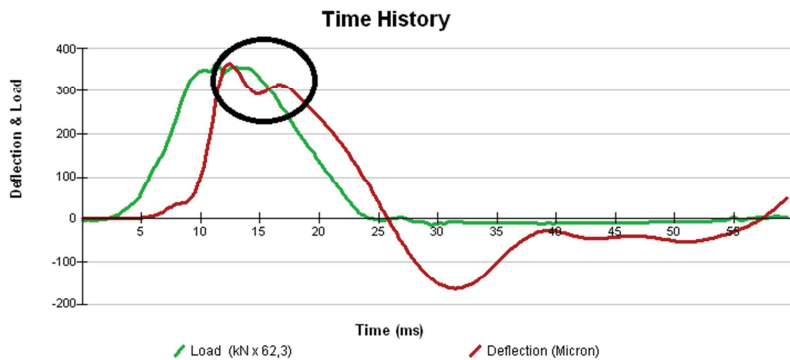


Figura 4.22 – Time history sulla pavimentazione nella posizione di bordo (6).

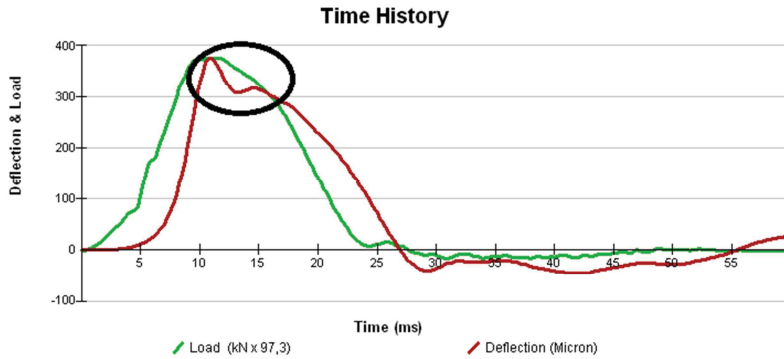


Figura 4.23 – Time history sul sottofondo nella posizione d’angolo (3)

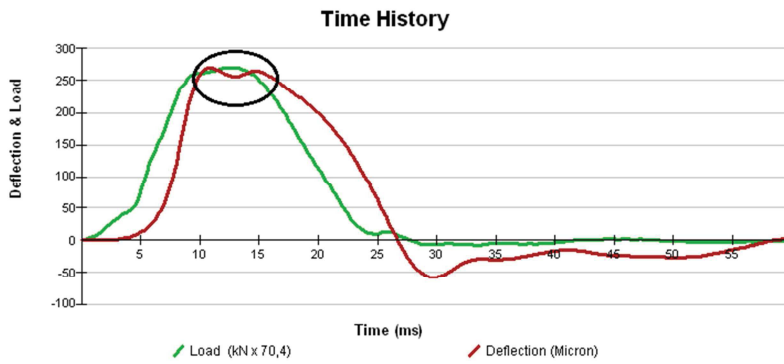


Figura 4.24 – Time history sulla pavimentazione nella posizione d’angolo (3)

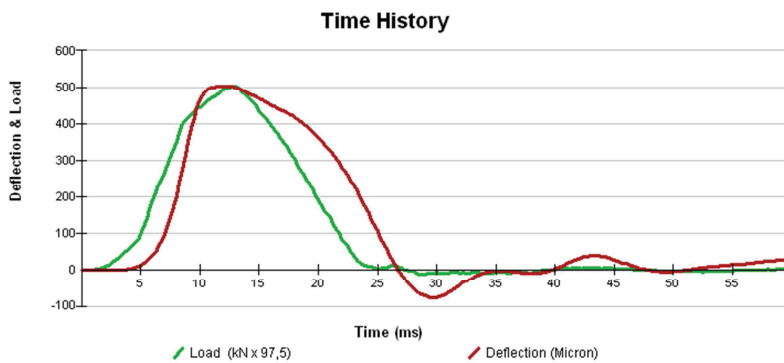


Figura 4.25 – Time history sul sottofondo nella posizione centrale (5)

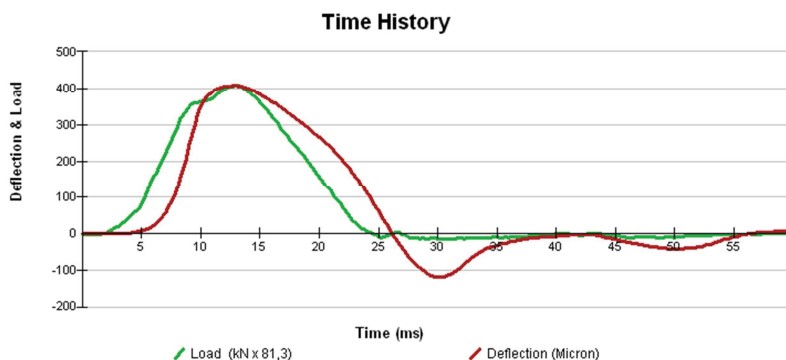


Figura 4.26 – Time history sulla pavimentazione nella posizione centrale (5)

Successivamente i dati ottenuti sul sottofondo sono stati analizzati attraverso l’utilizzo del software LWDmod imponendo il substrato roccioso a 400 mm ed analizzando esclusivamente i valori di deflessione restituiti dal geofono centrale (D1) affinché i risultati ottenuti non fossero troppo influenzati dalle pareti in calcestruzzo. Le deflessioni medie nelle varie posizioni (normalizzate a 70 kPa) ed i moduli elastici nelle varie posizioni sono rappresentati in **Figura 4.27a e b**. Il modulo elastico medio del sottofondo, che verrà nel Capitolo 5 utilizzato per l’analisi FEM è di 20 MPa.

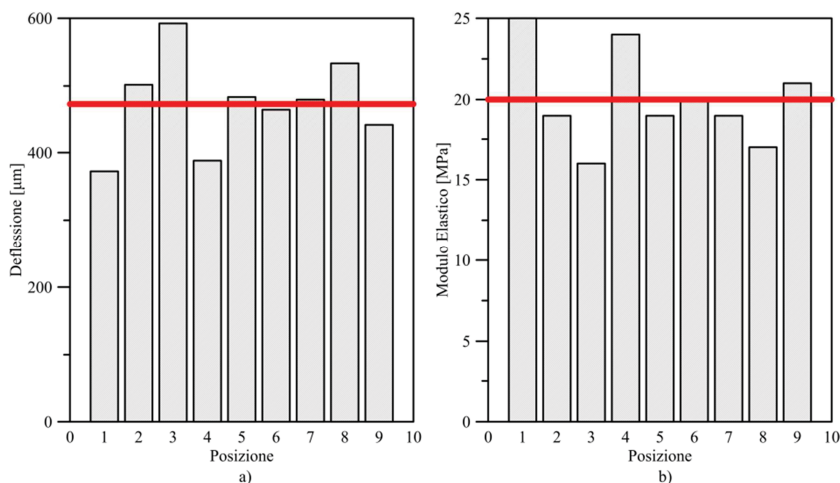


Figura 4.27 – a) Deflessione media normalizzata a 70 kPa e b) Modulo del sottofondo medio calcolato nelle diverse posizioni.

In **Figura 4.28** sono invece rappresentati i risultati dell'andamento della deflessione D1, D2 e D3 (rispettivamente a 0, 30, e 45 cm dal centro della piastra) in funzione del carico applicato della prova deflettometrica effettuata nella posizione 5 del sottofondo. Come si può notare tali deflessioni sono ben rappresentate da un'interpolazione lineare.

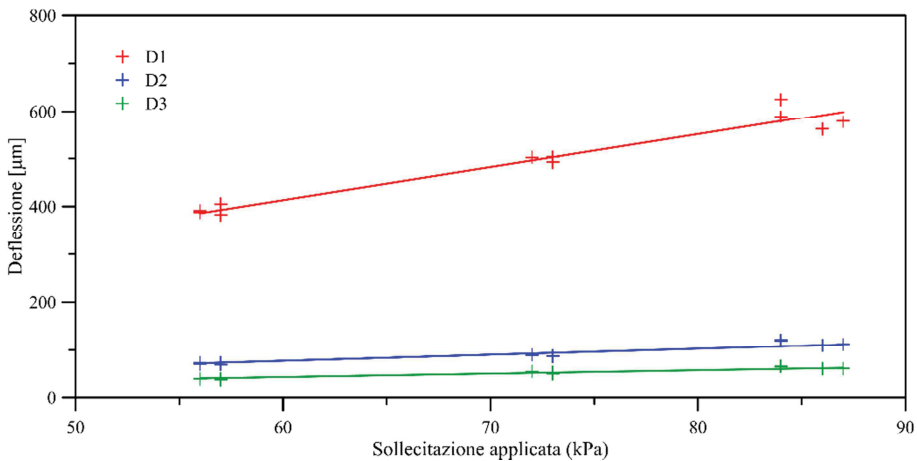


Figura 4.28 – Deflessioni D1, D2 e D3 (misurate rispettivamente a 0, 30 e 45 cm dal centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sul sottofondo nella posizione 5 dello Schema 1.

Per quanto riguarda la pavimentazione con giunti non saturati le prove deflettometriche a massa battente sono state eseguite solamente nella posizione 5 e per 2 altezze di caduta per non imporre sollecitazioni troppo elevate; i risultati sono rappresentati in **Figura 4.29**.

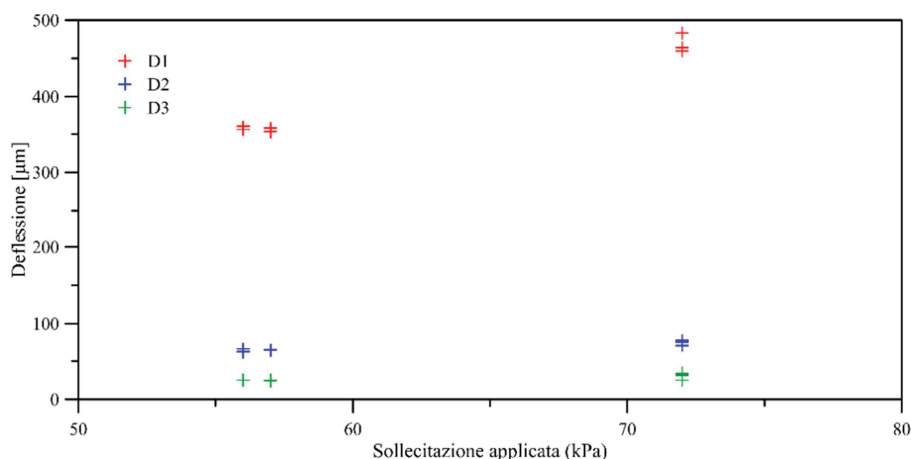


Figura 4.29 – Deflessioni D1, D2 e D3 (misurate rispettivamente a 0, 30 e 45 cm dal centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sulla pavimentazione con giunti non saturati nella posizione 5 dello Schema 1.

Infine, la **Figura 4.30** mostra la relazione che intercorre tra il carico applicato sulla superficie e la deflessione sullo Schema 1 con giunti saturati a sabbia nella posizione 5. Si può notare anche in questo caso al centro della piastra la deflessione D1 cresce linearmente al crescere del carico applicato; lo stesso vale per le deflessioni D2 e D3.

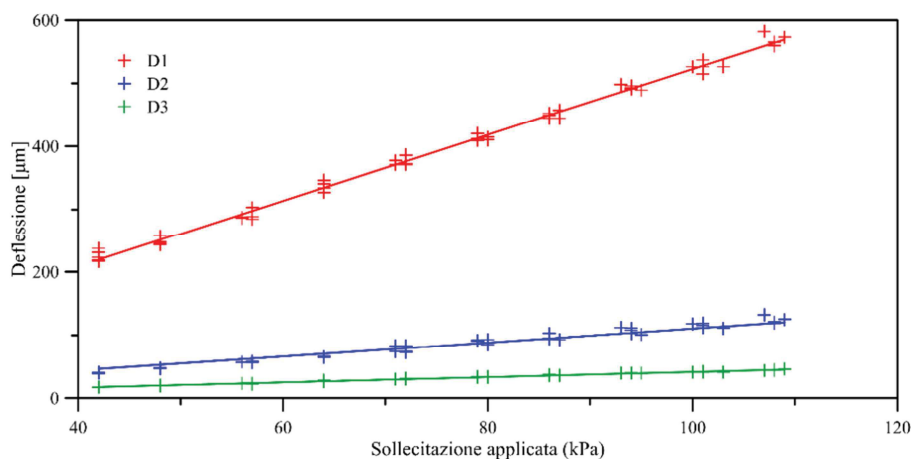


Figura 4.30 – Deflessioni D1, D2 e D3 (misurate rispettivamente a 0, 30 e 45 cm dal centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sulla pavimentazione finita con giunti saturati a sabbia nella posizione 5 dello Schema 1.

In **Figura 4.31** è invece rappresentata la variazione del bacino di deflessione al variare del carico applicato durante la prova che sarà utile alla taratura del modello agli elementi finiti presentato nel Capitolo 5.

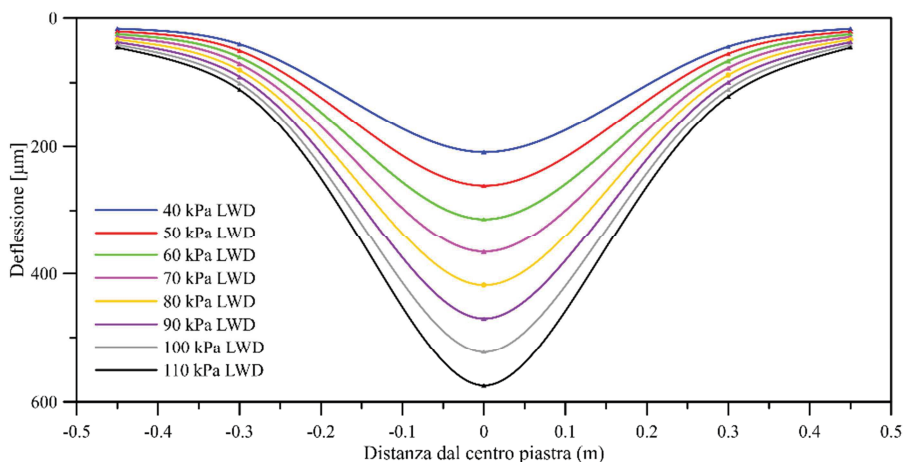


Figura 4.31 – Andamento del bacino di deflessione delle prove deflettometriche a massa battente realizzate sulla pavimentazione finita con giunti saturati in sabbia dello Schema 1 al variare della sollecitazione applicata durante la prova.

Confrontando i valori di deflessione di pavimentazioni con giunti saturati a sabbia e non saturati si può notare una riduzione delle deflessioni D1 pari al 17% ed al 19 % rispettivamente per pressioni applicate di 57 e 72 MPa: all'aumentare del carico applicato aumenta la riduzione apportata dalla saturazione dei giunti anche se questo non può essere confermato a causa della realizzazione di prove con solamente due valori di sollecitazione. Per quanto riguarda invece le deflessioni D2 e D3 non si ha un chiaro andamento: questo è probabilmente dovuto alla diversa rotazione che subiscono i cubetti. In **Figura 4.32** è rappresentato il confronto dei bacini di deflessione tra la pavimentazione con giunti non saturi e quella con giunti saturati a sabbia.

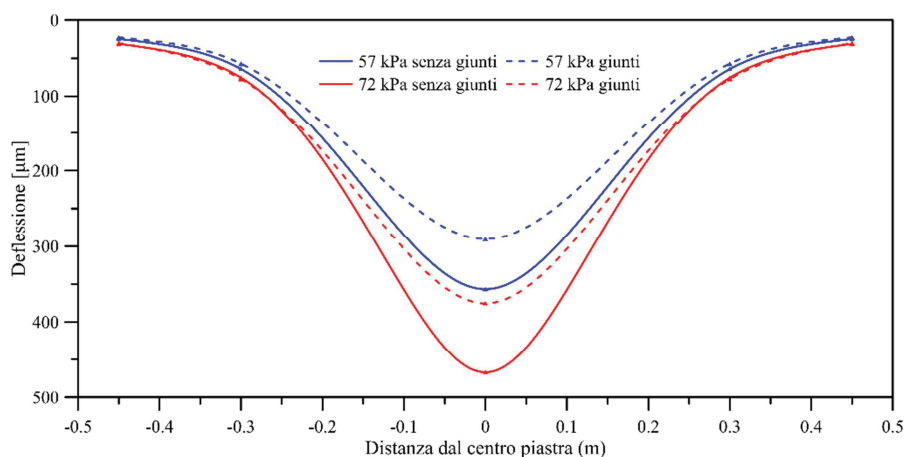


Figura 4.32 – Confronto bacino di deflessione dello Schema 1 con giunti non saturati e giunti saturati a sabbia.

4.7.3.2 Risultati prove effettuate con pressa dinamica

Come sottolineato nel Paragrafo 4.4 le prove effettuate sullo Schema 1 sono state realizzate per tarare successive modalità di prova e per poter calibrare in futuro un modello agli elementi finiti capace di predire il comportamento di tali pavimentazioni al variare di diversi parametri considerando la componente elastica, viscosa e plastica dei vari materiali costituenti.

La prova come abbiamo detto consiste in un ciclo di carico e scarico a spostamento imposto. In **Figura 4.33** è rappresentato l'andamento del carico letto dalla cella di carico in funzione del tempo.

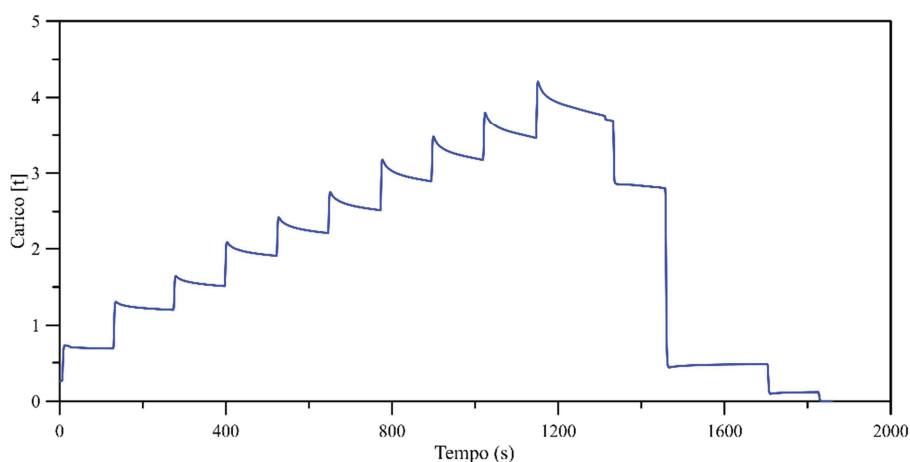


Figura 4.33 – Andamento del carico applicato durante la prova realizzata con pressa dinamica sullo Schema 1.

Come si può notare ad ogni step si ha un assestamento del carico; quest'ultimo tende a diminuire all'avanzare del tempo. Si è deciso quindi di analizzare la curva per ogni step di carico (**Figura 4.34**) e di valutare la pendenza della curva al tempo finale dello step di carico, vale a dire a 120 s. I risultati ottenuti sono rappresentati in **Tabella 4.4**. Come si può notare la variazione del carico al termine di ogni step aumenta all'aumentare del carico applicato. Il massimo della variazione al termine di ogni step si ha per il carico massimo applicato di 4.21 t per il quale tale variazione è pari a 1.53 kg/s.

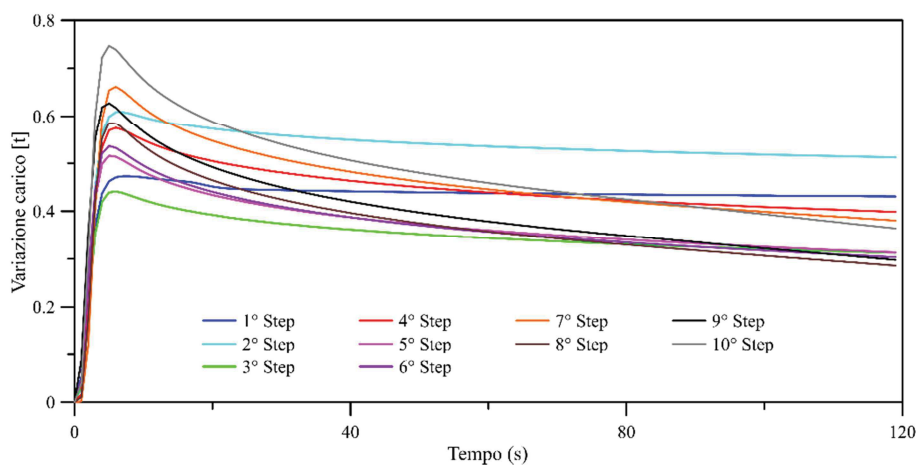


Figura 4.34 – Andamento del carico nella fase di attesa di due minuti con pistone fermo per ogni step di carico con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1.

Tabella 4.4 – Andamento del carico nella fase di attesa di due minuti con pistone fermo per ogni step di carico con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1.

Step	Carico massimo [kg]	Pendenza [kg/s]	Variazione carico Totale [%]	Variazione carico Step [%]
1°	739	-0.09	5.72	8.88
2°	1305	-0.3	7.95	17.04
3°	1643	-0.39	7.94	29.57
4°	2086	-0.54	8.54	31.05
5°	2423	-0.6	8.46	39.81
6°	2754	-0.72	8.59	43.51
7°	3179	-0.96	8.96	42.66
8°	3480	-1.08	8.77	51.38
9°	3802	-1.29	8.94	54.18
10°	4209	-1.53	10.61	59.80

Si è deciso di analizzare anche l'andamento delle deflessioni ad ogni step di carico in funzione del tempo per vedere se anche in questo caso ci fosse un assestamento della pavimentazione che potesse portare ad un recupero delle deformazioni ad una certa distanza dall'area di applicazione del carico. Come si può notare in **Figura 4.35**, **Figura 4.36**, **Figura 4.37** e **Figura 4.38** anche in questo caso al crescere del numero di step analizzati si ha un aumento della variazione della deflessione in funzione del tempo che tende ad aumentare. Tale

variazione è però trascurabile e al termine dello step di carico risulta essere pressoché costante con una variazione inferiore al decimo di micrometro.

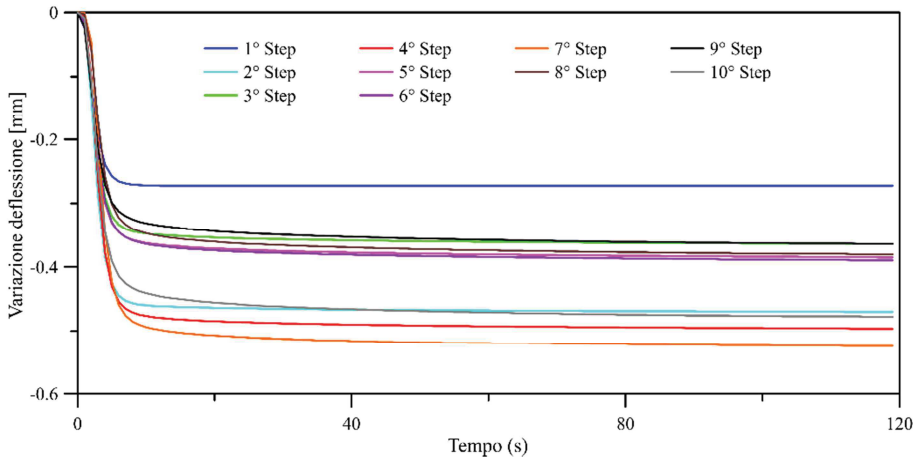


Figura 4.35 – Andamento della deflessione D1 (sulla piastra) nella fase di attesa di due minuti con pistone fermo per ogni step di carico con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1.

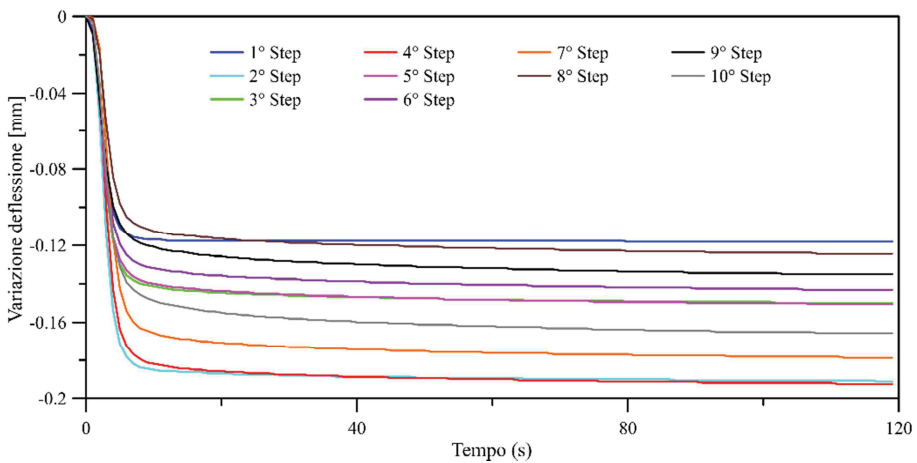


Figura 4.36 – Andamento della deflessione D2 (a 16.5 cm dal centro della piastra) nella fase di attesa di due minuti con pistone fermo per ogni step di carico con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1.

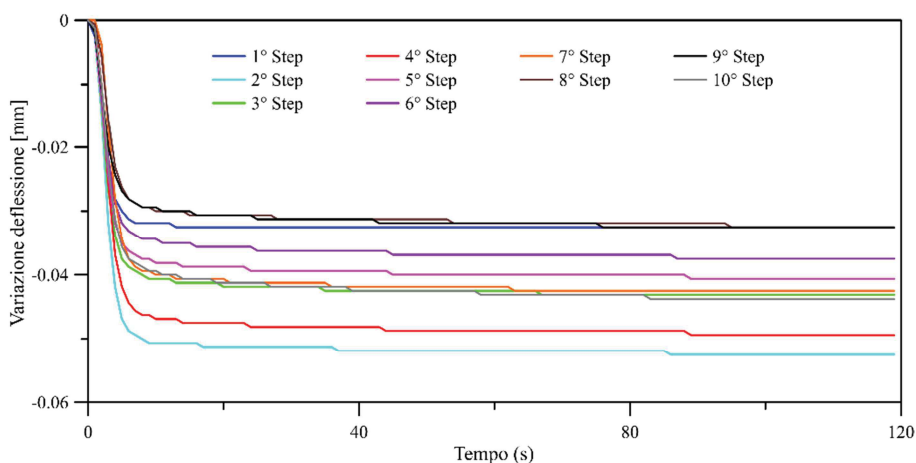


Figura 4.37 – Andamento della deflessione D3 (a 24 cm dal centro della piastra) nella fase di attesa di due minuti con pistone fermo per ogni step di carico con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1.

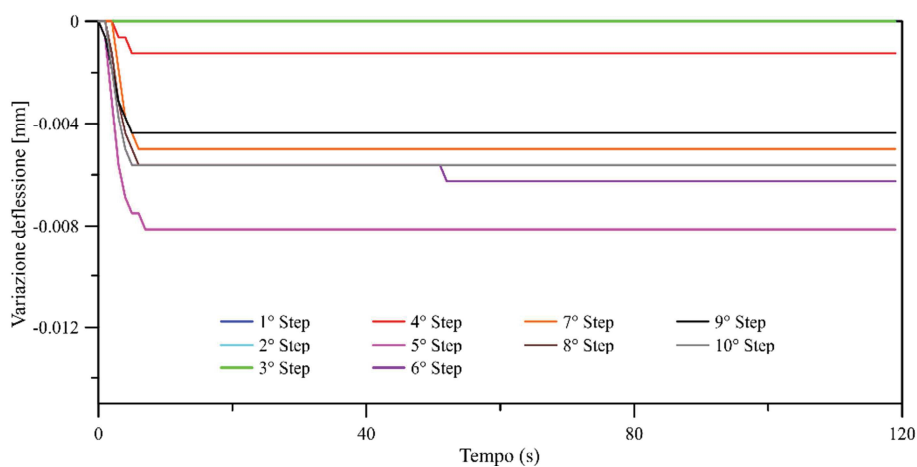


Figura 4.38 – Andamento della deflessione D4 (a 31.5 cm dal centro della piastra) nella fase di attesa di due minuti con pistone fermo per ogni step di carico con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1.

In **Figura 4.39** è rappresentato invece l'andamento Carico-Deflessione centrale D1. Come si può notare l'assestamento del carico è molto evidente ed aumenta all'aumentare del carico applicato. Lo stesso andamento lo si ha per le deflessioni D2 D3 D4 come si può vedere in **Figura 4.40**, **Figura 4.41** e **Figura 4.42**. Su tale pavimentazione in questa configurazione di prova si ha una

deflessione residua pari a 2.490, 0.751, 0.116 e 0.016 mm rispettivamente alle distanze di 0, 16.5, 24 e 31.5 cm dal centro della piastra.

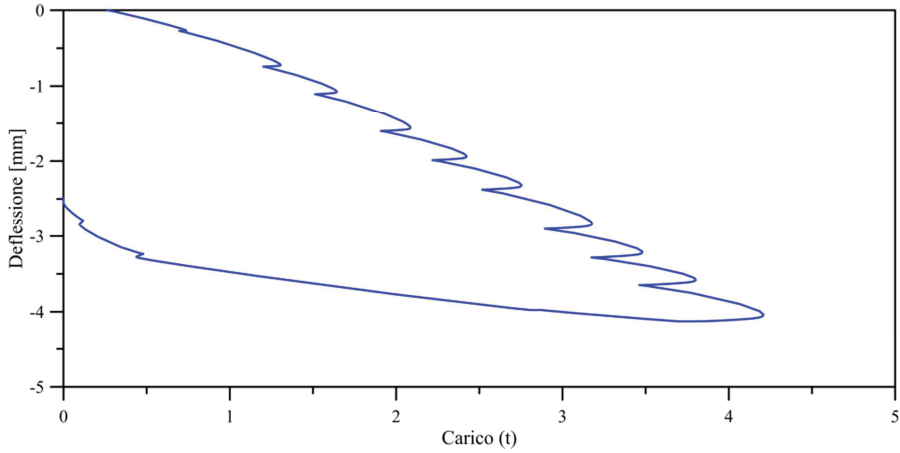


Figura 4.39 – Andamento delle deflessioni D1 (sulla piastra di carico) al variare del carico durante la prova con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1).

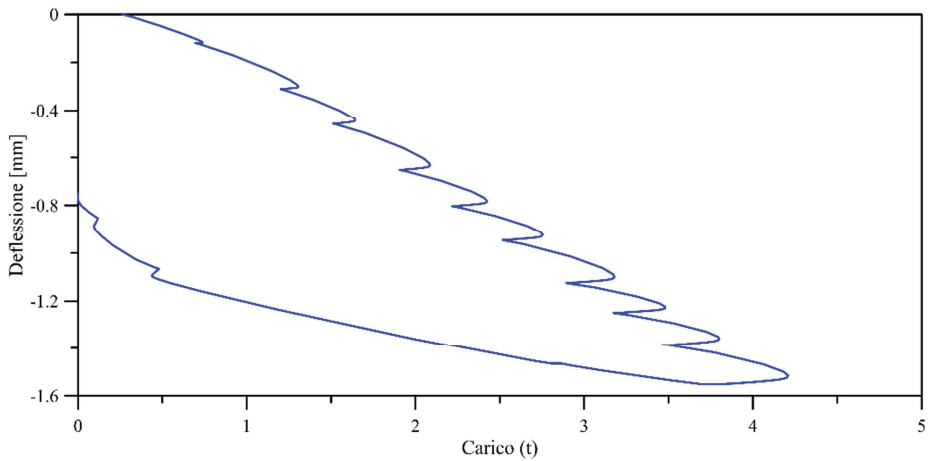


Figura 4.40 – Andamento delle deflessioni D2 (a 16.5 cm dal centro della piastra) al variare del carico durante la prova con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1).

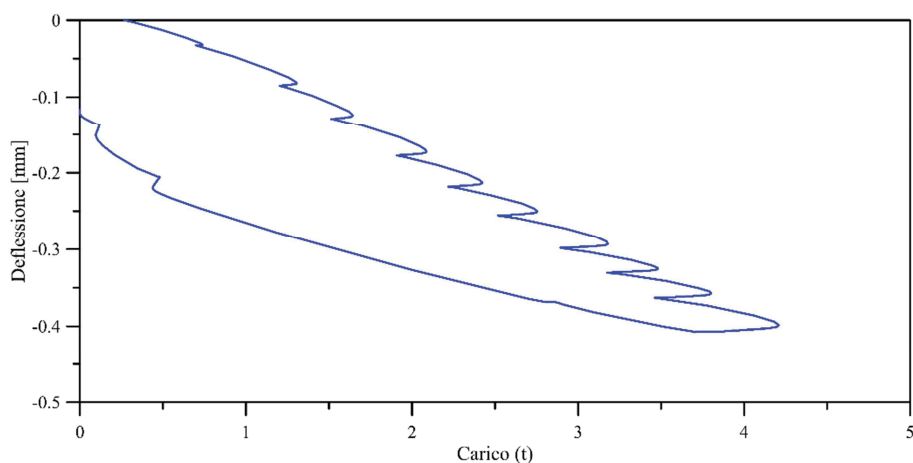


Figura 4.41 – Andamento delle deflessioni D3 (a 24 cm dal centro della piastra) al variare del carico durante la prova con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1).

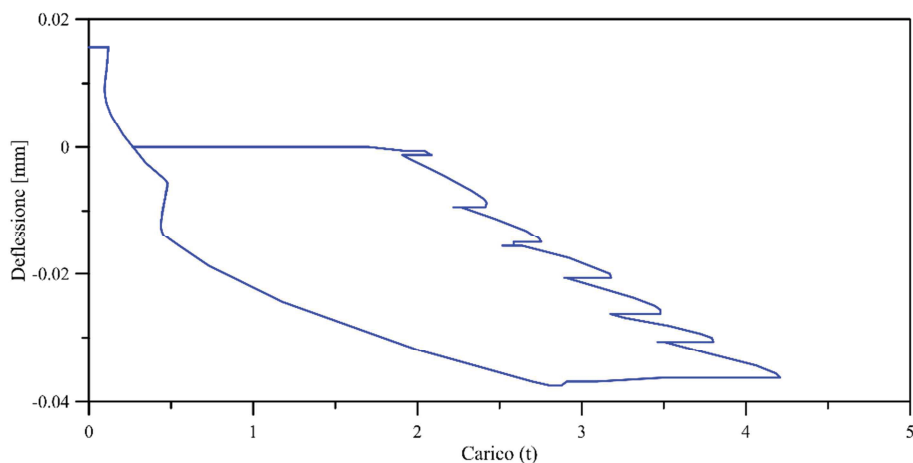


Figura 4.42 – Andamento delle deflessioni D4 (a 31.5 cm dal centro della piastra) al variare del carico durante la prova con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 1).

Sulla base di tali risultati si è deciso di optare per un'altra metodologia di prova per gli altri schemi analizzati e cioè aumentare la durata di ogni step di carico in modo da rendere il carico stabile e ridurre il carico massimo raggiunto in modo da limitare la riduzione del carico durante la fase di assestamento. Inoltre, si è deciso di realizzare un maggior numero di cicli di carico per valutare la

variazione del comportamento globale della pavimentazione soggetta a diverse applicazioni di carico.

4.8 Schema 2

4.8.1 Materiali utilizzati e realizzazione della pavimentazione

Per la realizzazione della pavimentazione dello schema 2 sono stati utilizzati i medesimi materiali dello schema 1. Il sottofondo è stato in parte rimosso e sostituito nella parte superficiale e compattato con una forza maggiore. Lo strato di allettamento in questo caso ha uno spessore di 5 cm iniziale che, dopo la posa dei cubetti, il riempimento dei giunti con sabbia e la compattazione è risultato essere, considerando lo spessore medio dei cubetti di 7 cm, di 3 cm. In **Figura 4.43** è rappresentata un sezione dello Schema 2.

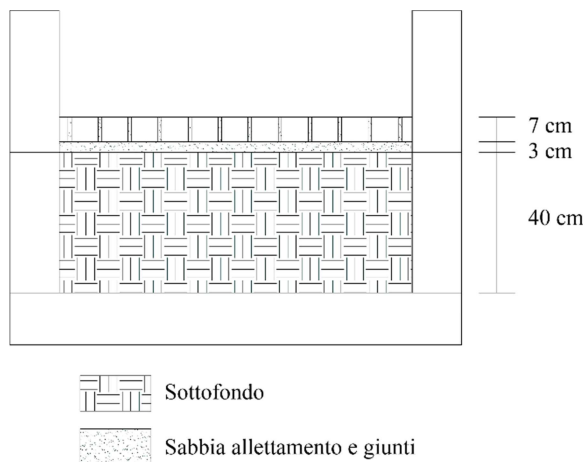


Figura 4.43 – Stratigrafia Schema 2

4.8.2 Analisi effettuate

4.8.2.1 Prove deflettometriche a massa battente (LWD)

In questo caso le prove deflettometriche a massa battente sono state eseguite sul sottofondo e sulla pavimentazione finita e cioè con giunti riempiti in sabbia ed esclusivamente nella posizione centrale (5 in **Figura 4.17a**). Anche in questo caso

le prove sono state effettuate da diverse altezze di caduta per coprire un range di sollecitazioni 40-120 kPa. In tutti i casi sono state eseguite letture delle deflessioni al centro della piastra (D1) ed a 30 cm (D2) e 40 cm (D3) dal centro della piastra.

4.8.2.2 Prove effettuate con pressa statica e dinamica

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove sullo Schema 1, sullo schema 2 si è deciso di realizzare cinque cicli di carico e scarico della pavimentazione con rampe di spostamento (in carico ed in scarico) a gradini mantenendo in questo caso il pistone in posizione per 10 minuti. La fase di carico della pavimentazione, con la rampa di spostamento di input rappresentata in **Figura 4.44**, è stata interrotta manualmente al raggiungimento di un carico compreso tra 1.5 e 2.5 t. A questo punto è stato eseguito lo scarico della pavimentazione con la rampa di spostamento come rappresentato in **Figura 4.45**: anche in questo caso lo step è stato interrotto manualmente al raggiungimento del carico prossimo a 0 t. In tutti i casi sono state eseguite letture delle deflessioni sulla piastra (D1) ed a 19 cm (D2), 29 cm (D3) e 36.5 cm (D4) dal centro della piastra.

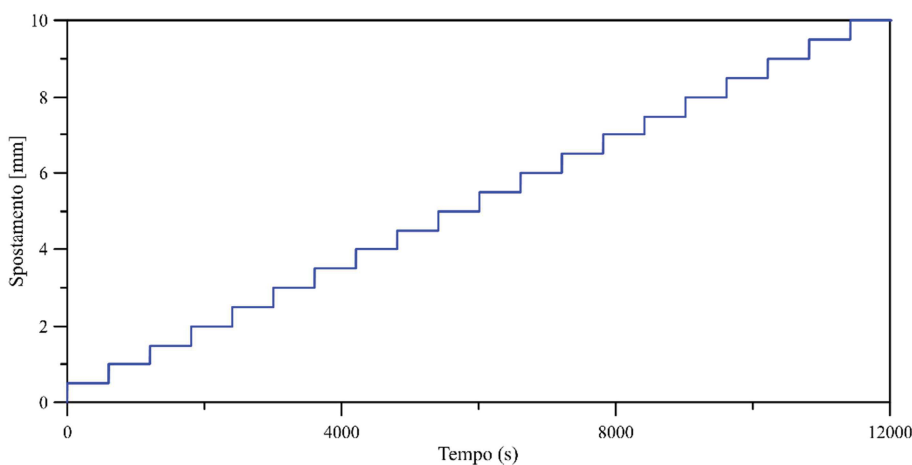


Figura 4.44 – Rampa di spostamento di input nella fase di carico per prove realizzate con pressa dinamica sullo Schema 2 e sullo Schema 3.

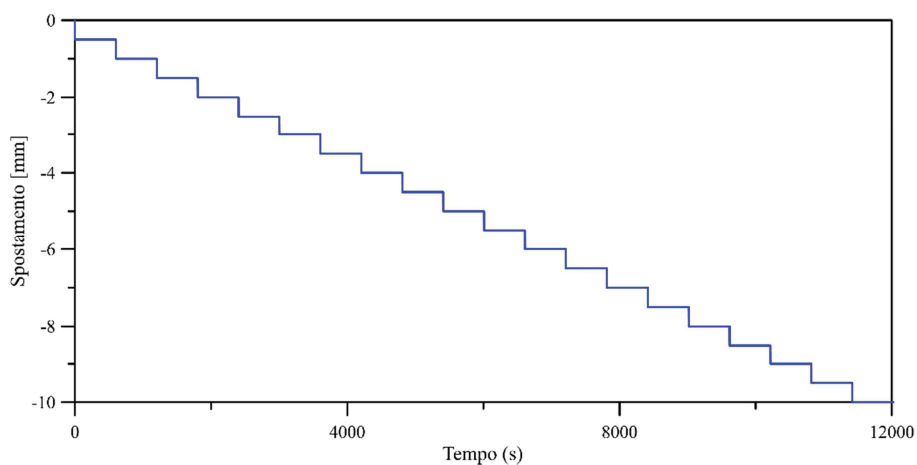


Figura 4.45 – Rampa di spostamento di input nella fase di scarico per prove realizzate con pressa dinamica sullo Schema 2 e sullo Schema 3.

4.8.3 Risultati Schema 2

4.8.3.1 Risultati prove deflettometriche a massa battente (LWD)

Le prove in questo caso sono state realizzate solo nel punto centrale della pavimentazione (5); i risultati ottenuti sono rappresentati in **Figura 4.46** per quanto riguarda il solo sottofondo ed in **Figura 4.47** per quanto riguarda la pavimentazione con giunti saturati in sabbia.

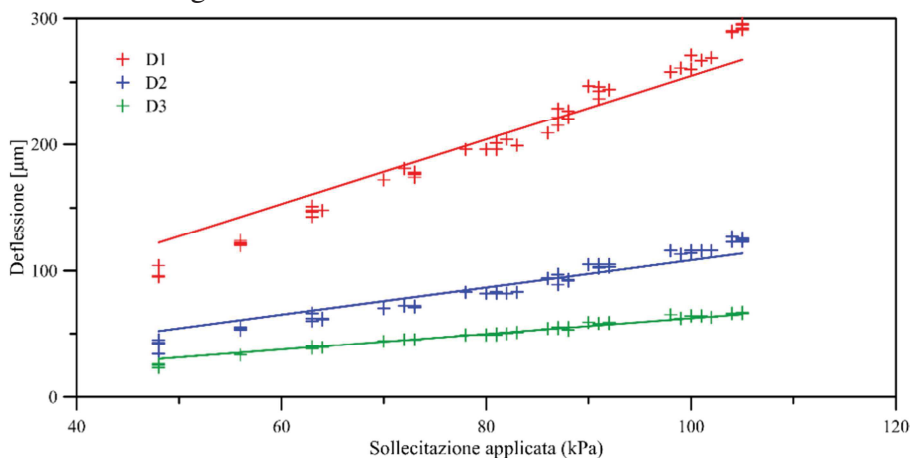


Figura 4.46 – Deflessioni D1, D2 e D3 (a 0, 30 e 45 cm dal centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sul sottofondo nella posizione 5 dello Schema 2.

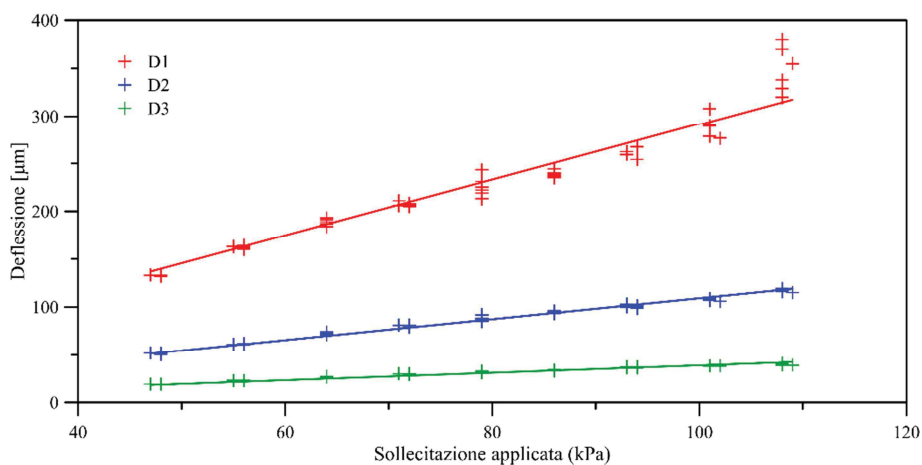


Figura 4.47 – Deflessioni D1, D2 e D3 (misurate rispettivamente a 0, 30 e 45 cm dal centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sulla pavimentazione finita nella posizione 5 dello Schema 2.

4.8.3.2 Risultati prove effettuate con pressa statica e dinamica

Su tale pavimentazione il carico di ogni step è stato lasciato per 10 minuti. In **Figura 4.48** è rappresentato per ogni ciclo effettuato l'andamento del carico nel tempo. Come si può notare anche in questo caso si ha un assestamento del carico che tende a diminuire all'avanzare del tempo. Come per lo Schema 1 è stata determinata la pendenza della curva Tempo-Carico per ogni Step di ogni Ciclo di carico rappresentato in **Tabella 4.5**.

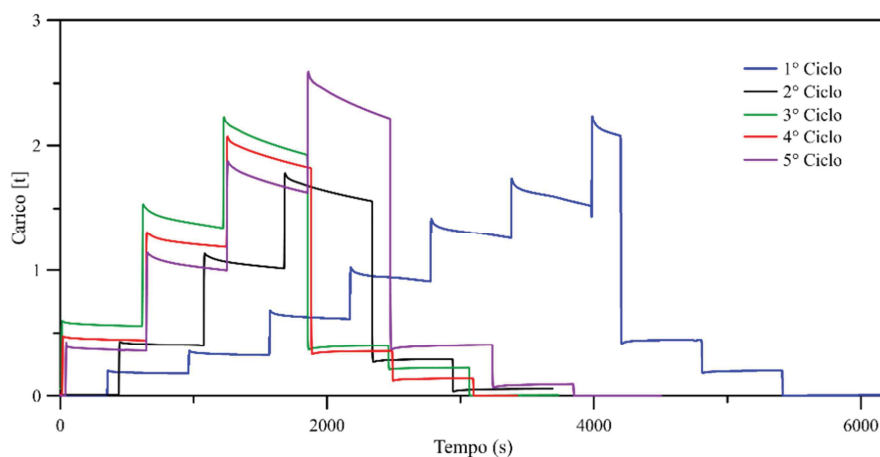


Figura 4.48 – Andamento del carico applicato durante la prova realizzata con pressa dinamica sullo Schema 2 per ogni ciclo di carico.

Tabella 4.5 – Andamento del carico applicato durante la prova realizzata con pressa dinamica sullo Schema 2 per ogni ciclo di carico.

Step	Carico massimo [kg]	Pendenza [kg/s]	Variazione carico Totale [%]	Variazione carico Step [%]
1°Ciclo				
1°	200	-0.03	11.84	11.95
2°	356	-0.03	9.70	19.30
3°	682	-0.03	10.08	19.05
4°	1023	-0.12	10.97	37.70
5°	1423	-0.15	11.64	47.79
6°	1738	-0.24	12.38	81.01
7° (*)	2238	-0.33	7.20	20.1
2°Ciclo				
1°	430	-0.06	6.91	7.01
2°	1135	-0.09	10.73	16.57
3°	1782	-0.21	12.47	28.92
3°Ciclo				
1°	600	0.00	7.20	7.96
2°	1535	-0.15	12.37	19.41
3°	2232	-0.30	13.71	34.49
4°Ciclo				
1°	476	-0.03	7.06	7.14
2°	1309	-0.12	9.56	14.43
3°	2072	-0.33	12.12	28.29
5°Ciclo				
1°	424	-0.03	15.43	16.23
2°	1140	-0.12	12.45	18.57
3°	1877	-0.24	13.28	28.37
4°	2591	-0.39	14.37	38.65

(*) in tale step la prova si è interrotta a metà del tempo di attesa degli altri step vale a dire dopo 5 minuti.

Come si può notare in questa configurazione di prova alla fine di ogni step si ha una variazione massima di 0.39 kg/s nell'ultimo ciclo di carico con un carico massimo raggiunto di 2.59 t; il tempo di attesa per ogni step di carico pari a 10 minuti può quindi essere considerato idoneo.

Si è quindi proceduto con l'analisi degli andamenti delle deflessioni al variare del carico applicato. In **Figura 4.49**, **Figura 4.50**, **Figura 4.51** e **Figura 4.52** sono rappresentati gli andamenti delle deflessioni D1 (sulla piastra), D2 (a 19 cm dal centro della piastra), D3 (a 29 cm dal centro della piastra) e D4 (a 36.5 cm dal centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step di carico.

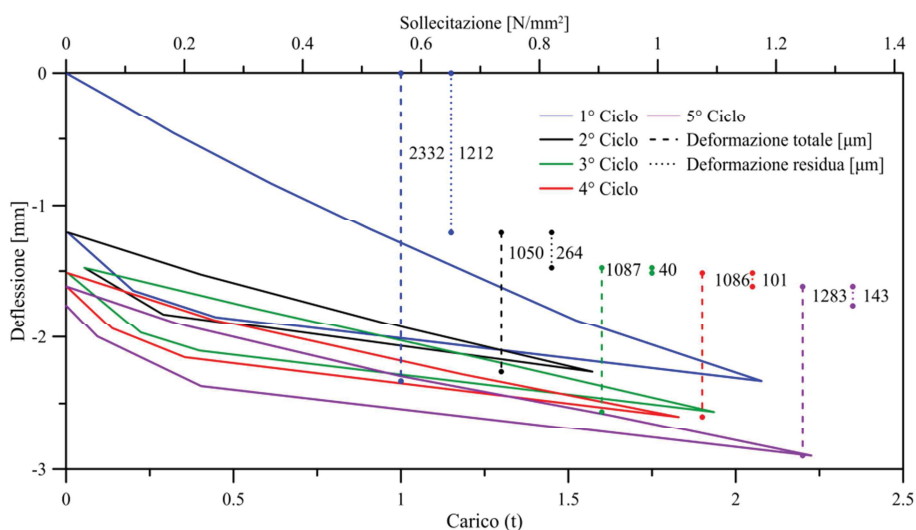


Figura 4.49 – Andamento delle deflessioni D1 (sulla piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 2.

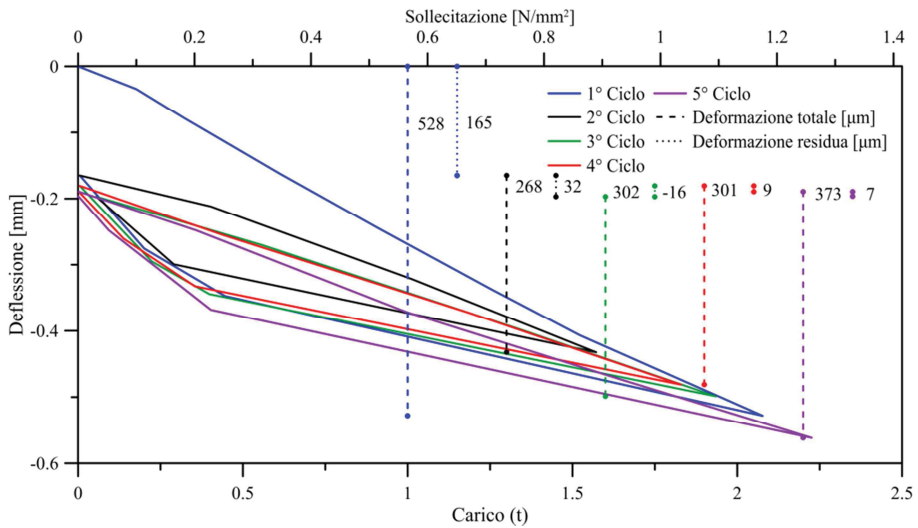


Figura 4.50 – Andamento delle deflessioni D2 (a 19 cm da centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 2.

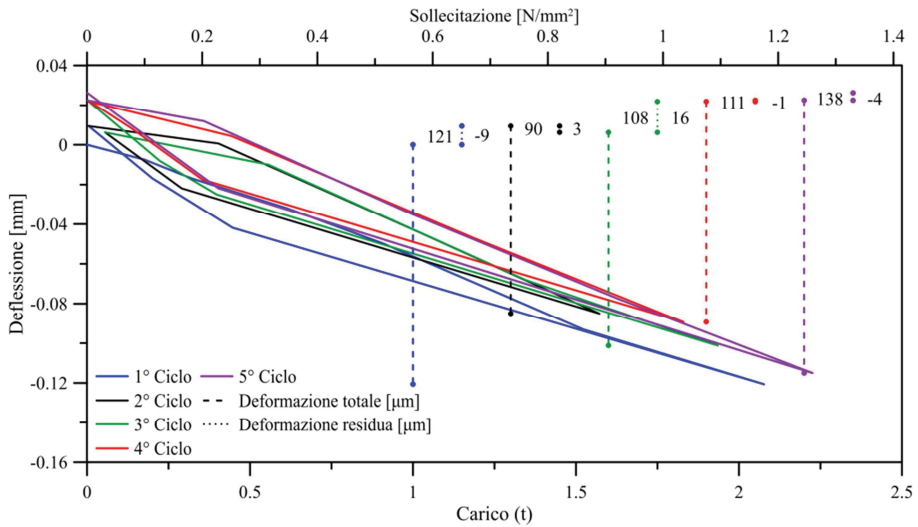


Figura 4.51 – Andamento delle deflessioni D3 (a 29 cm da centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 2.

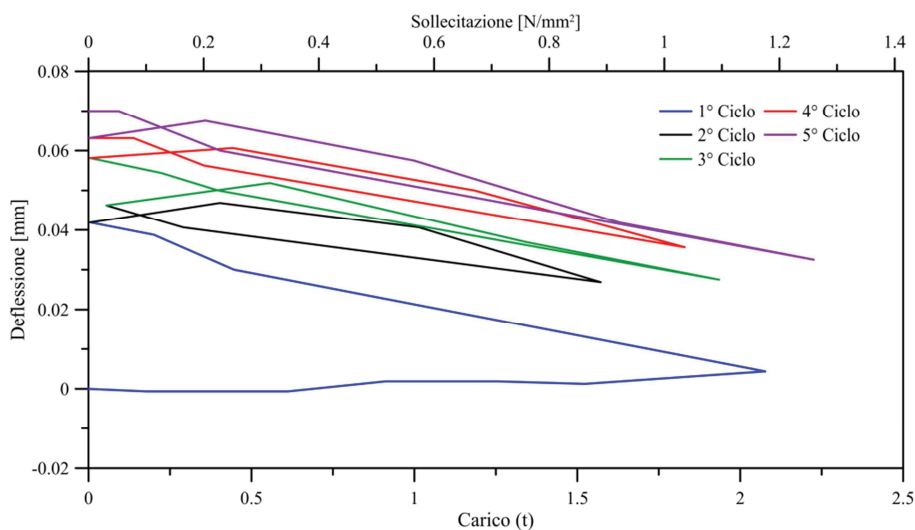


Figura 4.52 – Andamento delle deflessioni D4 (a 36.5 cm da centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 2.

Come si può notare dalla **Figura 4.49** nel primo ciclo di carico la pavimentazione presenta una deformazione residua importante, pari a 1.212 mm cioè il 52 % di quella totale, dovuto probabilmente ad un assestamento dello strato di allettamento in sabbia e della sabbia di riempimento dei giunti. All'avanzare degli step di carico si ha una diminuzione delle deformazioni residue al centro della piastra. L'andamento delle deformazioni totali e di quelle residue non è però quantificabile poiché la tipologia di prova non consente di raggiungere per tutti gli step il medesimo carico applicato. Per analizzare il comportamento di tale pavimentazione si è perciò deciso di introdurre un modulo di deformazione equivalente M_{d-eq} derivato dal modulo di deformazione utilizzato nella geotecnica stradale e descritto dall'Eq. 4.3. Tale modulo di deformazione equivalente è stato calcolato tra per pressioni di 0.55 e 0.75 $\frac{N}{mm^2}$

$$M_{d-eq} = \frac{\Delta p \cdot d}{\Delta s} \tag{Eq. 4.3}$$

dove Δp è l'intervallo di pressioni applicate che in questo caso è di 0.2 $\frac{N}{mm^2}$, d è il diametro della piastra pari a 150 mm e Δs è il cedimento corrispondente

all'incremento di pressione Δp nel campo considerato. I risultati ottenuti sono rappresentati in **Tabella 4.6** e **Figura 4.53**.

Tabella 4.6 – Cedimento corrispondente all'incremento di pressione di 0.2 N/mm^2 (tra 0.55 e 0.75 N/mm^2) e modulo di deformazione equivalente ($M_{d\text{-eq}}$) ad ogni ciclo della prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 2.

Ciclo	Δs [mm]	$M_{d\text{-eq}}$ [N/mm ²]
1°	0.388	77
2°	0.213	141
3°	0.199	151
4°	0.177	169
5°	0.173	173

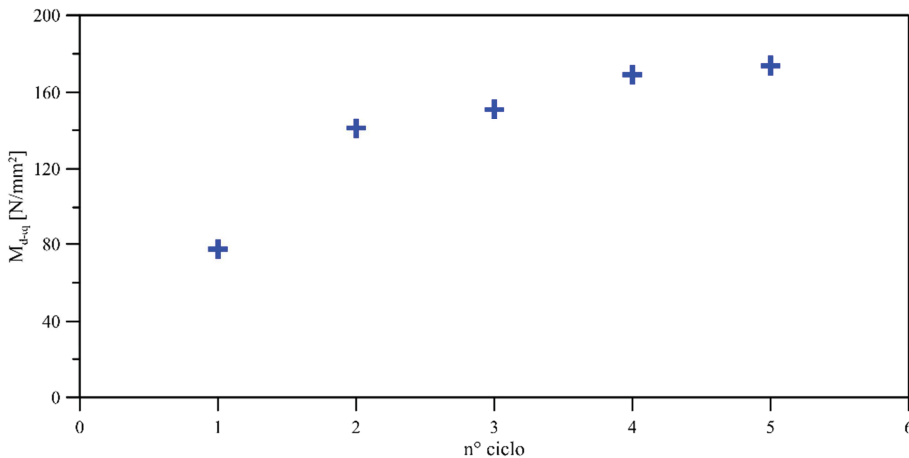


Figura 4.53 – Andamento del modulo di deformazione equivalente ($M_{d\text{-eq}}$) ad ogni ciclo della prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 2.

Come si può notare il modulo di deformazione equivalente cresce ad ogni ciclo di carico e ciò indica che la pavimentazione si irrigidisce ad ogni ripetizione del carico. Tale aumento è molto accentuato nei primi due cicli di carico dopodiché pare che tale valore tenda a stabilizzarsi tendendo ad un valore costante che in tale analisi non è possibile quantificare a causa del limitato numero di step di carico eseguiti.

Per quanto riguarda l'andamento delle deflessioni a 19 cm dal centro della piastra anche in questo la pavimentazione presenta una deformazione residua

importante, pari al 32 % di quella totale; all'avanzare degli step di carico si ha una diminuzione delle deformazioni residue.

Poiché le misure delle deflessioni realizzate sono puntuali e non permettono di determinare il comportamento globale della pavimentazione soggetta a carichi verticali si è deciso di introdurre per l'analisi dello Schema 3 un ulteriore strumento adatto alla determinazione degli spostamenti di ogni singolo elemento della pavimentazione ovvero il rilievo fotogrammetrico.

4.9 Schema 3

4.9.1 Materiali utilizzati e realizzazione della pavimentazione

Per la realizzazione della pavimentazione dello schema 3 è stato utilizzato lo stesso terreno di sottofondo, in parte smantellato e ricompattato, avente spessore finale di 30 cm. Al di sopra di esso è stato posto uno strato di materiale granulare frantumato dello spessore di 20 cm. È stato poi disposto uno strato di sabbia grossolana (la stessa utilizzata negli schemi 1 e 2) dello spessore iniziale di 7 cm. A questo punto sono stati disposti i cubetti di porfido della classe 6/8 a file parallele. Questi sono stati battuti in modo che la loro superficie risultasse alla medesima quota. Infine, i giunti sono stati saturati a sabbia e la pavimentazione compattata; gli ultimi due step sono stati ripetuti finché i giunti non si sono mantenuti di quota costante. La sezione di tale pavimentazione è rappresentata in **Figura 4.54**.

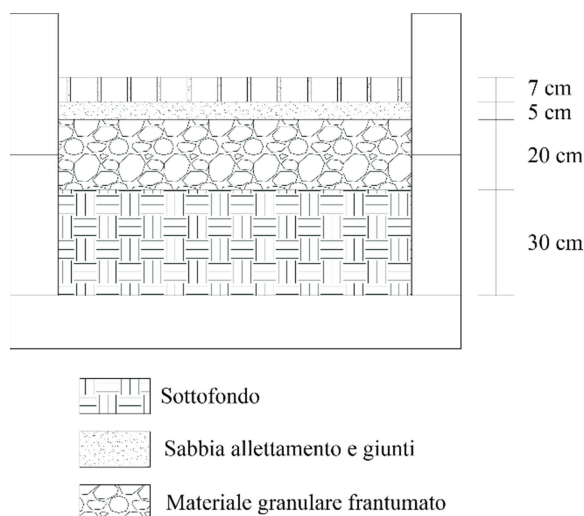


Figura 4.54 – Stratigrafia Schema 3

4.9.2 Analisi effettuate

4.9.2.1 Prove deflettometriche a massa battente (LWD)

Le prove deflettometriche a massa battente per lo schema 3 sono state eseguite sul sottofondo, sullo strato in materiale granulare e sulla pavimentazione finita. Per quanto riguarda lo strato di sottofondo le prove sono state eseguite solamente nella posizione 5 per la determinazione del modulo del sottofondo utile per la modellazione agli elementi finiti presentata nel Capitolo 5 mentre per quanto riguarda lo strato in materiale granulare frantumato e la pavimentazione finita la prova è stata eseguita in tutte le posizioni già indicate in **Figura 4.17a**. In tutti i casi sono state eseguite letture delle deflessioni al centro della piastra (D1) ed a 30 cm (D2) e 40 cm (D3) dal centro della piastra.

4.9.2.2 Prove effettuate con pressa dinamica

Anche in questo caso prove cicliche in regime quasi-statico sono state eseguite con la pressa descritta nel Paragrafo 4.4 esclusivamente sulla pavimentazione finita. La prova consiste in cinque cicli di carico e di scarico della pavimentazione con rampe di spostamento (in carico ed in scarico) a gradini. Raggiunto un prefissato valore di spostamento il pistone si è mantenuto in posizione per dieci

minuti. La fase di carico della pavimentazione, con la rampa di spostamento di input rappresentata in **Figura 4.44** è stata di nuovo interrotta manualmente al raggiungimento di un carico compreso tra 15 e 25 kN. A questo punto è stato eseguito lo scarico della pavimentazione con la rampa di spostamento come rappresentato in **Figura 4.45**: in questo caso lo step è stato interrotto manualmente al raggiungimento del carico pari a 0 kN. In tutti i casi sono state eseguite letture delle deflessioni sulla piastra (D1) ed a 19.5 cm (D2), 29.5 cm (D3) e 37 cm (D4) dal centro della piastra.

4.9.2.3 Rilievo fotogrammetrico

Le analisi effettuate fino ad ora per la determinazione degli spostamenti verticali della pavimentazione si basano su misure puntuali, sia per quanto riguarda le prove deflettometriche a bassa battente, sia per quanto riguarda le prove cicliche in regime quasi-statico. Poiché le pavimentazioni ad elementi lapidei sono pavimentazioni discontinue costituite da singoli elementi che possono subire spostamenti differenziali si è deciso di analizzare gli spostamenti della superficie pavimentata realizzando un rilievo fotogrammetrico di metà pavimentazione all'interno della camera di calibrazione e precisamente nella metà speculare alla parte in cui sono presenti i trasduttori di spostamento. Per la realizzazione di tale rilievo è stato necessario utilizzare due fotocamere poste nella posizione indicata in **Figura 4.55** ad un'altezza ed inclinazione rispetto alla superficie da testare tale da poter inquadrare tutta la metà pavimentazione da analizzare.

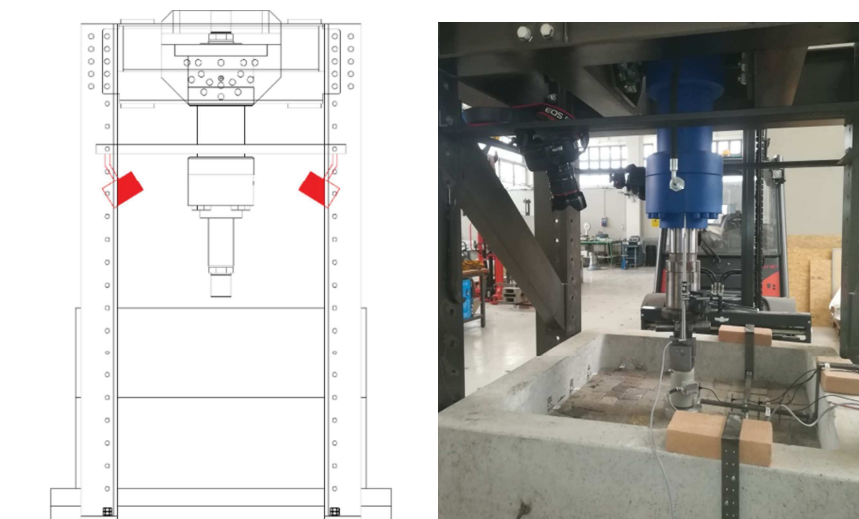


Figura 4.55 – Disposizione delle due fotocamere per il rilievo fotogrammetrico della pavimentazione dello Schema 3 durante la realizzazione della prova con pressa dinamica.

Poiché gli elementi ed i giunti della pavimentazione durante la prova subiranno spostamenti verticali, per analizzare i dati è necessario individuare un piano che rimarrà costante durante la prova. Tale piano è stato individuato ancorando otto angolari metallici sulla superficie interna della camera di calibrazione a circa 1 cm dalla superficie pavimentata sui quali sono stati posizionati dei markers e rappresentati in **Figura 4.56**.



Figura 4.56 – Disposizione dei markers utili alla elaborazione dei dati fotogrammetrici.

Le immagini sono state scattate ad ogni istante considerato significativo per l'analisi del comportamento globale della pavimentazione e cioè, facendo riferimento alle modalità di carico e scarico rappresentate rispettivamente in **Figura 4.44** e **Figura 4.45**, per ogni step immediatamente prima dell'applicazione del carico ed immediatamente dopo il raggiungimento del carico massimo di ogni step. Per ognuno di tali istanti sono state scattate tre fotografie da ognuna delle due fotocamere utilizzando anche un faretto che permettesse di acquisire immagini sempre con la stessa tipologia di luce (**Figura 4.57**).



Figura 4.57 – Rilievo fotogrammetrico durante l'esecuzione della prova con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

Le foto ottenute sono poi state analizzate con il software Agisoft PhotoScan in grado di eseguire l'elaborazione fotogrammetrica di immagini digitali e generare dati spaziali 3D. Per ogni istante analizzato sono state realizzate nove elaborazioni derivanti dalle combinazioni dei tre scatti eseguiti con le due fotocamere. Le quote ad un determinato istante sono state determinate come media delle quote delle nove combinazioni. I dati sono poi stati elaborati in MATLAB ed è stato generato un array di celle 22x3 cell in cui 22 è il numero dei 22 istanti analizzati. Da tale

array è stato possibile analizzare le variazioni di quote durante l'esecuzione della prova.

4.9.3 Risultati Schema 3

4.9.3.1 Risultati prove deflettometriche a massa battente (LWD)

Per quanto riguarda lo strato di sottofondo i risultati della prova per il geofono centrale sono rappresentati in **Figura 4.58**. Attraverso il software LWDmod sono stati analizzati i dati del geofono centrale in modo da limitare il più possibile l'influenza degli effetti di bordo: è stato ricavato il modulo di tale strato pari a 24 MPa, utile alla successiva modellazione agli elementi finiti.

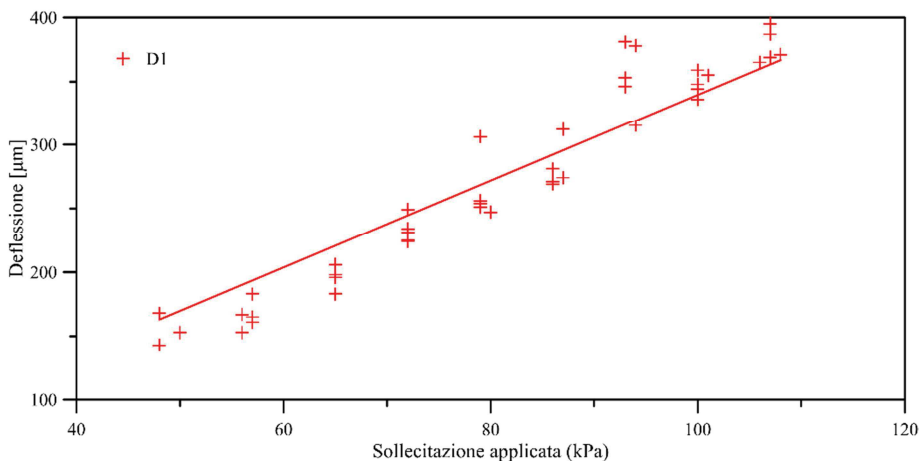


Figura 4.58 – Deflessione D1 (misurata al centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sul sottofondo nella posizione 5 dello Schema 3.

Per quanto riguarda lo strato di materiale granulare frantumato i risultati sono rappresentati in **Figura 4.59**. Anche in questo caso attraverso il software LWDmod è stato determinato il modulo di tale strato nella posizione 5 e con il solo uso del geofono centrale in modo da ridurre al minimo l'influenza degli effetti di bordo: esso è pari a 59 MPa.

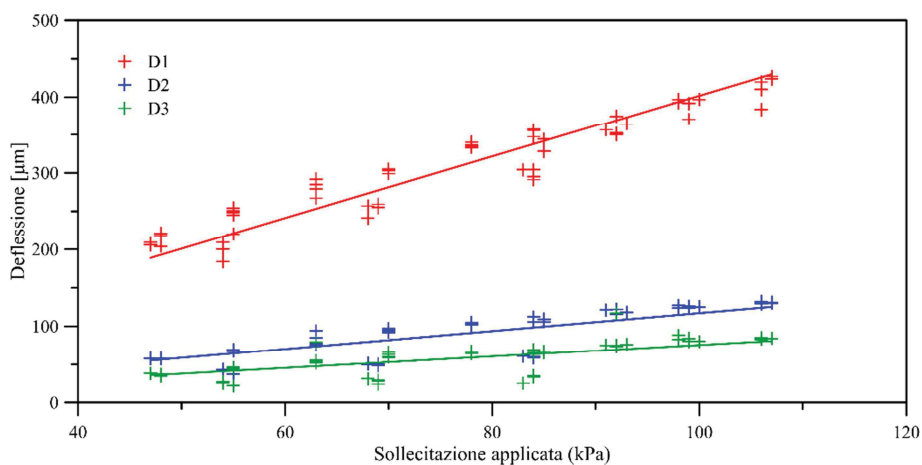


Figura 4.59 – Deflessioni D1, D2 e D3 (misurate rispettivamente a 0, 30 e 45 cm dal centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sullo strato in materiale granulare frantumato nella posizione 5 dello Schema 3.

Infine, i risultati della prova eseguita sulla pavimentazione finita sono rappresentati in **Figura 4.60**.

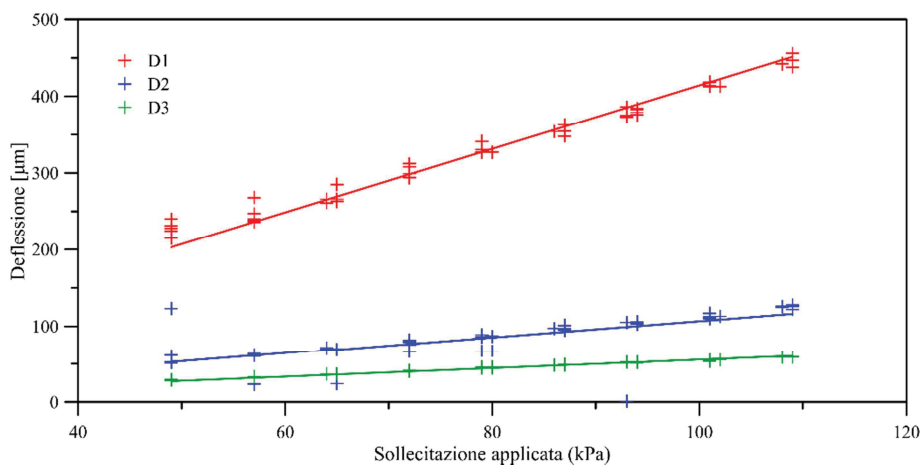


Figura 4.60 – Deflessioni D1, D2 e D3 (misurate rispettivamente a 0, 30 e 45 cm dal centro della piastra) in funzione della sollecitazione applicata per la prova deflettometrica a massa battente effettuata sulla pavimentazione finita nella posizione 5 dello Schema 3.

In **Figura 4.61** è invece rappresentata la variazione del bacino di deflessione al variare del carico applicato durante la prova che sarà utile alla taratura del modello agli elementi finiti presentato nel Capitolo 5.

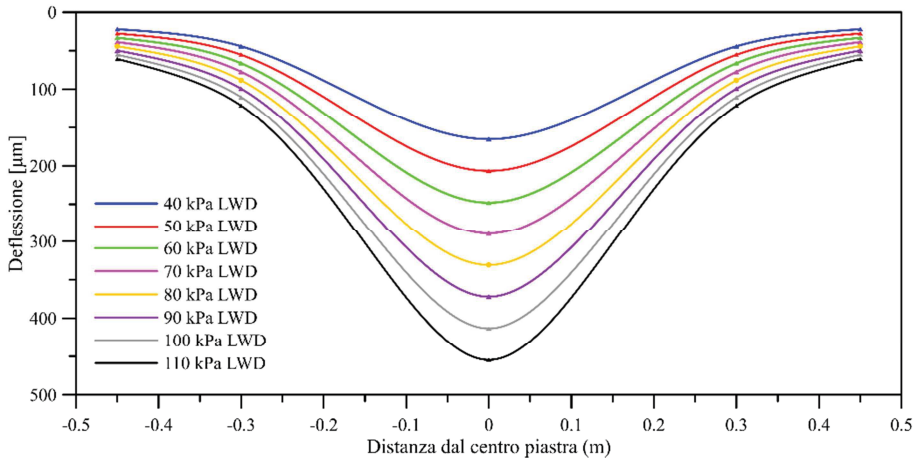


Figura 4.61 – Andamento del bacino di deflessione delle prove deflettometriche a massa battente realizzate sulla pavimentazione finita dello Schema 3 al variare della sollecitazione applicata durante la prova.

4.9.3.2 Risultati prove effettuate con pressa statica e dinamica

La prova come abbiamo detto consiste in cinque cicli di carico e scarico a spostamento imposto. In **Figura 4.62** è rappresentato l'andamento del carico letto dalla cella di carico in funzione del tempo per ogni ciclo di carico. Come si può notare anche in questo caso si ha un assestamento del carico che tende a diminuire all'avanzare del tempo. Anche in questo caso è stata determinata la pendenza della curva Tempo-Carico per ogni Step di ogni Ciclo di carico rappresentato in **Tabella 4.7**.

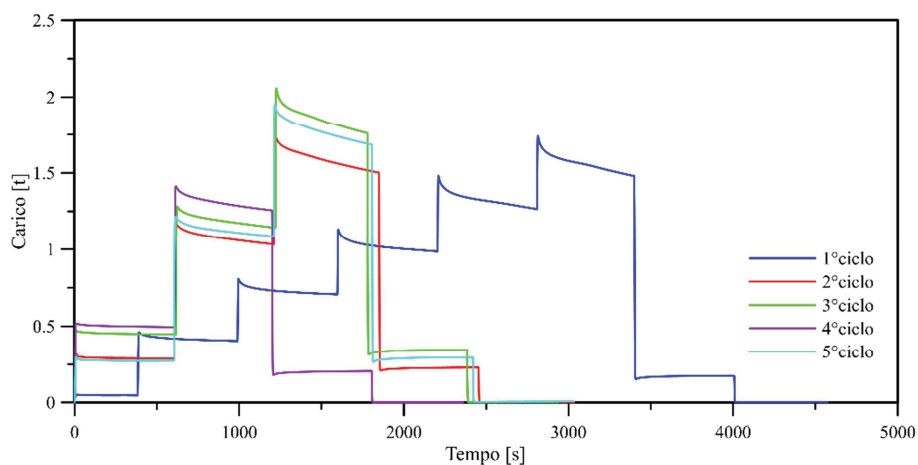


Figura 4.62 – Andamento del carico applicato durante la prova realizzata con pressa dinamica sullo Schema 3 per ogni ciclo di carico.

Tabella 4.7 – Andamento del carico applicato durante la prova realizzata con pressa dinamica sullo Schema 3 per ogni ciclo di carico.

Step	Carico massimo [kg]	Pendenza [kg/s]	Variazione carico Totale [%]	Variazione carico Step [%]
1°Ciclo				
1°	461	-0.00	12.40	12.40
2°	808	-0.06	12.48	25.00
3°	1133	-0.09	12.90	36.75
4°	1480	-0.18	14.54	43.61
5°	1741	-0.21	15.03	55.19
2°Ciclo				
1°	319	-0.03	9.87	9.90
2°	1175	-0.12	12.05	15.96
3°	1761	-0.24	14.72	35.64
3°Ciclo				
1°	471	0	4.84	4.85
2°	1283	-0.12	10.81	16.62
3°	2060	-0.27	14.58	32.78
4°Ciclo				
1°	520	-0.03	4.73	4.75
2°	1413	-0.12	11.02	17.33
5°Ciclo				
1°	299	0.00	8.02	8.26
2°	1217	-0.09	10.67	13.81
3°	1951	-0.27	13.66	31.89

In questo caso alla fine di ogni step si ha una variazione massima di 0.27 kg/s nell'ultimo ciclo di carico con un carico massimo raggiunto di 2.06 t.

Si è quindi proceduto con l'analisi degli andamenti delle deflessioni al variare del carico applicato. In **Figura 4.63**, **Figura 4.64**, **Figura 4.65** e **Figura 4.66** sono rappresentati gli andamenti delle deflessioni D1 (sulla piastra), D2 (a 19.5 cm dal centro della piastra), D3 (a 29.5 cm dal centro della piastra) e D4 (a 37 cm dal centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step di carico.

Come si può notare dalla **Figura 4.63** nel primo ciclo di carico la pavimentazione presenta una deformazione residua di 1.376 mm cioè il 64 % di quella totale dovuta anche in questo caso ad un assestamento dello strato di allettamento in sabbia e della sabbia di riempimento dei giunti. All'avanzare dei cicli di carico si ha una diminuzione delle deformazioni residue al centro della piastra che risultano essere comprese tra il 10 ed il 20 % della deformazione massima del ciclo considerato. L'andamento delle deformazioni totali e di quelle residue anche in questo caso non è quantificabile poiché la tipologia di prova non consente di raggiungere per tutti i cicli il medesimo carico applicato. Si è quindi considerato anche in questo caso il modulo di deformazione equivalente M_{d-eg} . I risultati ottenuti sono rappresentati in **Tabella 4.8** e **Figura 4.67**.

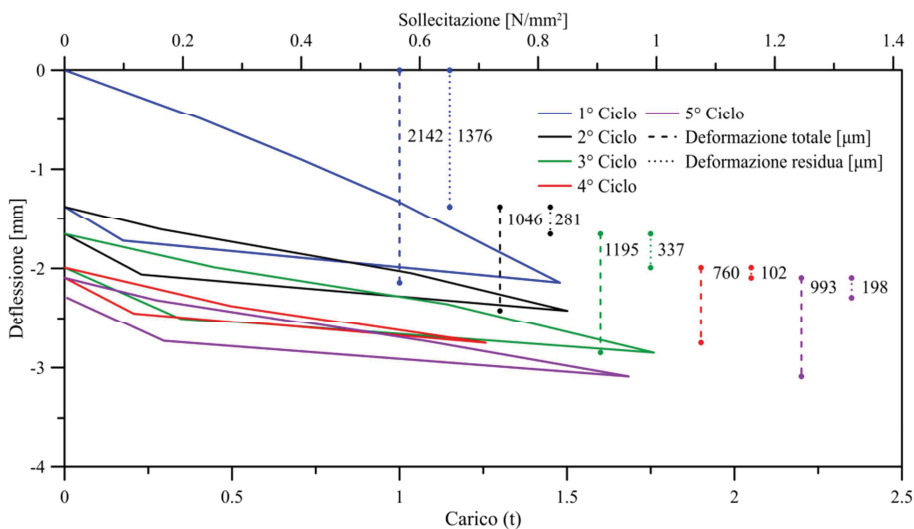


Figura 4.63 – Andamento delle deflessioni D1 (sulla piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

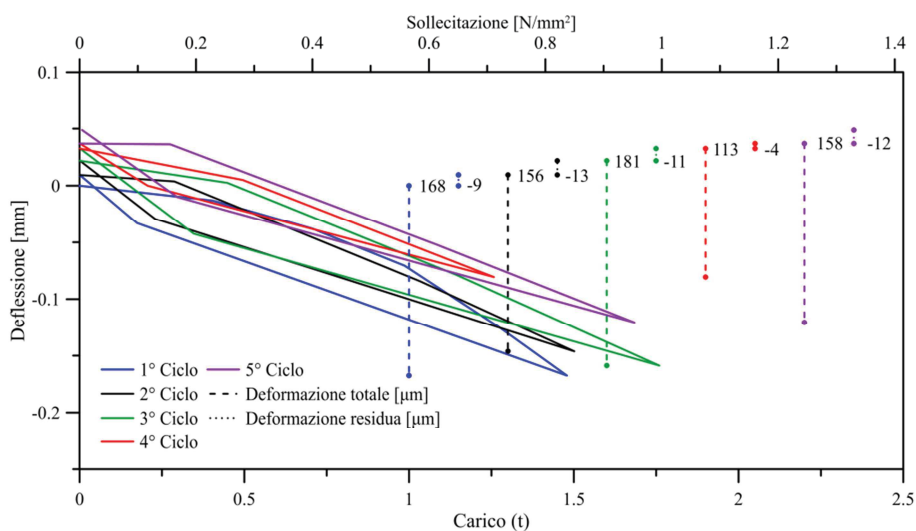


Figura 4.64 – Andamento delle deflessioni D2 (a 19.5 cm dal centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

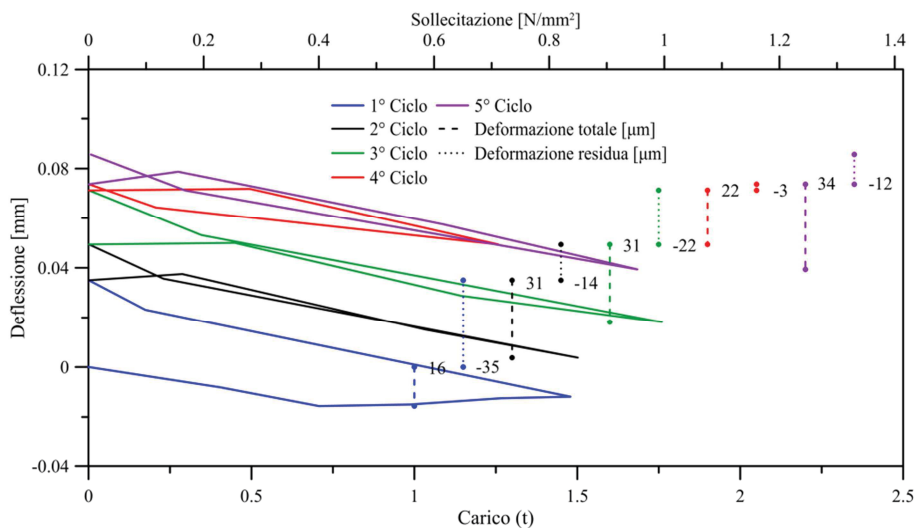


Figura 4.65 – Andamento delle deflessioni D3 (a 29.5 cm dal centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

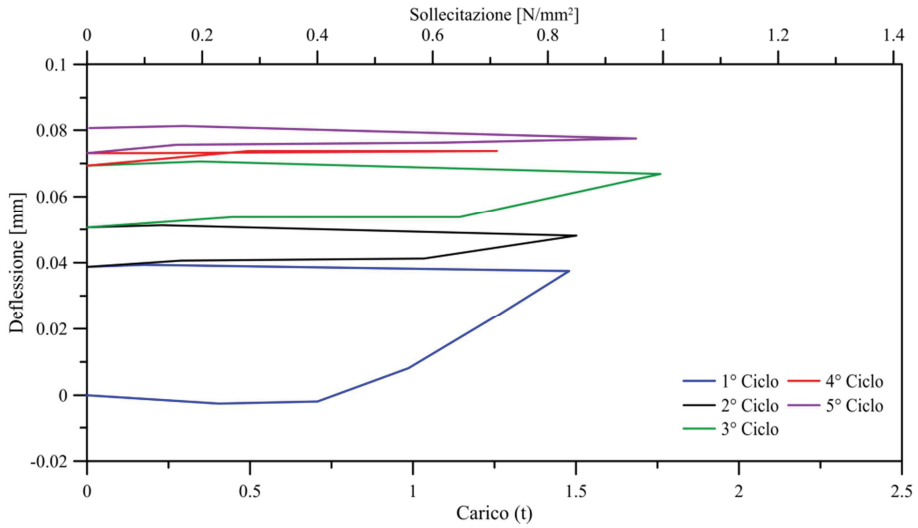


Figura 4.66 – Andamento delle deflessioni D4 (a 37 cm dal centro della piastra) in funzione del carico raggiunto alla fine di ogni step per prove realizzate con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

Tabella 4.8 – Cedimento corrispondente all'incremento di pressione di 0.2 N/mm² (tra 0.55 e 0.75 N/mm²) e modulo di deformazione equivalente (M_{d-eq}) ad ogni ciclo della prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

Ciclo	Δs [mm]	M_{d-eq} [N/mm ²]
1°	0.281	107
2°	0.112	269
3°	0.102	293
4°	0.122	245
5°	0.100	301

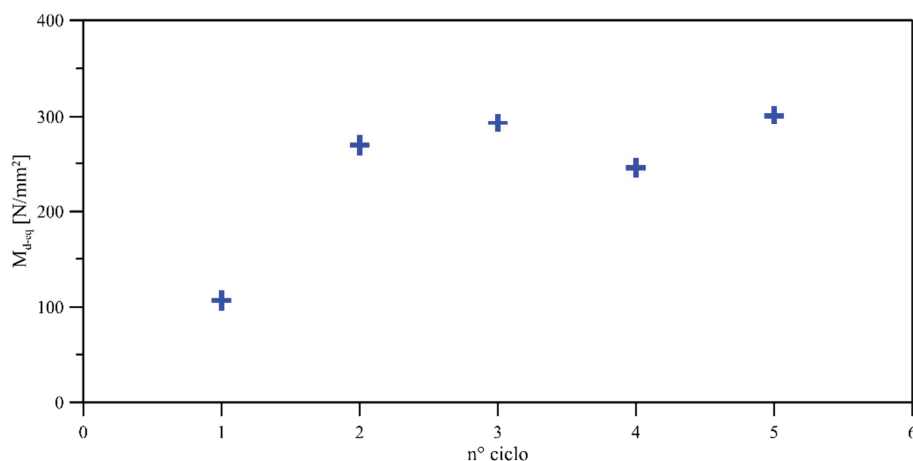


Figura 4.67 – Andamento del modulo di deformazione equivalente (M_{d-eq}) ad ogni ciclo della prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

Anche in questo caso il modulo di deformazione equivalente cresce ad ogni ciclo di carico ad indicare che la pavimentazione si irrigidisce ad ogni ciclo di carico ad esclusione del quarto ciclo in cui tale valore appare più basso: questo è dovuto ai pochi punti a disposizione per la determinazione delle deflessioni utili al calcolo di tale modulo. A causa del limitato numero di step di carico eseguiti non è però possibile determinare l'andamento futuro di tale indicatore.

Per quanto riguarda l'andamento delle deflessioni a 19.5 ed a 29.5 cm dal centro della piastra la pavimentazione mostra un totale recupero delle deformazioni ed alla fine di ogni ciclo in realtà il punto analizzato si trova ad una quota superiore di quella in cui si trovava all'inizio del ciclo stesso.

Le analisi fino ad ora effettuate si basano su misure puntuali: poiché le pavimentazioni ad elementi lapidei sono pavimentazioni discontinue costituite da singoli elementi che possono subire spostamenti differenziali si è deciso di analizzare gli spostamenti attraverso rilievi fotogrammetrici secondo la procedura descritta nel paragrafo 4.9.2.3. Durante l'elaborazione dei dati la prima serie di fotografie (corrispondenti all'istante 00 prima dell'applicazione del carico) e l'ultima (corrispondente all'istante 23 del completo scarico della pavimentazione del secondo ciclo di carico) non hanno trovato riscontro all'interno del programma ed è stato necessario eliminarle. Questo potrebbe essere dovuto ad una rotazione

iniziale della fotocamera ed a una cattiva messa a fuoco iniziale. Gli istanti analizzati sono rappresentati in **Figura 4.68**

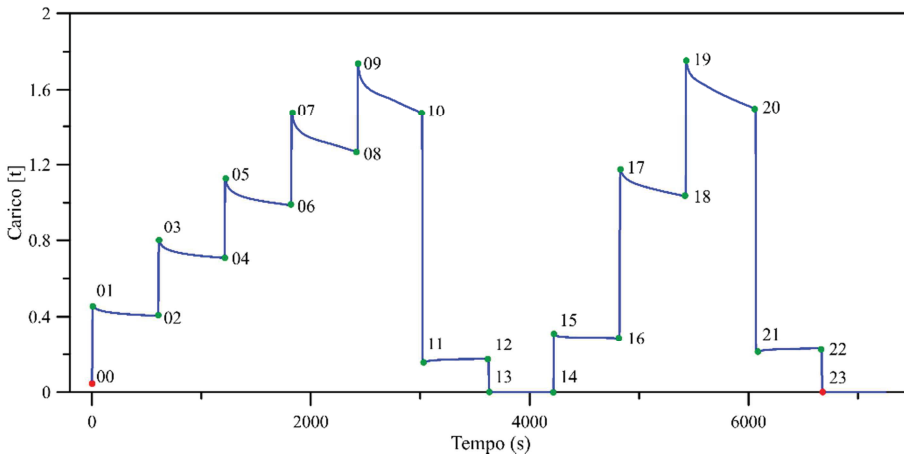


Figura 4.68 – Istanti analizzati attraverso rilievi fotogrammetrici per la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3: in verde i dati disponibili ed in rosso quelli che non hanno trovato riscontro durante le elaborazioni e che sono stati così scartati.

Attraverso elaborazioni MATLAB si sono ottenute l matrici $m \times n$ (in cui l è il numero di istanti analizzati m ed n sono rispettivamente il numero di discretizzazioni in direzione y ed x della porzione di pavimentazione analizzata) i cui valori rappresentano le quote di ogni punto rispetto al piano preso da riferimento. Ogni discretizzazione corrisponde 0.2 mm nella realtà vale a dire che all'interno di ogni millimetro quadrato si hanno 25 misure. Attraverso ulteriori elaborazioni sono poi stati determinati gli spostamenti verticali ad ogni istante analizzato. Le tolleranze dei dati elaborati sono rappresentate in **Tabella 4.9**. Come si può notare l'errore commesso nella determinazione degli spostamenti verticali è inferiore al decimo di millimetro.

Tabella 4.9 – Tolleranza dei risultati ottenuti attraverso rilievo fotogrammetrico.

Istante	Tolleranza quote [mm]	Tolleranza spostamenti verticali [mm]
01	0	0
02	0.0478	0.06692
03	0.0381	0.05334
04	0.0377	0.05278
05	0.0380	0.0532
06	0.0594	0.08316
07	0.0402	0.05628
08	0.0532	0.07448
09	0.0372	0.05208
10	0.0371	0.05194
11	0.0375	0.0525
12	0.0349	0.04886
13	0.0347	0.04858
14	0.0433	0.06062
15	0.0493	0.06902
16	0.0379	0.05306
17	0.0374	0.05236
18	0.0382	0.05348
19	0.0475	0.0665
20	0.0355	0.0497
21	0.0382	0.05348
22	0.0406	0.05684

Attraverso questa tipologia di analisi è possibile analizzare nel dettaglio cosa accade sulla superficie della pavimentazione nel periodo di 10 minuti quando la piastra viene mantenuta in una posizione costante (intervallo 01-02, 03-04 etc.). Si è quindi deciso di analizzare anche i dati ottenuti con i trasduttori di spostamento e di confrontarli con quelli ottenuti dai rilievi fotogrammetrici. Dall'analisi di tali risultati è però emerso che gli spostamenti all'interno degli intervalli considerati per il trasduttore di spostamento posto a 19.5 cm dal centro della piastra è sempre inferiore al centesimo di millimetro e di segno positivo vale a dire che durante tale fase di attesa la pavimentazione recupera un centesimo di millimetro. Per quanto riguarda invece i dati ottenuti attraverso il rilievo fotogrammetrico alcuni risultati sono rappresentati in **Figura 4.69**: come si può notare in **Figura 4.69a** e **Figura 4.69b**, corrispondenti all'attesa dei dieci minuti relativi al carico massimo rispettivamente del primo e del secondo ciclo di carico, si ha un leggero aumento degli spostamenti vicino alla zona caricata. Tale variazione non è però facilmente determinabile poiché è prossima alla tolleranza della determinazione degli

spostamenti stessi. Per quanto riguarda invece i dieci minuti di attesa a pavimentazione completamente scarica (**Figura 4.69c**) tale variazione non si presenta. La massima variazione osservata si ha nell'attesa tra gli istanti 05 e 06 (**Figura 4.69d**) in cui si ha un aumento delle deflessioni vicino alla piastra di carico. In generale tali variazioni sono trascurabili rispetto alle deflessioni totali subite durante la prova e sono confrontabili alla tolleranza delle elaborazioni effettuate.

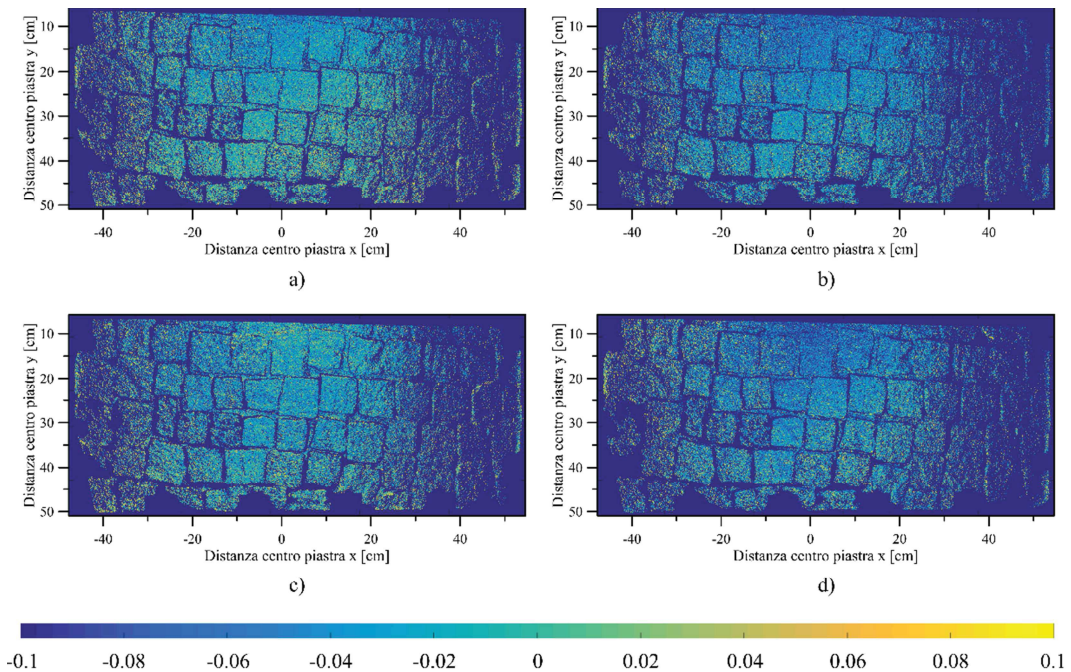


Figura 4.69 – Variazione nello stallo di 10 minuti a) picco del primo ciclo tra gli istanti 09 e 10 b) picco del secondo ciclo tra gli istanti 19 e 20 c) minimo tra i due cicli tra gli istanti 13 e 14 d) massima variazione osservata tra gli istanti 5 e 6 durante la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

A questo punto si è proceduto all'analisi delle deflessioni totali nel primo e nel secondo ciclo di carico. L'istante temporale rispetto al quale sono state eseguite le analisi (poiché manca l'elaborazione dell'istante 00) è l'istante 01, appena dopo l'applicazione del primo ciclo di carico. I risultati relativi al primo ed al secondo ciclo di carico sono rappresentati rispettivamente in **Figura 4.70** e **Figura 4.71**

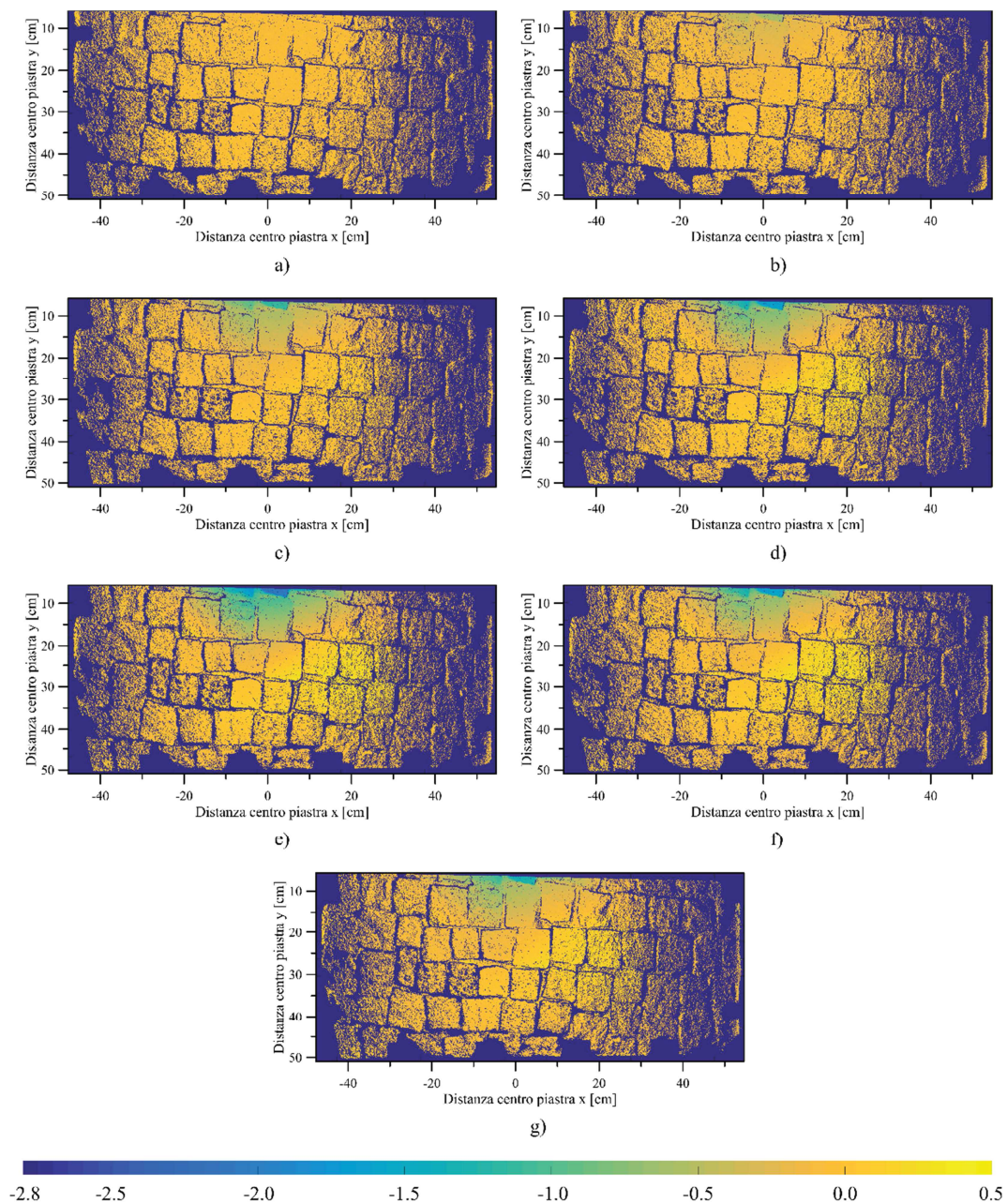


Figura 4.70 – Variazione deflessioni nel primo ciclo di carico rispetto all’istante 1 (1°Step di carico): a) istante 01; b) istante 03; c) istante 05; d) istante 07; e) istante 09; f) istante 11 e g) istante 13 durante la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

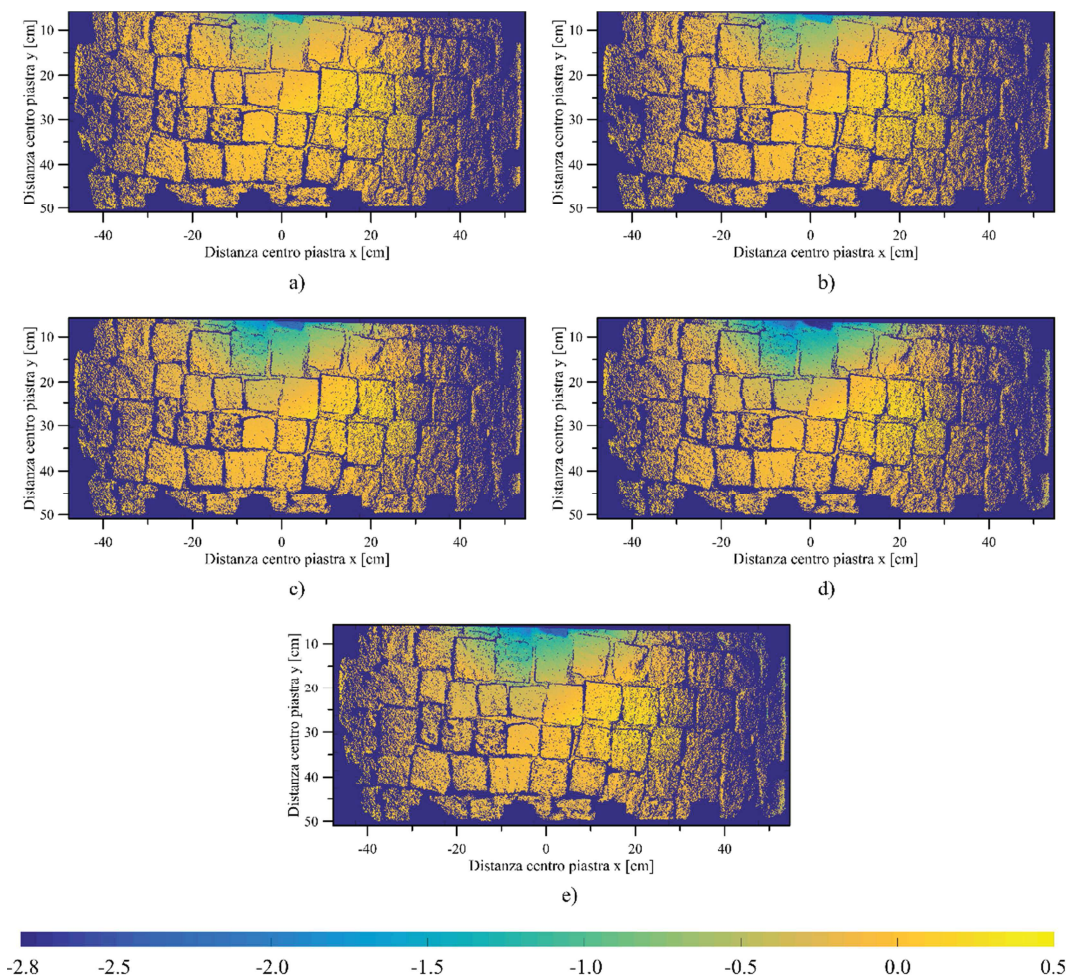


Figura 4.71 – Variazione deflessioni nel secondo ciclo di carico rispetto all’istante 1 (1°Step di carico): a) istante 13; b) istante 15; c) istante 17; d) istante 19 ed e) istante 21 durante la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

Come si può notare gli elementi che subiscono lo spostamento maggiore sono quelli che sono direttamente caricati dalla piastra e indicati con E1 ed E2 in **Figura 4.72** e **Figura 4.73**. Tali elementi subiscono un notevole spostamento differenziale rispetto agli elementi adiacenti ed indicati con E3 ed E4. Per tale motivo si è deciso di quantificare tale differenza di spostamento attraverso l’analisi di punti che si trovano sul bordo degli elementi E1 ed E3 e successivamente E2 ed E4. La determinazione degli spostamenti in questi punti è stata determinata come media dei valori ottenuti su 1 mm^2 . I risultati ottenuti sono rappresentati in **Figura**

4.74 e **Figura 4.75**. Come si può notare per entrambi i punti analizzati tale differenza cresce all'avanzare della prova: per quanto riguarda gli spostamenti degli elementi E2 ed E4 si ha che lo spostamento di E2 è circa 1.2 volte lo spostamento di E4 (**Figura 4.75**), mentre lo spostamento di E1 è pari circa a 2 volte lo spostamento di E3 (**Figura 4.74**).



Figura 4.72 – Elementi direttamente caricati dalla piastra E1 ed E2 ed elementi adiacenti E3 ed E4 durante la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3

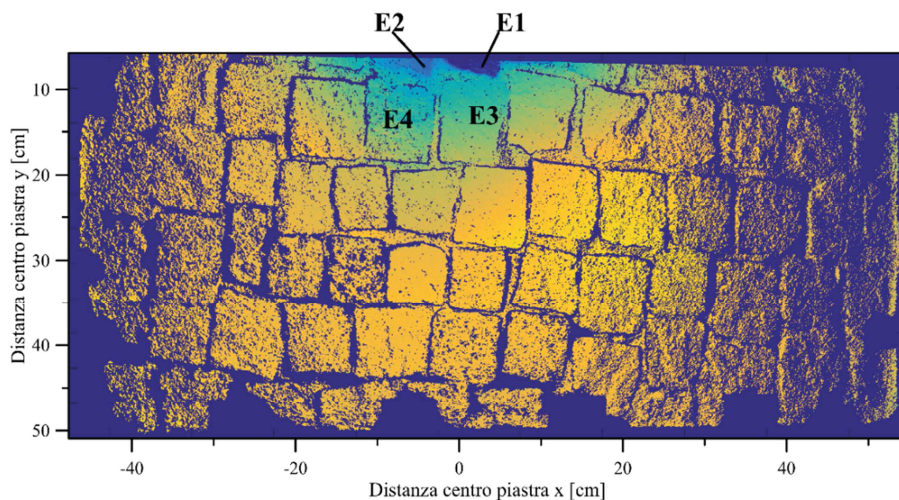


Figura 4.73 - Elementi direttamente caricati dalla piastra E1 ed E2 ed elementi adiacenti E3 ed E4 durante la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3

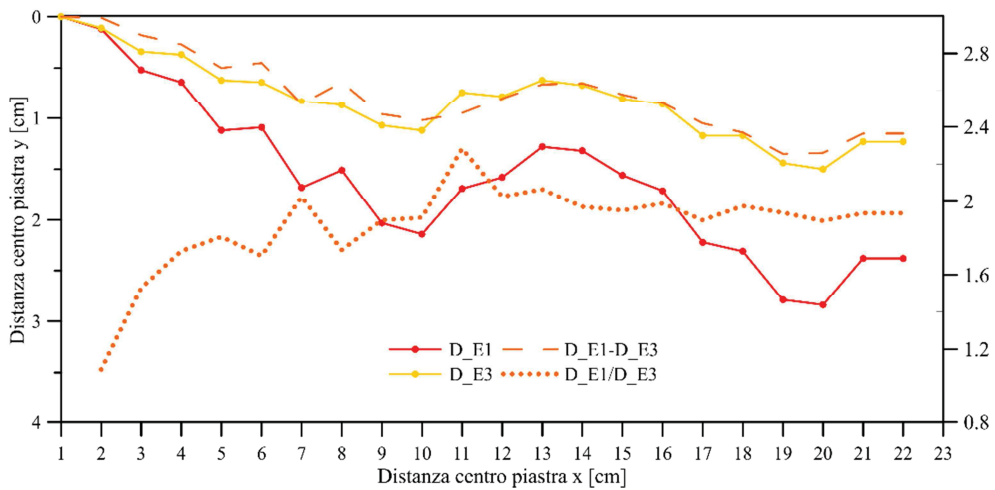


Figura 4.74 – Andamento degli spostamenti degli elementi E1 ed E3 determinati con rilievo fotogrammetrico durante la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

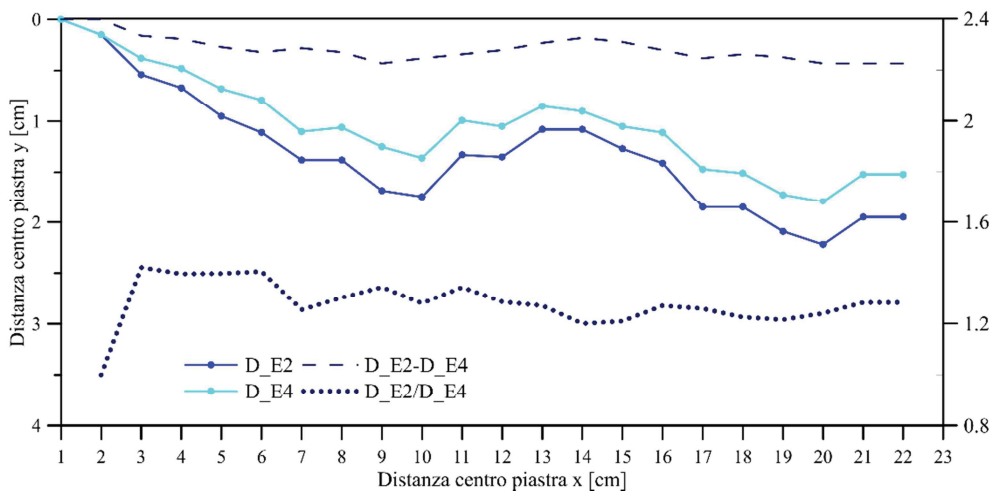


Figura 4.75 – Andamento degli spostamenti degli elementi E2 ed E4 determinati con rilievo fotogrammetrico durante la prova realizzata con pressa dinamica sulla pavimentazione dello Schema 3.

Questo sta ad indicare la non ottimale collaborazione tra gli elementi costituenti la pavimentazione. Come già sottolineato in altri studi realizzati su pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo questo potrebbe essere dovuto al supporto aventi scarse caratteristiche meccaniche: all'aumentare della

rigidezza degli strati della sovrastruttura aumenta infatti la collaborazione tra gli elementi [8–10]. È quindi indispensabile realizzare ulteriori prove in camera di calibrazione per analizzare gli strati della sovrastruttura influenzino il comportamento di tali pavimentazioni.

4.10 Bibliografia

- [1] B.C. Panda, A.K. Ghosh, Structural behavior of concrete block paving. I: Sand in bed and joints, *J. Transp. Eng.* 128 (2002) 123–129. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:2(123).
- [2] M.N. Soutsos, K. Tang, H.A. Khalid, S.G. Millard, The effect of construction pattern and unit interlock on the structural behaviour of block pavements, *Constr. Build. Mater.* 25 (2011). doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.04.002.
- [3] W. Lin, D. Kim, S. Ryu, H. Hao, Y.-E. Ge, Y.-H. Cho, Evaluation of the load dissipation behavior of concrete block pavements with various block shapes and construction patterns, *J. Mater. Civ. Eng.* 30 (2018). doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002113.
- [4] A.G.I., Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Associazione Geotecnica Italiana, 1977.
- [5] R. Lancellotta, *Geotecnica*, Zanichelli, 2012.
- [6] P. Fleming, M. Frost, J. Lambert, Review of Lightweight Deflectometer for Routine In Situ Assessment of Pavement Material Stiffness, *Transp. Res. Rec.* 2004 (2007) 80–87. doi:10.3141/2004-09.
- [7] M.A. Mooney, P.K. Miller, Analysis of Lightweight Deflectometer Test Based on In Situ Stress and Strain Response, *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 135 (2009) 199–208. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:2(199).
- [8] G. Mahapatra, K. Kalita, Effects of Interlocking and Supporting Conditions on Concrete Block Pavements, *J. Inst. Eng. Ser. A.* 99 (2018) 29–36. doi:10.1007/s40030-018-0267-x.
- [9] Y. Zhou, Z. Tan, H. Hu, Structural responses of port interlocking concrete block pavements based on a three-dimensional mechanistic model, in: *Geotech. Spec. Publ.*, 2014: pp. 200–211. doi:10.1061/9780784413418.021.
- [10] W.K. Mampearachchi, W.P.H. Gunarathna, Finite-element model approach to determine support conditions and effective layout for concrete block paving, *J. Mater. Civ. Eng.* 22 (2010) 1139–1147. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000118.

Capitolo 5

Modellazione numerica delle pavimentazioni ad elementi lapidei

5.1 Introduzione

Fin dagli anni '80 numerose modellazioni numeriche sono state realizzate per analizzare il comportamento di pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo soggetti a carichi verticali e orizzontali nonché per trovare un'ideale metodologia per il loro dimensionamento.

Uno dei primi tentativi di analizzare pavimentazioni discontinue attraverso l'utilizzo degli Elementi Finiti risale al 1984 [1]. In tale studio i giunti furono modellati come un insieme di molle che trasmettono parte del carico proporzionalmente alla differenza degli spostamenti tra i due lati di un giunto (**Figura 5.1**) mentre alla fondazione fu assegnato un comportamento alla Winkler. Modelli simili sono stati adottati da altri autori che considerano gli elementi collegati da molle in simulazioni bidimensionali o tridimensionali [2–9]. Altri modelli bi- e tri-dimensionali sono stati sviluppati modellando ogni componente della pavimentazione con elementi bi- o tri-dimensionali caratterizzati da un comportamento elastico lineare [10–13] o talvolta plastico alla Druker Prager [14,15]. In altri studi, basati su risultati di prove di laboratorio, i giunti sono stati modellati in direzione tangenziale come contatto attritivo anisotropo ed in direzione normale come contatto elastico non lineare come già descritto nel Paragrafo 3.4 [16,17]. Tutte queste modellazioni hanno per oggetto

pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo mentre, come già sottolineato nel Capitolo 3 pochissimi studi hanno avuto per oggetto pavimentazioni ad elementi lapidei [18–20].

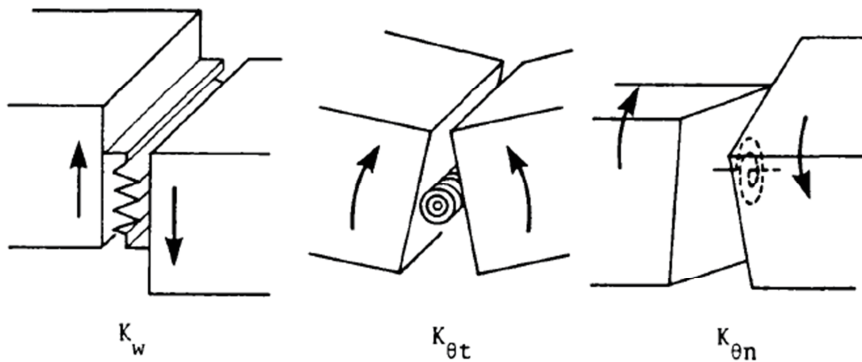


Figura 5.1 – Modellazione di giunti di pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo [4].

Sulla base di quanto descritto si è deciso di effettuare una serie di analisi su pavimentazioni ad elementi lapidei soggette a carichi verticali e orizzontali.

Per quanto riguarda l'analisi del comportamento di tali pavimentazioni nei confronti dei carichi verticali si è deciso di utilizzare il software ANSYS; tale modellazione è stata tarata su parte dei risultati ottenuti all'interno della camera di calibrazione descritta nel Capitolo 4. In base poi al modello tarato si è analizzata l'influenza di alcuni parametri, come la dimensione degli elementi e l'apparecchiatura, sul comportamento di tali pavimentazioni soggette a carichi verticali. Per quanto riguarda invece il comportamento di tali pavimentazioni soggette a carichi orizzontali si è deciso di utilizzare il software open source Chrono e le classi della relativa libreria (Chrono::Engine). Oggetto di tale studio è stato in una prima fase lo sviluppo di nuove classi che permettessero di descrivere in modo più dettagliato il comportamento reale dei giunti, vale a dire l'interazione tra i singoli elementi costituenti la pavimentazione. In una seconda fase si è analizzata l'influenza dell'apparecchiatura e della dimensione degli elementi sul comportamento di tali pavimentazioni soggette a carichi orizzontali. Tali simulazioni al momento sono prive di taratura all'interno della camera di calibrazione anche se sono già state predisposte alcune prove di apprestamento sperimentale.

5.2 Analisi di pavimentazioni soggette a carichi verticali

Le pavimentazioni ad elementi lapidei sono pavimentazioni discontinue in cui, come abbiamo già ampiamente sottolineato, gli elementi non lavorano in maniera indipendente ma collaborano tra di loro contribuendo alla stabilità dell'intera struttura. Per modellare il comportamento di tali pavimentazioni soggette a carichi verticali, si è deciso di utilizzare il software ANSYS. L'obiettivo di tale simulazione agli Elementi Finiti è quello di analizzare come i vari parametri che caratterizzano le pavimentazioni ad elementi lapidei, e più precisamente, la dimensione degli elementi, l'apparecchiatura ed il materiale lapideo utilizzato influenzino il comportamento dell'intera opera soggetta a carichi verticali. Per la prima taratura di tale modello ci si è basati sui risultati ottenuti all'interno della camera di calibrazione attraverso prove deflettometriche a massa battente con DYNATEST 3031 LWD.

5.2.1 Descrizione generale del software ANSYS

ANSYS, come gran parte dei software per la modellazione agli elementi finiti, è principalmente suddiviso in tre parti vale a dire *preprocessor*, *solution processor* e *postprocessor*. All'interno del *preprocessor* viene realizzato il modello cioè viene realizzata la geometria, vengono definiti i materiali e le relative caratteristiche meccaniche, viene generata la mesh e determinati i contatti tra i vari elementi. All'interno del *solution processor* vengono definite le condizioni al contorno ed applicati i carichi, ed è in questa fase che viene generata la soluzione. All'interno del *postprocessor* possono invece essere visualizzati i risultati, sia in 3-D, sia in forma grafica o tabellare.

5.2.2 Problema analizzato

In questa fase si è deciso di riprodurre attraverso una modellazione agli elementi finiti le prove realizzate all'interno della camera di calibrazione descritte nel Capitolo 4, e più precisamente le prove deflettometriche a massa battente. Tale simulazione ha lo scopo di tarare un modello che è stato in seguito utilizzato per analizzare l'influenza della dimensione degli elementi e dell'apparecchiatura sul comportamento di pavimentazioni ad elementi lapidei soggette a carico verticale.

5.2.3 Geometria del modello

Il modello è stato dapprima realizzato in AutoCAD e successivamente importato in ANSYS come file con estensione .sat. All'interno dell'applicazione ANSYS DesignModeler è stato poi possibile, attraverso operazioni booleane, creare geometrie più complesse (ad esempio quella dei giunti come vedremo in seguito).

In questa fase sono state analizzate due geometrie coincidenti con lo Schema 1 e lo Schema 3 analizzati nel capitolo 4 e riportate in **Figura 5.2**.

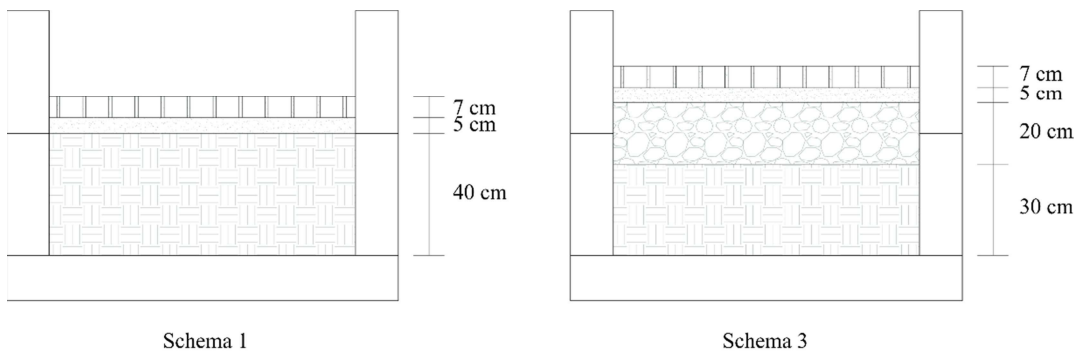


Figura 5.2 – Schemi analizzati con il modello FEM.

Entrambi i modelli avranno quindi dimensioni in pianta pari a 100 x 100 cm. Per quanto riguarda gli spessori dei vari strati per lo Schema 1 saranno pari a:

- 40 cm per lo strato di sottofondo
- 5 cm per lo strato di allettamento in sabbia

mentre per lo Schema 3 saranno pari a:

- 30 cm per lo strato di sottofondo
- 20 cm per lo strato in materiale granulare frantumato
- 5 cm per lo strato di allettamento in sabbia.

Per quanto riguarda gli elementi lapidei le caratteristiche geometriche dei cubetti in porfido commercialmente disponibile sono rappresentate in **Tabella 5.1** [21].

Tabella 5.1 – Pezzature dei cubetti in porfido

Classe Cubetto	Lato [cm]	Altezza [cm]	Peso [Kg/m ³]	N°pezzi/m ²
4/6	Variabile da 4 a 7	Variabile da 4 a 6	ca. 100	ca 290-300
6/8	Variabile da 6 a 9	Variabile da 5.5 a 8	130-135	ca. 155-160
8/10	Variabile da 8 a 12	Variabile da 7.5 a 11	180-190	ca. 95-100
10/12	Variabile da 10 a 14	Variabile da 10 a 13	235-250	ca. 63-67
12/14	Variabile da 12 a 16	Variabile da 12 a 15	250-300	ca. 44-47
14/18	Variabile da 14 a 20	Variabile da 14 a 20	300-350	ca. 27-31

Per la realizzazione dei modelli agli elementi finiti si è deciso di utilizzare elementi tutti uguali tra di loro aventi lato ed altezza pari ai valori medi delle pezzature reali; le dimensioni medie sono mostrate in **Tabella 5.2**. Per la modellazione della pavimentazione dello Schema 1 e dello Schema 3, entrambe realizzate utilizzando elementi appartenenti alla classe 6/8, si sono quindi realizzati blocchetti tutti uguali aventi dimensioni in pianta pari a 7.5x7.5 cm ed altezza pari a 7.0 cm.

Tabella 5.2 – Dimensioni dei cubetti in porfido utilizzate nelle simulazioni agli elementi finiti

Classe Cubetto	Lato [cm]	Altezza [cm]
4/6	5.5	5
6/8	7.5	7
8/10	10	9
10/12	12	11.5
12/14	14	13.5
14/18	17	17

Per quanto riguarda invece i giunti, essi sono stati modellati come una lastra di sabbia con dei vuoti aventi la forma, la dimensione e la posizione degli elementi in pietra come mostrato in **Figura 5.3**; gli elementi lapidei sono poi stati inseriti in tali vuoti. La larghezza media dei giunti delle pavimentazioni realizzate in camera di calibrazione è stata misurata in superficie con calibro ed è risultata essere compresa tra 8 e 12 mm: per tale ragione si è deciso di realizzare giunti aventi larghezza pari a quella media ovvero 10 mm.

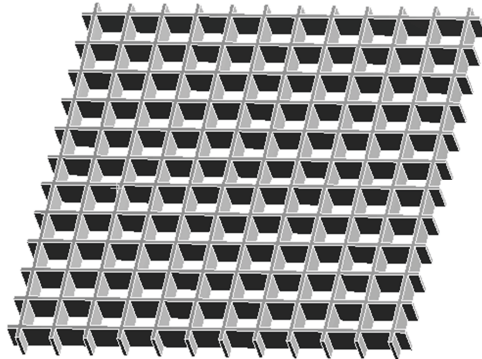
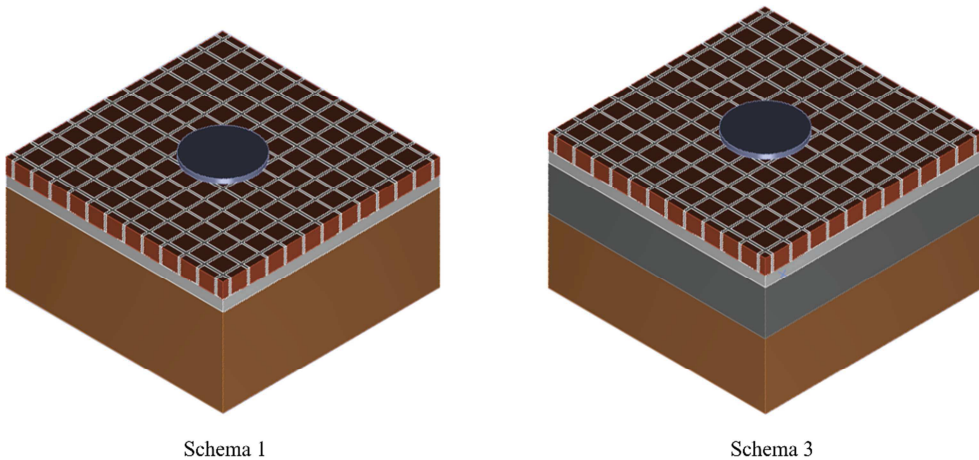


Figura 5.3 – Modello geometria dei giunti.

La prima simulazione e la prima taratura del modello sono state effettuate basandosi sui risultati ottenuti dalle prove deflettometriche a massa battente realizzati con DYNATEST 3031 LWD; per tale ragione il carico è stato applicato attraverso una piastra modellata come un cilindro di acciaio avente diametro di 30 cm ed altezza pari a 2 cm. I modelli geometrici delle due simulazioni sono rappresentati in **Figura 5.4**.



Schema 1

Schema 3

Figura 5.4 – Geometrie dei modelli analizzati

5.2.4 Definizione dei materiali

Parte dei parametri meccanici dei materiali adottati sono stati dedotti analizzando i risultati ottenuti dalle prove deflettometriche a massa battente con il

software LWDmod e precisamente le caratteristiche meccaniche del sottofondo dello Schema 1, e del sottofondo e della base in materiale granulare frantumato dello Schema 3. Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche degli elementi in porfido si sono utilizzati valori riscontrati in letteratura. Infine, per quanto riguarda la sabbia che costituisce sia lo strato di allettamento che il riempimento dei giunti, anche in questo caso si sono ricercati dati presenti in letteratura e riportati in **Tabella 5.3**. Il modulo resiliente viene generalmente ottenuto da prove triassiali e varia in funzione del confinamento attribuito durante la prova. Dall'analisi del comportamento di tale materiale in opera si è però visto che il modulo resiliente dei giunti varia durante la vita della pavimentazione ed in particolare aumenta all'aumentare del numero dei passaggi [22]. Volendo tarare il modello agli elementi finiti sulle prove effettuate in camera di calibrazione si sono realizzate diverse simulazioni variando tale modulo al fine di determinare quello più idoneo.

Tabella 5.3 – Tipici valori delle caratteristiche delle sabbie utilizzate per la realizzazione dei giunti e dell'allettamento di pavimentazioni ad elementi disponibili in letteratura.

Modulo resiliente [MPa]	Angolo di attrito interno [°]	Coesione [kPa]	Coefficiente di Poisson	Riferimento
10	-	-	0.26	[13] 2017
10	-	-	0.26	[12] 2016
350	30	10	0.35	[15] 2014
300	-	-	0.3	[16] 2012
10	-	-	0.26	[11] 2010
100	27	0	0.3	[18] 2010
350	41.08	0	0.33	[14] 2006
151	37	1	-	[23] 2003
127	35	2	-	[23] 2003
10 ⁽¹⁾ -100 ⁽²⁾	-	-	-	[22] 1992

(1) Anche inferiore appena dopo la costruzione

(2) Anche superiore dopo un certo numero di passaggi

Poiché attraverso la realizzazione di prove deflettometriche a massa battente si generano carichi impulsivi dall'entità limitata e la componente plastica non è evidente si è deciso di considerare ogni singolo componente avente un comportamento elastico lineare; i parametri delle simulazioni di taratura della Schema 1 e dello Schema 3 sono rappresentati rispettivamente in **Tabella 5.4** e **Tabella 5.5**.

Tabella 5.4 – Proprietà meccaniche utilizzate in ANSYS per la taratura della simulazione basata sullo Schema 1.

Materiale	Modulo elastico E [MPa]	Coefficiente di Poisson ν [-]	Modulo di taglio G [MPa]	Densità ρ [kg/m ³]
Sottofondo	20	0.4	7.14	1600
Sabbia allettamento e giunti	10	0.3	3.85	1600
	300	0.3	115.38	1600
	100	0.3	38.46	1600
	50	0.3	19.23	1600
	20	0.3	7.69	1600
Cubetti in porfido	60000	0.2	25000	2555

Tabella 5.5 – Proprietà meccaniche utilizzate in ANSYS per la taratura della simulazione basata sullo Schema 3.

Materiale	Modulo elastico E [MPa]	Coefficiente di Poisson ν [-]	Modulo di taglio G [MPa]	Densità ρ [kg/m ³]
Sottofondo	24	0.4	10	1600
Materiale granulare frantumato	59	0.3	49	1600
Sabbia allettamento e giunti	10	0.3	3.85	1600
	300	0.3	115.38	1600
	100	0.3	38.46	1600
	50	0.3	19.23	1600
	20	0.3	7.69	1600
Cubetti in porfido	60000	0.2	25000	2555

5.2.5 Scelta degli elementi strutturali e degli elementi di contatto e generazione della mesh

Per la modellazione dei vari materiali è stato utilizzato l'elemento SOLID186, un elemento 3-D a 20 nodi che presenta un comportamento di spostamento quadratico. Tale elemento è definito da 20 nodi con tre gradi di libertà per ogni nodo cioè le traslazioni nodali nelle direzioni x, y e z. La geometria, le posizioni dei nodi e il sistema di coordinate per questo elemento sono mostrati in **Figura 5.5**.

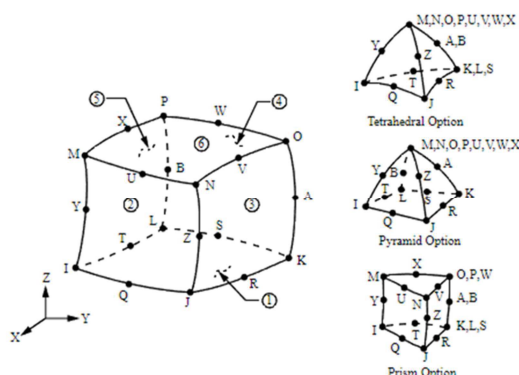


Figura 5.5 – Elemento 3-D a 20 nodi SOLID186

Nell’elemento SOLID186 le pressioni possono essere immesse come carichi di superficie sull’elemento (positive se agenti verso l’interno).

Per quanto riguarda i contatti tra i vari materiali, gli elementi di contatto utilizzati sono CONTA174 e TARGET170. L’elemento CONTA174 (**Figura 5.6**) viene utilizzato per rappresentare il contatto e lo scorrimento tra superfici target 3-D e una superficie deformabile definita appunto da questo elemento. Tale elemento ha le stesse caratteristiche geometriche della superficie dell’elemento solido con il quale è connesso. Esso è definito da 8 nodi e può degenerare in un elemento a 6 nodi in funzione dell’elemento al quale è associato. CONTA174 supporta l’attrito di Coulomb isotropico e ortotropico; per il primo è sufficiente specificare un singolo coefficiente di attrito ed il sistema di coordinate applicabile è quello di default indicato nella **Figura 5.6** dagli assi R ed S.

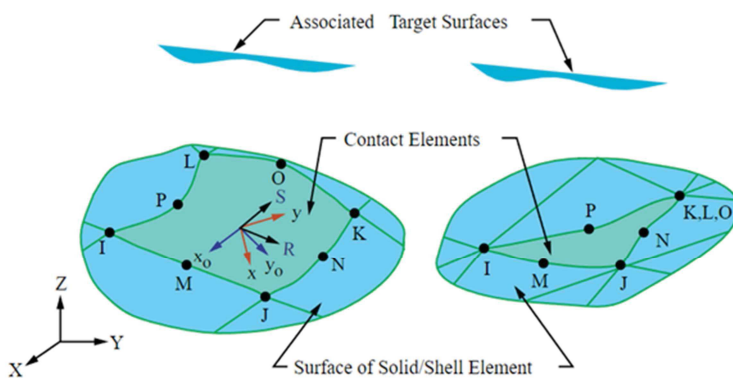


Figura 5.6 – Elemento di contatto CONTA174

Per quanto riguarda la superficie target essa è costituita da una serie di segmenti target: l'elemento target compatibile con l'elemento CONTA174 è l'elemento target 3-D TARGET170 le cui geometrie possibili sono rappresentate in **Figura 5.7**. La superficie target utilizzata è quella quadrilatera ad 8 nodi data la sua compatibilità con le superfici dell'elemento solido utilizzato (SOLID186). La superficie target può essere rigida o deformabile: nel contatto rigido-flessibile la superficie rigida deve essere rappresentata da una superficie target mentre per il contatto flessibile-flessibile una delle superfici deformabili deve essere rappresentata da una superficie target.

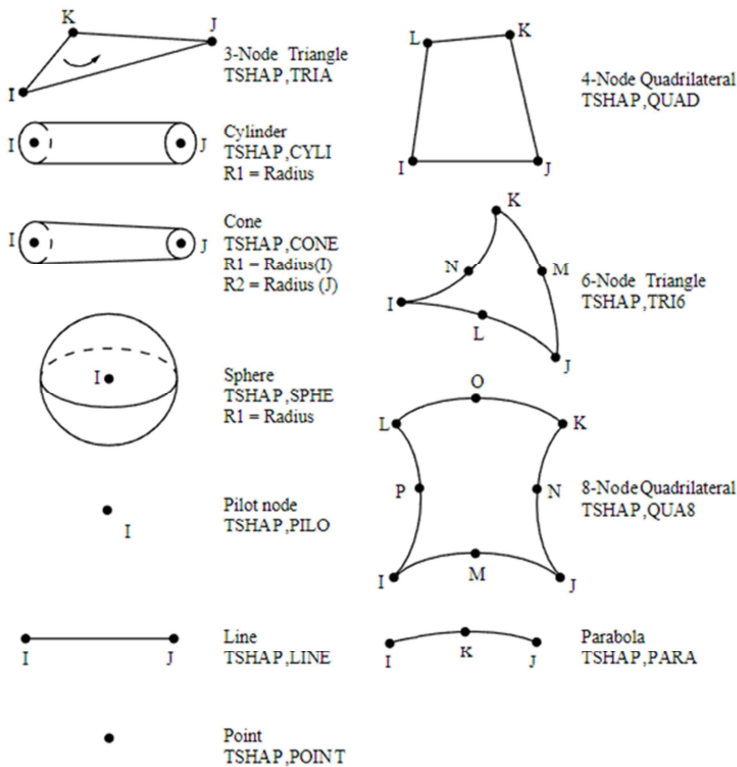


Figura 5.7 – Elemento di contatto TARGET170

Per creare il contatto è necessario associare ad una superficie di contatto una superficie target come mostrato in **Figura 5.8**.

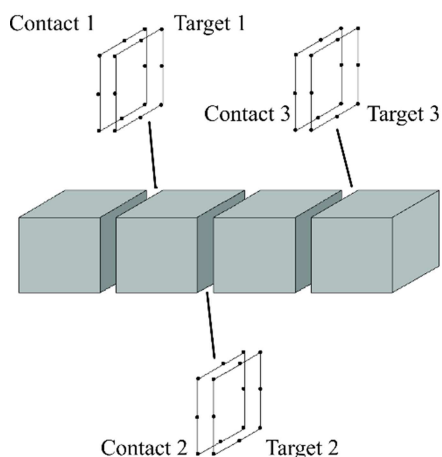


Figura 5.8 – Assegnazione dei contatti in ANSYS.

Per la modellazione dei contatti tra i diversi elementi ANSYS supporta diverse tipologie di contatto rappresentate in **Tabella 5.6**.

Tabella 5.6 – Contatti disponibili in ANSYS

Nome contatto	Distacco superfici	Scorrimento
Bonded	No	No
Rough	Si	No
No separation	No	Si ($\mu=0$)
Frictionless	Si	Si ($\mu=0$)
Frictional	Si	Si se $\tau > \tau_{lim}$

Per tali simulazioni sono stati utilizzati il contatto *bonded* ed il contatto *frictional*. Per quanto riguarda il contatto *bonded* esso non consente né lo scorrimento né la separazione tra le facce. Questo tipo di contatto consente quindi una soluzione lineare poiché l'area di contatto non cambierà durante l'applicazione del carico. Per quanto riguarda il contatto *frictional* di ANSYS esso si basa sul modello d'attrito di Coulomb definito nell' Eq. 5.1, Eq. 5.2 ed Eq. 5.3 e rappresentato in **Figura 5.9** secondo il quale due superfici a contatto possono sopportare una sollecitazione di taglio $|\tau|$: finché $|\tau|$ risulta inferiore a alla sollecitazione di attrito limite τ_{lim} non si verifica nessuno spostamento tra le due superfici; una volta raggiunta τ_{lim} le superfici a contatto inizieranno a scivolare l'una sull'altra.

$$\tau_{lim} = \mu \times P + b \quad \text{Eq. 5.1}$$

$$|\tau| \leq \tau_{lim} \quad \text{Eq. 5.2}$$

$$|\tau| = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \quad \text{Eq. 5.3}$$

dove μ è il coefficiente di attrito isotropico, P è la pressione normale di contatto e b è la coesione del contatto.

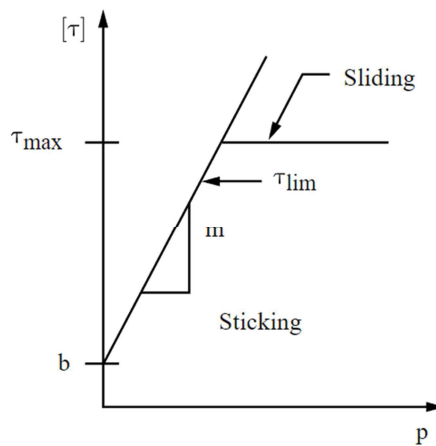


Figura 5.9 – Modello di attrito di Coulomb utilizzato da ANSYS.

Per quanto riguarda i contatti tra sottofondo e allettamento dello Schema 1 e i contatti tra sottofondo e strato in materiale granulare e tra quest'ultimo e l'allettamento dello Schema 3 si è deciso di utilizzare il contatto bonded. Inoltre, poiché si è deciso di inserire come input anche le caratteristiche meccaniche della sabbia dello strato di allettamento e di riempimento dei giunti, anche il contatto tra elementi e giunti e tra elementi e allettamento è stato assunto come bonded.

Il contatto frictional è stato invece utilizzato sia nella modellazione dello Schema 1, sia nella modellazione dello Schema 3 per simulare il contatto tra la piastra di carico e la superficie della pavimentazione; il coefficiente di attrito è stato fissato pari a 0.6.

Per quanto riguarda le dimensioni delle mesh sono state eseguite analisi preliminari per determinare come questa influisse sui risultati. Si sono quindi variate le dimensioni delle mesh dei vari componenti e si è optato per quelle

dimensioni al di sotto del quale non vi fossero apprezzabili differenze di comportamento e che permettessero tempi di risoluzione contenuti. Le dimensioni massime delle mesh utilizzate sono quindi di 3 cm per tutte le componenti ad esclusione dei giunti per la quale è stata selezionata una dimensione massima di 1 cm. I modelli sono rappresentati in **Figura 5.10**.

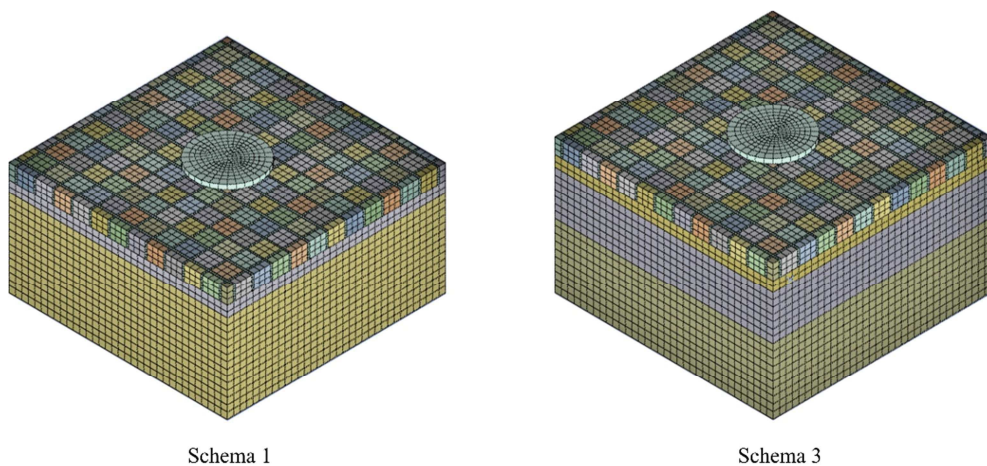


Figura 5.10 – Generazione delle mesh dei modelli analizzati

5.2.6 Carichi applicati e condizioni al contorno

Il carico applicato in superficie per tramite della piastra è stato fatto variare nel range 40-110 kN, come da esito delle prove eseguite all'interno della camera di calibrazione. Tale carico è stato applicato in modo statico lineare come in precedenti studi [12].

Per quanto riguarda le condizioni al contorno, gli spostamenti verticali ed orizzontali sono inibiti sulla superficie della base, mentre, per quanto riguarda le quattro superfici laterali, sono stati inibiti gli spostamenti orizzontali. Le condizioni di carico e le condizioni al contorno sono rappresentate in **Figura 5.11** e **Figura 5.12**.

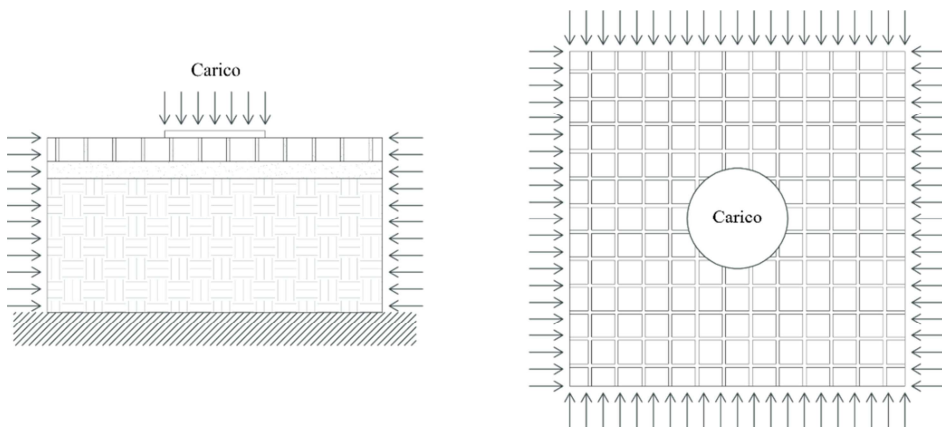


Figura 5.11 – Condizioni al contorno e condizioni di carico per lo Schema 1.

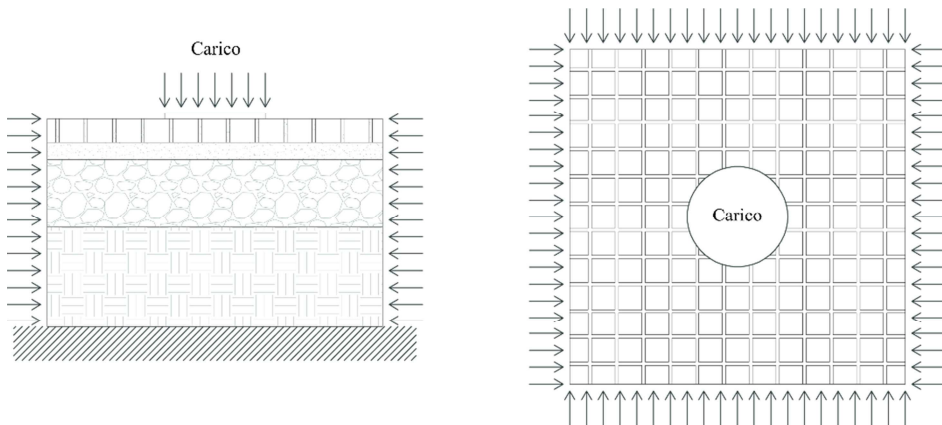


Figura 5.12 – Condizioni al contorno e condizioni di carico per lo Schema 3.

In **Tabella 5.7** sono riassunti i dati caratteristici dei modelli analizzati

Tabella 5.7 – Dati caratteristici dei modelli analizzati.

Parametri del modello	Range	Schema 3 cubetti 6/8
n° di cubetti in porfido	49-289	168
n° superfici di contatto	110-607	363
n° elementi	36'767-49'119	42'662
n° nodi	229'260-289'323	258'822
tempo totale CPU [s]	1'050-4'319	2'668
memoria massima utilizzata [MB]	2'442-5'487	3'083
n° elaborazioni eseguite	32	-

5.2.7 Risultati ottenuti e taratura

Per quanto riguarda lo Schema 1 sono state effettuate simulazioni applicando le sollecitazioni di 100 kPa; per questa condizione di carico si sono fatti variare i valori del modulo elastico della sabbia di riempimento dei giunti e dell'allettamento utilizzando i dati di letteratura per le pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo (**Tabella 5.4**). Si sono dapprima eseguite simulazioni considerando il modulo minimo e quello massimo riscontrati in letteratura (10 MPa e 300 MPa) dopodiché si sono analizzati valori intermedi fino a giungere a quello che meglio rappresenta il comportamento reale della pavimentazione. I risultati ottenuti per il carico di 100 kPa sono rappresentati in **Figura 5.13**.

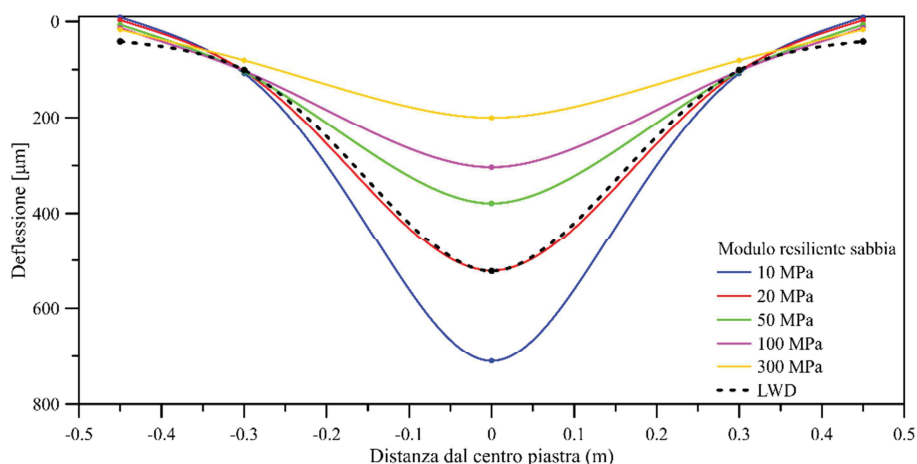


Figura 5.13 – Andamento del bacino di deflessione al variare del modulo resiliente utilizzato per la modellazione della sabbia di allettamento e di riempimento dei giunti

Come si può notare la miglior sovrapposizione tra i risultati ottenuti in camera di calibrazione e quelli ottenuti attraverso modellazione agli elementi finiti si riscontra utilizzando un modulo elastico della sabbia pari a 20 MPa.

Sulla base di ciò si è deciso di analizzare come varia tale sovrapposizione al variare del carico applicato. I risultati ottenuti per carichi compresi tra 40 e 110 kPa sono rappresentati in **Figura 5.14** e **Tabella 5.8**.

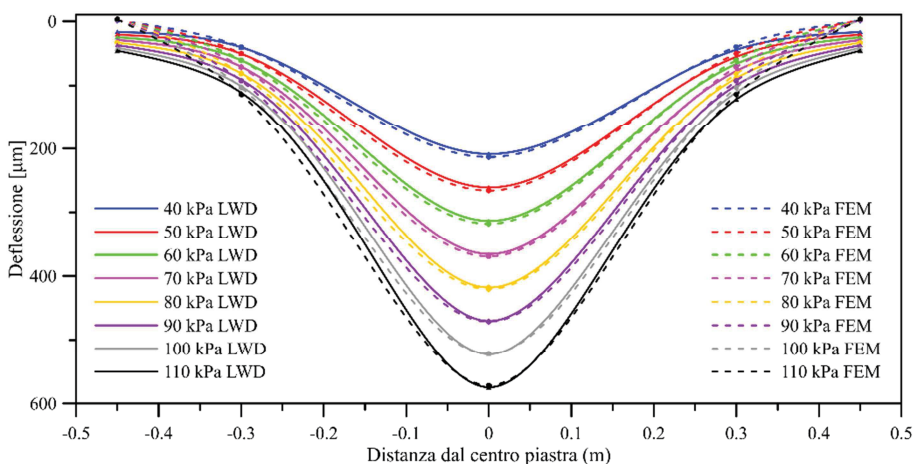


Figura 5.14 – Confronto bacini di deflessione a varie sollecitazioni applicate tra risultati ottenuti con modellazione FEM e l’interpolazione lineare dei dati sperimentali per lo Schema 1.

Tabella 5.8 – Differenze tra risultati ottenuti tramite modellazione FEM e interpolazione lineare dei dati sperimentali per lo Schema 1.

Sollecitazione applicata [kPa]	$\Delta D1$ [%]	$\Delta D2$ [%]	$\Delta D3$ [%]
40	-2.29	9.70	108.02
50	-1.87	9.17	107.83
60	-1.43	8.61	107.63
70	-1.01	8.08	107.42
80	-0.61	7.57	107.22
90	-0.21	7.08	107.02
100	0.17	6.63	106.83
110	0.53	6.19	106.64

Come si può osservare, il modello analizzato rappresenta bene il comportamento della pavimentazione testata all’interno della camera di calibrazione. Con tale modello si compie un errore massimo del 2.3% per quanto riguarda la deflessione al centro della piastra (D1). Dalla **Figura 5.15**, risultato della modellazione agli elementi finiti, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi si sovrappongono per tutto il range di sollecitazioni. Per quanto riguarda la deflessione a 30 cm dal centro della piastra (D2) si ha invece un errore massimo del 9.7 %. In quest’ultima posizione, come si può osservare in **Figura 5.16**, per sollecitazioni comprese tra 40 e 70 kPa il modello agli elementi finiti rappresenta il comportamento reale della

pavimentazione in modo migliore rispetto all'interpolazione lineare dei dati sperimentali. Diverso è per la deflessione a 45 cm dal centro della piastra (D3) in cui il modello, come si può vedere dalla **Figura 5.17**, restituisce una deflessione positiva, cioè uno spostamento verso l'alto della superficie pavimentata in tale punto. Tale differenza può essere in gran parte dovuta alla tipologia di condizione al contorno scelta per la modellazione che in alcuni casi può risultare differente dalla realtà osservata all'interno della camera di calibrazione. Come si può infatti notare in **Figura 5.18** nel modello agli elementi finiti gli elementi lapidei sono sempre soggetti alle condizioni al contorno di movimento impedito in direzione orizzontale mentre all'interno della camera di calibrazione talvolta tra elemento lapideo e manufatto in calcestruzzo vi è un giunto in sabbia.

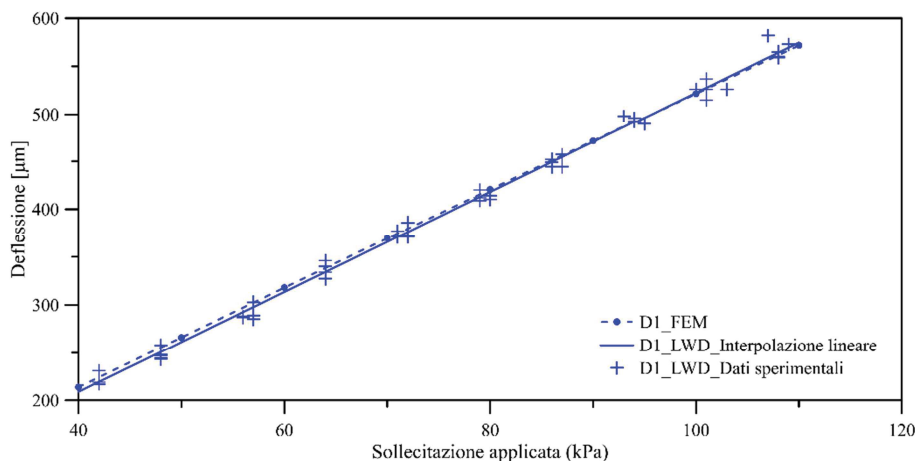


Figura 5.15 – Valori della deflessione al centro della piastra (D1) per lo Schema 1: confronto tra i risultati ottenuti dalla modellazione FEM, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi.

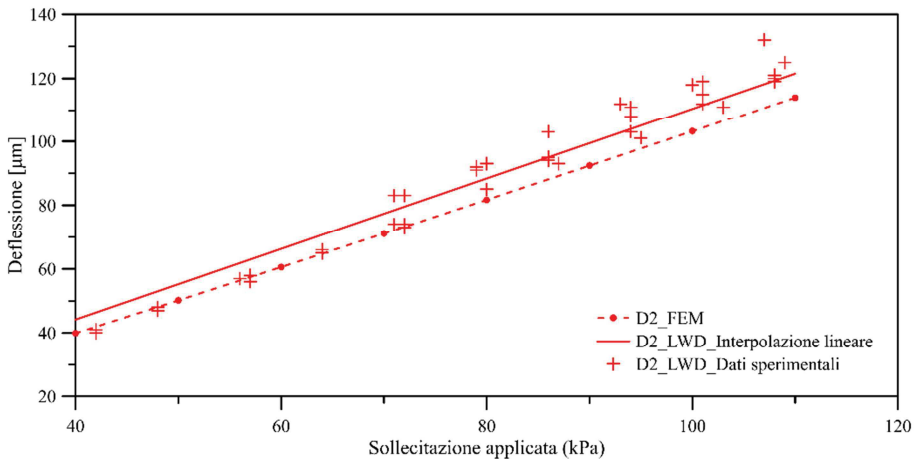


Figura 5.16 – Valori della deflessione a 30 cm dal centro della piastra (D2) per lo Schema 1: confronto tra i risultati ottenuti dalla modellazione FEM, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi.

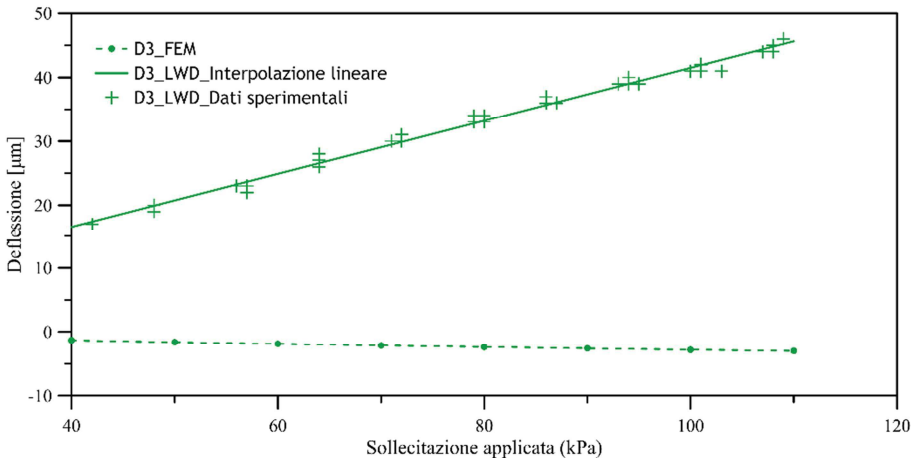


Figura 5.17 – Valori della deflessione a 45 cm dal centro della piastra (D3) per lo Schema 1: confronto tra i risultati ottenuti dalla modellazione FEM, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi.



Figura 5.18 – Confronto condizioni al contorno tra modello FEM e camera di calibrazione

Sulla base dei risultati ottenuti dalle simulazioni effettuate sullo Schema 1 si è deciso di realizzare le medesime simulazioni anche per lo Schema 3. In questo caso i risultati ottenuti sono rappresentati in **Figura 5.19** e **Tabella 5.9**.

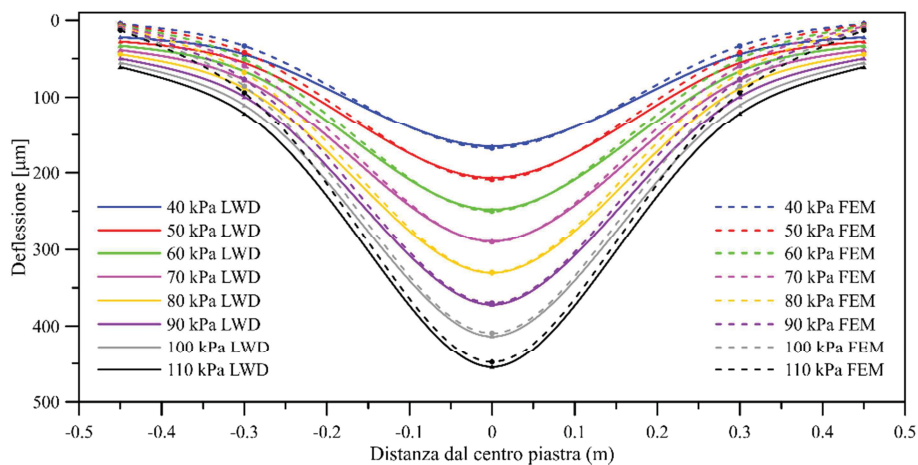


Figura 5.19 – Confronto bacini di deflessione a varie sollecitazioni applicate tra risultati ottenuti con modellazione FEM e l’interpolazione lineare dei dati sperimentali per lo Schema 3.

Tabella 5.9 – Differenze tra risultati ottenuti tramite modellazione FEM e interpolazione lineare dei dati sperimentali per lo Schema 2.

Sollecitazione applicata [kPa]	$\Delta D1$ [%]	$\Delta D2$ [%]	$\Delta D3$ [%]
40	-1.64	24.52	79.17
50	-1.18	24.21	79.08
60	-0.71	23.86	78.98
70	-0.26	23.53	78.88
80	0.20	23.20	78.78
90	0.62	22.90	78.68
100	1.03	22.61	78.58
110	1.43	22.33	78.49

Come si può notare tale modello rappresenta bene il comportamento della pavimentazione testata all'interno della camera di calibrazione al centro della piastra infatti si compie un errore massimo dell'1.64 % per quanto riguarda la deflessione in questo punto (D1): come si può vedere dalla **Figura 5.20** i risultati della modellazione agli elementi finiti, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi si sovrappongono abbastanza bene soprattutto per sollecitazioni superiori a 65 kPa. Per quanto riguarda la deflessione a 30 cm dal centro della piastra (D2) si ha invece un errore massimo del 24.2 % che tende a diminuire all'aumentare della sollecitazione applicata. In quest'ultima posizione, come si può osservare in **Figura 5.21**, il modello agli elementi finiti si discosta dal comportamento reale della pavimentazione anche se i risultati sperimentali risultano essere piuttosto dispersi per sollecitazioni inferiori a 80 kPa. Per quanto riguarda infine la deflessione a 45 cm dal centro della piastra (D3) si ha un errore massimo del 79 %; come si può vedere dalla **Figura 5.22** la deflessione calcolata con il modello FEM si discosta notevolmente dai dati sperimentali e dall'interpolazione lineare per tutto il range di sollecitazioni applicate. Tale differenza può essere dovuta a diversi fattori il primo dei quali è sicuramente la tipologia di modello geometrico selezionato per i cubetti in porfido: come illustrato infatti in **Tabella 5.1** gli elementi di ogni classe commercialmente disponibile hanno dimensioni che variano all'interno di un certo range e sono quindi, all'interno di una medesima pavimentazione, tutti diversi tra di loro; all'interno del modello sono invece stati utilizzati elementi dimensionalmente tutti uguali tra di loro aventi le dimensioni medie della classe selezionata, in questo caso 6/8, illustrata in **Tabella 5.2**. Tale approssimazione geometrica si ripercuote

anche sulle caratteristiche dei giunti per i quali anche in questo caso è stata selezionata una dimensione media di 1 cm che è la media delle dimensioni misurate all'interno della pavimentazione. La differenza tra valori osservati e valori calcolati può essere anche dovuta alla non uniformità di compattazione dei materiali utilizzati all'interno della camera di calibrazione dovuta alla difficoltà di realizzare una compattazione manuale omogenea. Un altro fattore che influisce su tale differenza potrebbero essere anche, come per lo Schema 1, le condizioni al contorno scelte per tale modellazione in funzione del materiale che nella realtà si trova principalmente a contatto con la camera di calibrazione, vale a dire sabbia, mentre nel modello sono gli elementi lapidei (**Figura 5.18**).

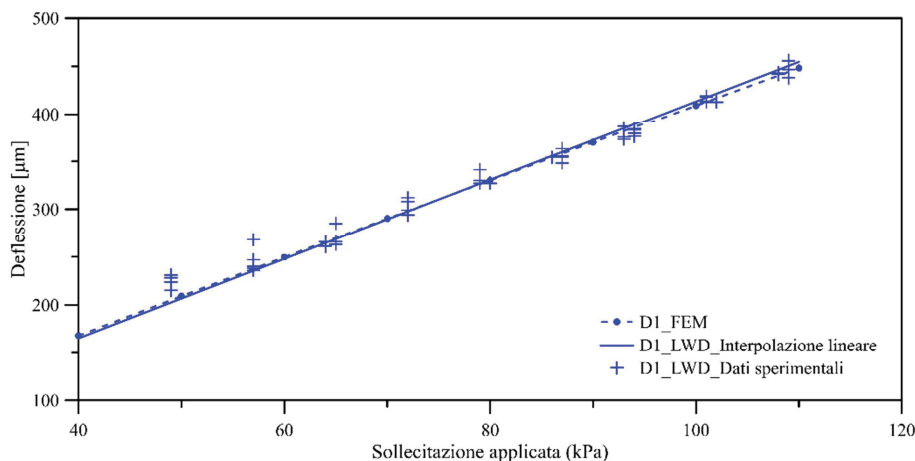


Figura 5.20 – Valori della deflessione al centro della piastra (D1) per lo Schema 2: confronto tra i risultati ottenuti dalla modellazione FEM, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi.

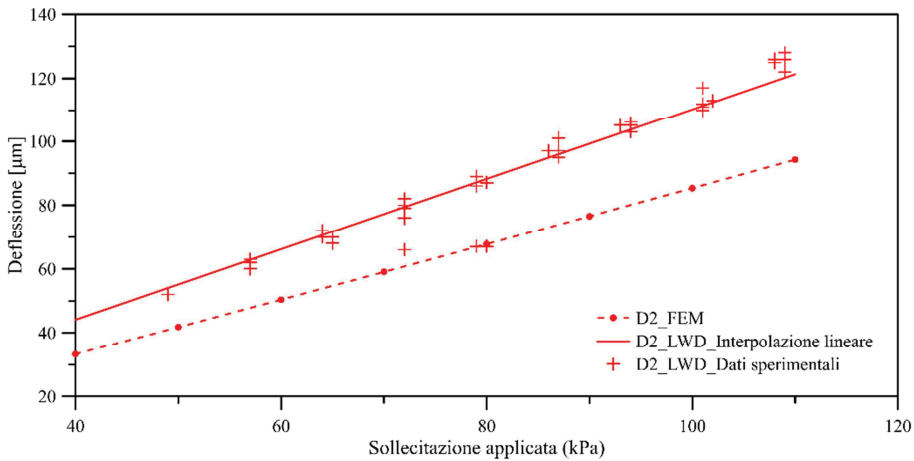


Figura 5.21 – Valori della deflessione a 30 cm dal centro della piastra (D2) per lo Schema 2: confronto tra i risultati ottenuti dalla modellazione FEM, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi.

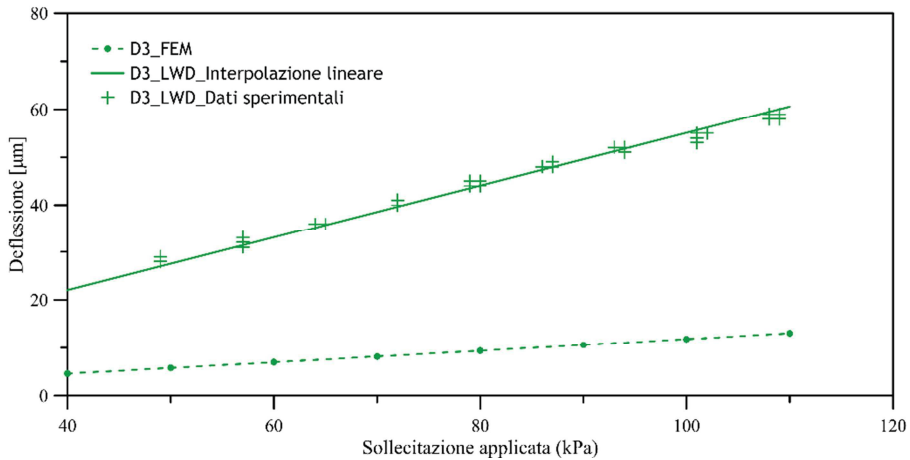


Figura 5.22 – Valori della deflessione a 45 cm dal centro della piastra (D3) per lo Schema 2: confronto tra i risultati ottenuti dalla modellazione FEM, i dati sperimentali e la curva di interpolazione lineare di questi ultimi.

Sulla base dei risultati ottenuti si può quindi affermare che il modello basato sulle prove deflettometriche a massa battente realizzate all'interno della camera di calibrazione dello Schema 1 simula in modo soddisfacente il comportamento reale della pavimentazione per tutto il range di sollecitazioni con una miglior sovrapposizione ai dati sperimentali per sollecitazioni inferiori a 80 kPa. Per quanto riguarda il modello basato sullo Schema 2 invece si ha un errore minore

nella previsione della deflessione al centro della piastra (con il minimo a 80 kPa) mentre si ha una maggior dispersione dei dati per le deflessioni a 30 e 45 cm dal centro della piastra.

5.2.8 Analisi altri parametri

Come descritto nel capitolo 3 sono numerosissimi i parametri che influenzano il comportamento globale delle pavimentazioni ad elementi soggette a carichi verticali. Sulla base dei risultati ottenuti nel paragrafo 5.2.7 si è deciso di analizzare come alcuni di questi parametri influenzino il comportamento delle pavimentazioni ad elementi lapidei; si sono quindi analizzati le dimensioni degli elementi lapidei e la loro apparecchiatura. Per tale simulazione si sono utilizzati entrambi i modelli analizzati nel paragrafo 5.2.7; il primo modello, basato sullo Schema 1, restituisce valori che meglio fittano il bacino di deflessione della pavimentazione mentre il modello basato sullo Schema 3, restituisce valori più precisi per quanto riguarda la deflessione al centro della piastra. Si è inoltre deciso di considerare un carico applicato pari a 70 kPa (corrispondente a 0.5 t).

5.2.8.1 Dimensione degli elementi lapidei

I cubetti in porfido commercialmente disponibili e generalmente utilizzati per la realizzazione delle pavimentazioni ad elementi sono suddivisi in classi in funzione della loro pezzatura: le dimensioni in funzione della classe di appartenenza sono rappresentate in **Tabella 5.1**. Per tali simulazioni si è deciso di utilizzare elementi tutti uguali tra di loro aventi lato ed altezza pari ai valori medi delle pezzature reali; le dimensioni medie sono mostrate in **Tabella 5.2**.

La simulazione è stata dapprima effettuata sulla base dello schema 1, vale a dire che la pavimentazione è stata posta su uno strato di 40 cm di sottofondo e 5 cm di allettamento in sabbia, per vedere come varia il bacino di deflessione al variare delle dimensioni degli elementi lapidei. I risultati ottenuti sono rappresentati in **Figura 5.23**.

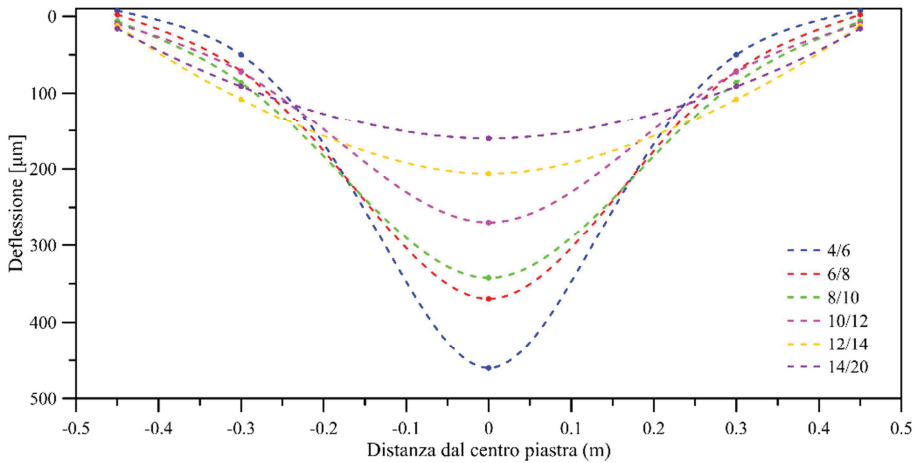


Figura 5.23 – Andamento del bacino di deflessione in funzione della classe di cubetti in porfido utilizzati.

Come si può notare all’aumentare della dimensione degli elementi la sollecitazione applicata attraverso la piastra di carico viene distribuita su una superficie sempre più ampia ad indicare una maggior collaborazione tra gli elementi dovuta ad un maggior spessore degli elementi ed una maggior area laterale come già sottolineato in altri studi [24–26]. Allo stesso tempo all’aumentare della classe dei cubetti in porfido si ha anche un aumento della superficie inferiore e superiore: questo permetterà al carico di essere distribuito su una superficie maggiore e di avere un minore numero di giunti che sono la parte più debole della superficie pavimentata.

In **Figura 5.24**, è invece rappresentato l’andamento delle deflessioni D1 al centro della piastra in funzione dell’altezza e del lato degli elementi lapidei.

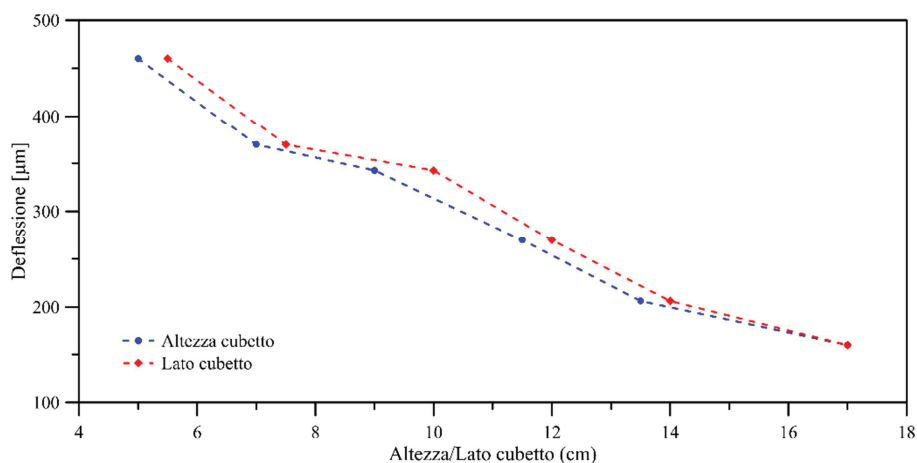


Figura 5.24 – Andamento della deflessione al centro della piastra (D1) in funzione dell'altezza e del lato del cubetto utilizzato per il modello basato sullo Schema 1.

Si osserva una riduzione della deflessione al centro della piastra all'aumentare della dimensione degli elementi. Il minor beneficio si ha passando da cubetti di classe 6/8 a cubetti di classe 8/10 che sono le classi comunemente più utilizzate per la realizzazione di pavimentazioni soggette a traffico veicolare (**Tabella 3.2**).

In letteratura si è inoltre trovato per pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo che la deflessione di tali pavimentazioni dipende dal fattore di forma (SF-Shape factor) dato dall' Eq 5.4

$$SF = \frac{\text{Area laterale}}{\text{Area superficiale}} \quad \text{Eq. 5.4}$$

L'andamento delle deflessioni D1 in funzione del coefficiente di forma è rappresentato in **Figura 5.25**. Come si può notare in questo caso non si ha un andamento ben definito: l'elemento della classe 8/10 che pur avendo un fattore di forma inferiore agli elementi di classe 4/6 e 6/8 mostra in realtà una deflessione minore diversamente da quanto riscontrato in letteratura [12,27,28]. Ad esclusione di tale classe però le deflessioni tendono a diminuire all'aumentare di tale indicatore.

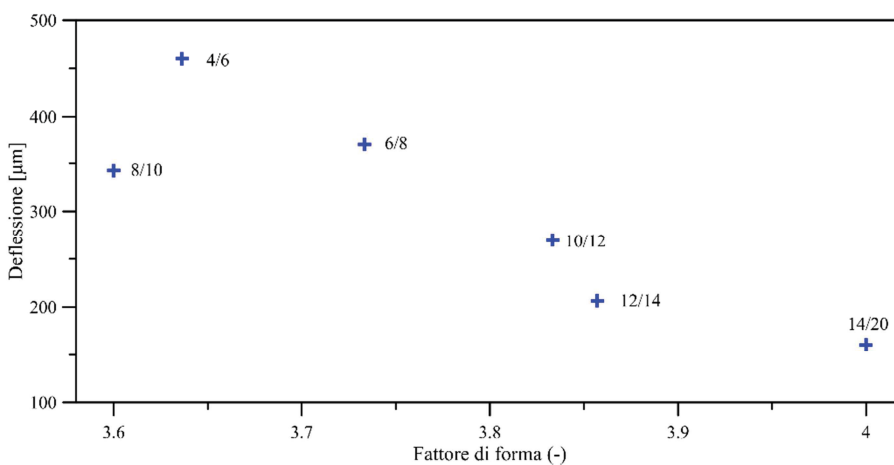


Figura 5.25 – Andamento delle deflessioni al centro della piastra (D1) in funzione del fattore di forma per il modello basato sullo Schema 3.

Le stesse analisi sono state eseguite utilizzando il modello tarato sullo Schema 3; i risultati ottenuti sulla deflessione al centro della piastra sono mostrati in **Figura 5.26** e **Figura 5.27**.

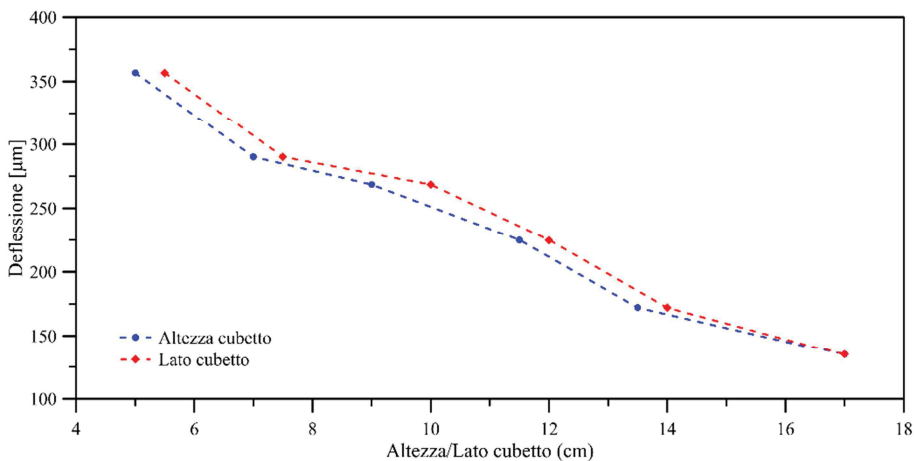


Figura 5.26 – Andamento della deflessione al centro della piastra (D1) in funzione dell'altezza e del lato del cubetto utilizzato per il modello basato sullo Schema 3.

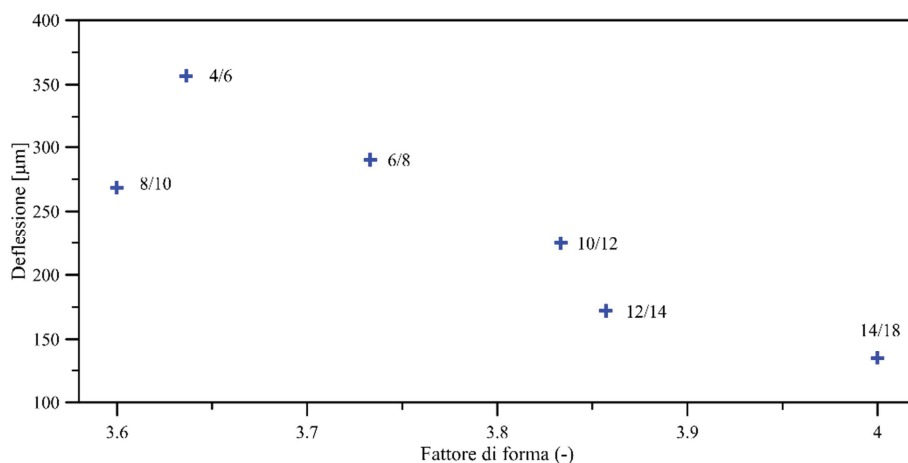


Figura 5.27 – Andamento delle deflessioni al centro della piastra (D1) in funzione del fattore di forma per il modello basato sullo Schema 3.

Come si può notare anche in questo caso la deflessione diminuisce all'aumentare della classe di cubetti utilizzati ma non segue il trend riscontrato in letteratura per quanto riguarda il fattore di forma. Questo parametro può essere quindi considerato utile soltanto nel caso in cui venga modificata una sola variabile dimensionale vale a dire lo spessore o la dimensione laterale dell'elemento.

In **Figura 5.28e** **Tabella 5.10** sono messi a confronto i risultati ottenuti dalle modellazioni basati su entrambi gli schemi in funzione della dimensione degli elementi per quanto riguarda la deflessione al centro della piastra D1.

Come si può notare un aumento delle dimensioni degli elementi si traduce in una riduzione delle deflessioni al centro della piastra che percentualmente è simile per i due schemi analizzati ad esclusione del passaggio da cubetti di Classe 8/10 a cubetti 10/12 in cui si riscontra un maggior beneficio per il modello dello schema 1.

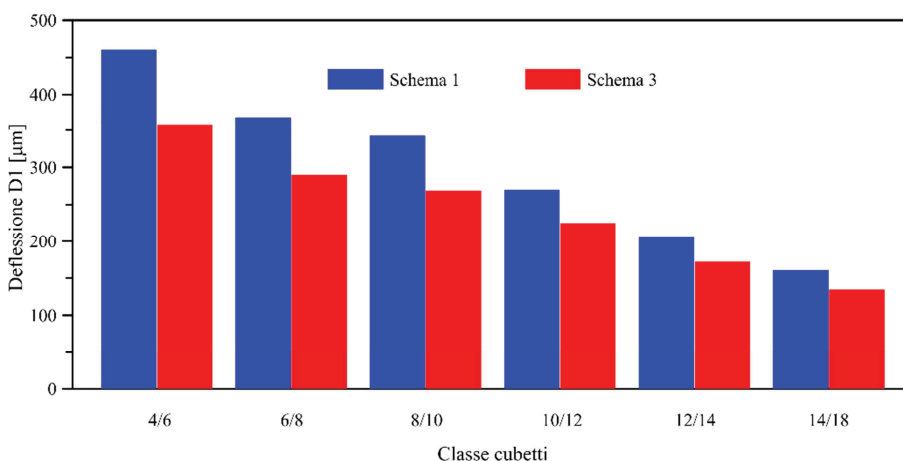


Figura 5.28 – Confronto delle deflessioni al centro della piastra tra i due schemi analizzati

Tabella 5.10 – Riduzione % della deflessione al centro della piastra al variare della Classe di cubetti considerati per entrambi gli schemi analizzati

Riduzione della deflessione D1 [%]		
Variazione classe cubetto	Schema 1	Schema 3
da 4/6 a 6/8	19.72	18.67
da 6/8 a 8/10	7.30	7.46
da 8/10 a 10/12	21.25	16.19
da 10/12 a 12/14	23.50	23.52
da 12/14 a 14/18	22.13	21.68

In **Figura 5.29** sono invece rappresentate le riduzioni percentuali della deflessione D1 ottenuta aumentando di una classe la dimensione degli elementi rispetto all'interposizione di uno strato avente maggior resistenza alle deformazioni.

Come si può notare per dimensioni dei cubetti 4/6 e 6/8 il miglior vantaggio lo si ha interponendo uno strato in materiale granulare frantumato mentre per classi superiori alla classe 10/12 la dimensione degli elementi ha un effetto maggiore sulla riduzione delle deflessioni al centro della piastra. Tale analisi permetterebbe in fase di progetto di scegliere in funzione del costo dell'intervento, la strada da seguire ovvero se è più conveniente adottare elementi di dimensioni maggiori, realizzare strati della sovrastruttura aventi maggiori spessori o utilizzare materiali aventi maggior rigidità.

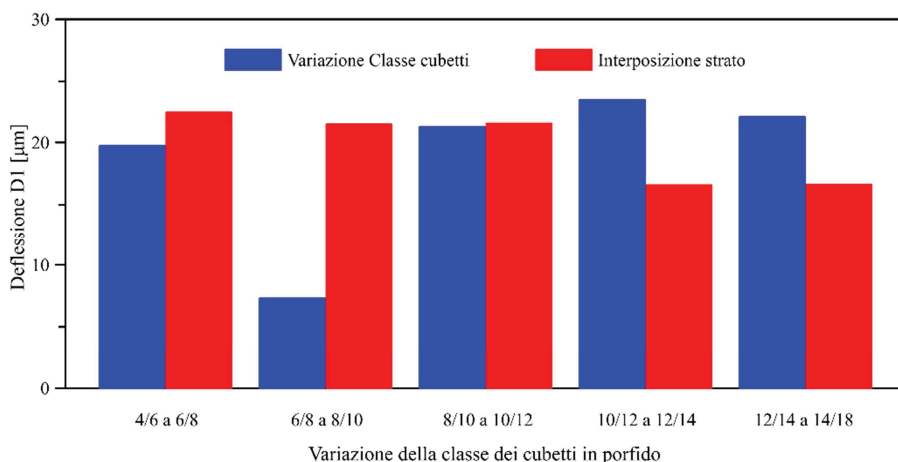


Figura 5.29 – Confronto della riduzione della deflessione D1 tra i risultati ottenuti variando la dimensione degli elementi e quelli ottenuti interponendo uno strato in materiale granulare frantumato.

Tali analisi devono essere necessariamente approfondite realizzando ulteriori prove in camera di calibrazione utilizzando altri materiali per la realizzazione della sovrastruttura nonché variando la Classe di cubetti utilizzati e il materiale di riempimento dei giunti. Inoltre, tali modelli necessitano di taratura anche per carichi statici e ciclici basati sui risultati ottenuti in camera di calibrazione e rappresentati nel capitolo 4. In una fase successiva, dovrebbero inoltre essere calibrati su dati sperimentali ottenuti in sito subito dopo la realizzazione dell'opera e nonché a diversi intervalli temporali dall'apertura al traffico per valutare l'evoluzione della risposta strutturale delle pavimentazioni discontinue ad elementi lapidei.

5.2.8.2 Apparecchiatura

Le pavimentazioni ad elementi lapidei possono essere posate in diverse tipologie di apparecchiature parte delle quali già descritte e rappresentate nel capitolo 2. In questo paragrafo verranno analizzate solamente alcune di tali apparecchiature vale a dire elementi disposti a file parallele con giunti allineati (già utilizzata per la taratura del modello e rappresentata in **Figura 5.30a**), elementi disposti a file parallele con giunti sfalsati (**Figura 5.30b**),

apparecchiatura ad archi contrastanti (**Figura 5.30c**) per vedere se anche per le pavimentazioni ad elementi lapidei, come già emerso in altri studi riguardanti le pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo, questo parametro influenzi il comportamento della pavimentazione soggetta a carichi verticali in modo trascurabile.

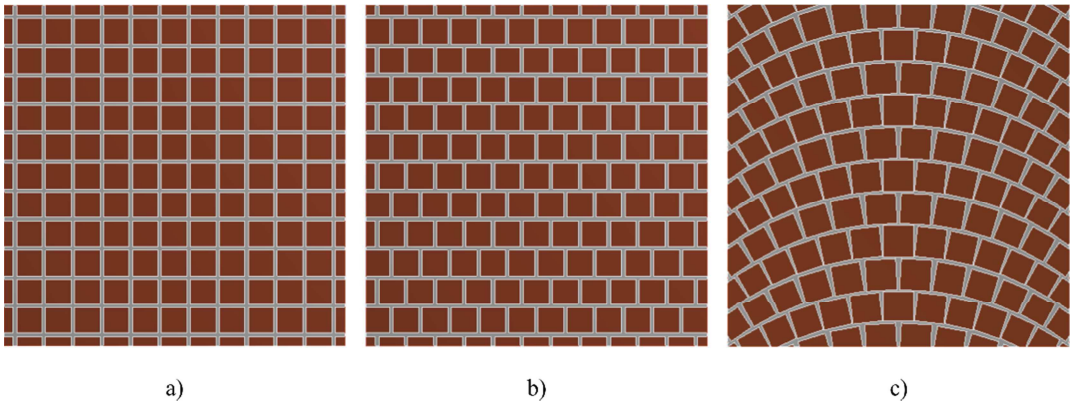


Figura 5.30 – Apparecchiature analizzate: a) file parallele a giunti allineati, b) file parallele a giunti sfalsati e c) archi contrastanti.

Per quanto riguarda l'apparecchiatura ad archi contrastanti gli elementi costituenti un singolo arco devono avere lato variabile compreso tra il valore massimo della pezzatura (corrispondente all'elemento di testa) e tale valore moltiplicato per $\sqrt{2}/2$ (corrispondente all'elemento alla base dell'arco) come mostrato in **Figura 5.31**.

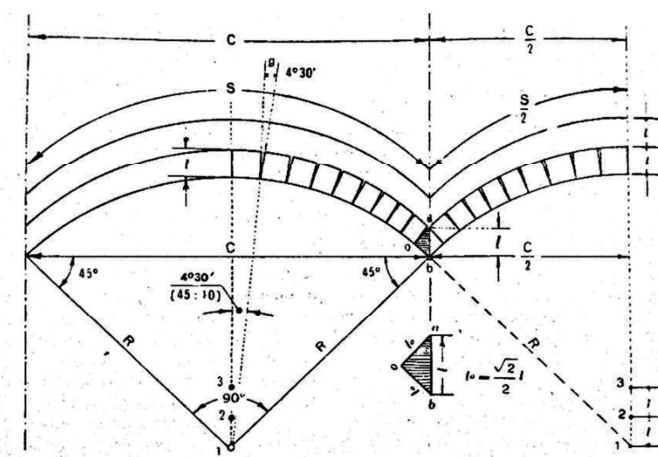


Figura 5.31 – Schema di posa apparecchiatura ad archi contrastanti [29].

I risultati della modellazione sulle apparecchiature sono mostrati in **Figura 5.32**. Come si può notare i bacini di deflessione delle apparecchiature a file parallele con giunti allineati e giunti sfalsati sono perfettamente sovrapposti. Diverso è per l'apparecchiatura ad archi contrastanti in cui la deflessione al centro della piastra aumenta dell'8%: questo può essere dovuto all'eterogeneità della dimensione dei giunti che nella parte superiore dei giunti tendono a divergere ed il loro spessore può essere anche superiore di 1 cm.

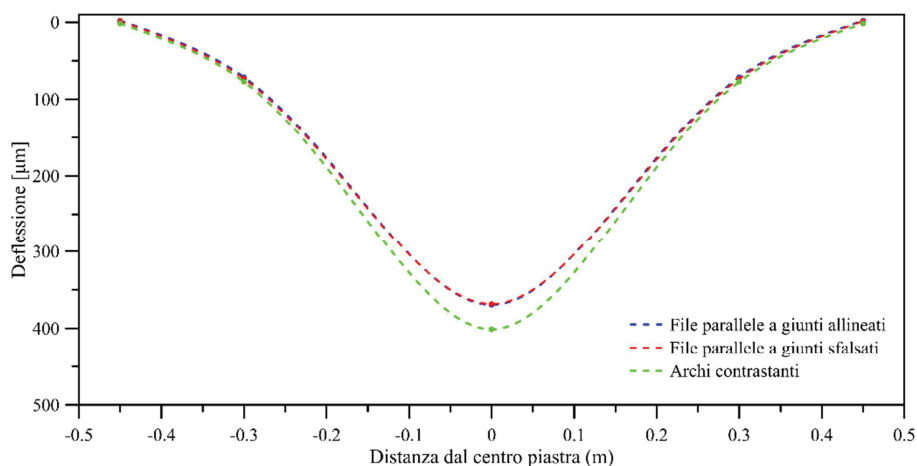


Figura 5.32 – Bacino di deflessione in funzione dell'apparecchiatura.

5.3 Analisi di pavimentazioni soggetta a carichi orizzontali

Le pavimentazioni ad elementi lapidei sono pavimentazioni discontinue in cui, come abbiamo già ampiamente sottolineato, gli elementi non lavorano in maniera indipendente ma collaborano tra di loro contribuendo alla resistenza alle deformazioni nel piano orizzontale. Tali deformazioni sono dovute a carichi orizzontali applicati tipicamente da mezzi pesanti in frenatura e sterzata. Tali deformazioni, come già sottolineato nel Capitolo 3, sono molto importanti e possono rappresentare una concausa della perdita di requisiti funzionali e strutturali della sovrastruttura stradale. Per l'analisi delle deformazioni orizzontali si è deciso di utilizzare il software open-source ProjectChrono. In tale paragrafo verranno illustrate le sottoclassi implementate nel software per l'analisi di tali pavimentazioni nonché alcune analisi effettuate variando alcuni parametri descritte già nel paragrafo 5.2.

5.3.1 Software ProjectChrono

ProjectChrono è un software di calcolo numerico open-source in grado di assemblare e di integrare numericamente le equazioni del moto dei corpi materiali che popolano il sistema fisico definito dall'utente. Il cuore di tale software è la libreria Chrono::Engine scritta in C++ la cui prima versione è stata sviluppata nel 1998 dal Prof. Alessandro Tasora (Dipartimento di Ingegneria ed Architettura, Università di Parma). Il punto di forza della modellizzazione implementata con Chrono è che le variabili coinvolte sono parametriche. In particolare, ciò implica che le dimensioni delle grandezze geometriche che caratterizzano le pavimentazioni sono riferite a singole stringhe di codice. Modificando il valore numerico della relativa stringa si generano di fatto un'infinità di rappresentazioni fisiche della realtà. Chrono si basa su un linguaggio di programmazione C++. Ogni estensione di tale programma è contenuta in un file di estensione .h. Ogni classe che si intende utilizzare all'interno del file di lavoro deve essere inclusa attraverso il comando `#include`.

5.3.2 Modellazione geometrica e meccanica

Una pavimentazione stradale ad elementi lapidei è, come detto, riconducibile ad un sistema fisico complesso costituito da un numero finito di corpi materiali di fissate caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche disposti secondo una determinata apparecchiatura. In tale sistema fisico coesistono tra gli elementi lapidei legami di natura chimica, legami attritivi e di interazione con il piano di posa. Nella modellazione della pavimentazione soggetta a carichi orizzontali il piano di posa è stato considerato alla stregua di un letto di “molle elastiche” di uguale rigidità e riconducibile alle proprietà meccaniche dello strato di allettamento. Analogamente i legami tra i singoli blocchi, responsabili dell’interazione locale e quindi della risposta globale del sistema fisico, sono stati modellati tramite “molle elastiche” di opportuna rigidità da correlarsi alle proprietà meccaniche del materiale di riempimento dei giunti. In una prima fase sono state inserite molle meccaniche tra i corpi rigidi mentre in una fase successiva si è abbandonato il concetto di molla meccanica a favore del concetto di bushing, creato appositamente ed inserito successivamente nella libreria di Chrono con il nome `ChLoadBodyBodyBushingPlastic`. Il bushing associa localmente, ad un punto del corpo materiale, una matrice di rigidità 6×6 con elementi non nulli solo sulla diagonale principale del minore 3×3 relativo ai tre gradi di libertà. In sostanza tale bushing tiene liberi i tre gradi di libertà rotazionali del punto e vincola a tre valori di rigidità i suoi tre gradi di libertà traslazionali. In tale analisi il bushing simula per i giunti e per il terreno la rigidità traslazionale a compressione/trazione ed a taglio lungo tre direzioni tra loro ortogonali e dà la possibilità di implementare legami visco-elastici perfettamente plastici. Il `ChLoadBodyBodyBushingPlastic` è stato poi migliorato nel `ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreak` il quale contempla anche la possibilità di inserire un legame visco-elastico perfettamente plastico con rottura per ognuna delle tre direzioni della matrice rigidità traslazionale, distinguendo tra trazione e compressione. Quest’ultima classe non è stata invece inserita nella libreria ufficiale di Chrono.

5.3.3 Classi e sottoclassi delle librerie utilizzate nella modellazione

ChSystem è la classe utilizzata per rappresentare il sistema fisico ed è il contenitore virtuale in cui verranno aggiunti i corpi materiali nonché i loro vincoli e i loro legami. Esistono due sottoclassi: **ChSystemNSC**, in cui i contatti tra i corpi materiali sono indeformabili, e **ChSystemSMC**, in cui i contatti tra i corpi materiali sono invece deformabili (teoria hertziana del contatto).

```
ChSystemNSC mphysicalSystem; // Creazione di un sistema fisico in Chrono dal nome
mphysicalSystem
```

Ogni oggetto che si intende modellare una volta definito dovrà essere inserito nel sistema fisico appena descritto.

```
mphysicalSystem.Add(floorBody); // Inserimento dell'oggetto floorBody nel
Sistema fisico
```

Per quanto riguarda le convenzioni sul sistema di riferimento assoluto di tale sistema fisico esse sono definite nel seguente modo:

- l'asse positivo delle y è rivolto verso l'alto e lungo la direzione negativa di tale asse agisce la forza di gravità; il suo versore è \mathbf{j} ;
- l'asse positivo delle x è rivolto verso Est; il suo versore è \mathbf{i} ;
- denominato \mathbf{k} il versore dell'asse z esso è definito in modo che $\mathbf{k} = -\mathbf{i} \wedge \mathbf{j}$.

ChBodyEasyBox è una sottoclasse di **ChBody** (Figura 5.33), la classe generica di tutti i corpi solidi rigidi, che consente di rappresentare un corpo solido rigido avente la forma di un parallelepipedo. Ogni corpo rigido in Chrono viene trattato come un sistema di riferimento mobile dotato di posizione, rotazione, velocità ed accelerazione ognuna delle quali è riferita al centro di massa di tale solido.

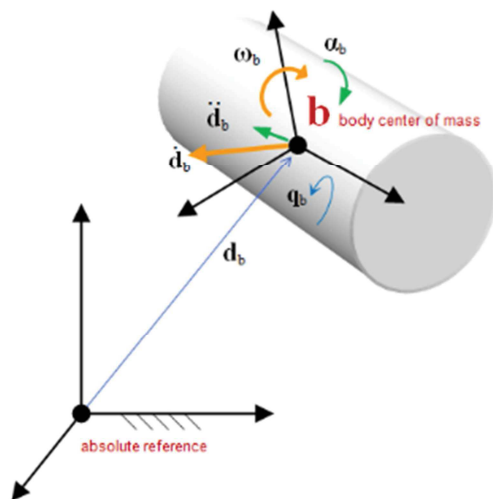


Figura 5.33 – Corpo rigido ChBody in Chrono

Per il corpo rigido parallelepipedo è necessario inserire le dimensioni, la densità, e le opzioni in forma booleana di un modello di contatto e di visualizzazione; il programma calcola automaticamente la massa e la matrice del tensore d'inerzia.

```
<ChBodyEasyBox>      (size_element_x, size_element_y, size_element_z, //
Dimensioni lungo x,y e z
                      element_density,      // densità
                      true, // il corpo ha una collision shape
                      true // abilita la visualizzazione dell'elemento
                      );
```

Shared pointers è il modo con cui Chrono tratta alcuni oggetti tra cui i corpi rigidi che per essere definiti necessitano della sintassi

```
auto floorBody = std::make_shared<ChBodyEasyBox>();
```

in questo modo è stato definito un **ChBody** avente nome floorBody.

ChVector è la classe di Chrono con la quale vengono assegnati i vettori.

```
ChVector<> mypos; // Si dichiara che mypos è un vettore
```

```
mypos.Set(0, -1, 0); // Si assegnano al vettore dei valori numerici.
```

per assegnare poi ad un corpo rigido la posizione del centro di massa sarà sufficiente scrivere

```
floorBody->SetPos(mypos);
```

Con la medesima annotazione è possibile anche attribuire una velocità costante o un'accelerazione al corpo rigido (ci si riferisce sempre al suo centro di massa)

```
body->SetPos_dt(1,0,0); // Velocità costante  
body->SetPos_dtdt(2,0,0); // Accelerazione costante
```

Ogni corpo rigido inserito nel sistema fisico sarà soggetto al campo di gravità e per impedire che tale solido si muova in caduta libera è necessario fissare la posizione del corpo rigido

```
floorBody->SetBodyFixed(true);
```

ChLoadContainer è la classe di Chrono che contiene tutti gli oggetti della classe ChLoad.

```
auto my_loadcontainer = std::make_shared<ChLoadContainer>();  
mphysicalSystem.Add(my_loadcontainer);
```

my_loadContainer sarà quindi il contenitore di tutti i carichi e lo si introduce come oggetto virtuale nel sistema fisico denominato mphysicalSystem. Gli oggetti molla e bushing creati verranno inseriti in tale contenitore così come i momenti e le forze esterne agenti sui corpi materiali.

ChMarker (Figura 5.34) è la classe di Chrono che permette di applicare in un punto di un corpo rigido un sistema di riferimento ausiliario; tale sistema di riferimento si muoverà insieme al corpo rigido. I markers sono quindi utilizzati per determinare la posizione, la velocità e l'accelerazione del punto del corpo rigido al quale sono riferiti.

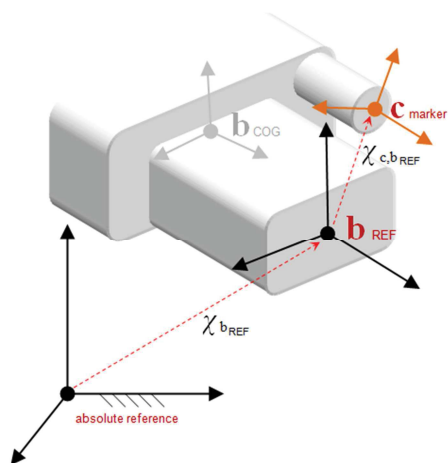


Figura 5.34 – Sistemi di riferimento ausiliari in Chrono

ChLink (Figura 5.35) è la classe di Chrono usata per vincolare due oggetti della classe ChBody ed esistono diverse sottoclassi. In questo paragrafo verranno descritte le sottoclassi di ChLink utili alla scrittura del programma per l'analisi degli spostamenti nel piano orizzontale.

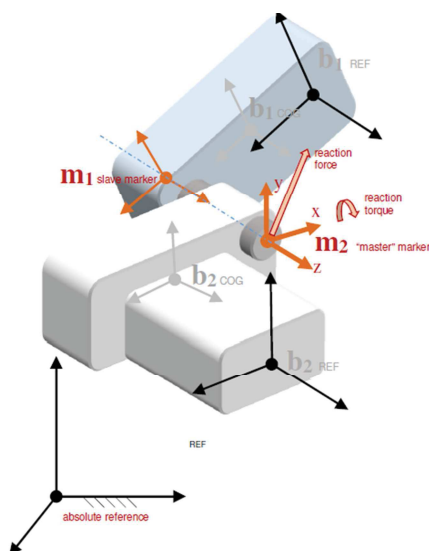


Figura 5.35 – Vincolo tra due corpi rigidi in Chrono

ChLinkSpring è la sottoclasse di Chrono che vincola due oggetti della classe ChBody attraverso una molla meccanica ed uno smorzatore viscoso. Per realizzare il vincolo tra due corpi materiali è necessario avere due sistemi di riferimento ausiliari ottenuti attraverso i markers: ci sarà un marker master ed uno slave e le reazioni saranno poi calcolate rispetto al marker master. In molti casi non è necessario creare esplicitamente i due master poiché è sufficiente utilizzare la funzione ChLink::Inizialize() che è in grado di prevedere la specificazione dei due corpi e la posizione del vincolo.

```
auto molla = std::make_shared<ChLinkSpring>();
molla->Initialize
(element[ix][iz], floorBody, // nomi degli elementi vincolati
false, // coordinate assolute
ChVector<>(x1, y1, z1), // punto di applicazione del marker solidale ad
element[ix][iz]
ChVector<>(x2, y2, z2), // punto di applicazione del marker solidale con
floorBody
true // la lunghezza della molla indeformata è pari alla distanza tra i due
punti
```

Alla molla deve poi essere assegnato un valore di rigidità ed uno smorzamento viscoso

```
molla->Set_SpringK(vert_spring);
molla->Set_SpringR(vert_damping);
```

Ora può essere introdotto il concetto di Bushing. Bushing è il modo con cui Chrono rappresenta una relazione visco elastica tra due corpi, nel caso in cui questa non possa essere ben rappresentata dalla molla meccanica. Il programma in questo caso utilizza tre rigidità nelle direzioni x, y e z solidali con il secondo corpo e cioè assegna localmente una matrice diagonale delle rigidità 3x3. La libreria utilizzata non è presente nella libreria ufficiale di Chrono e quindi non è disponibile a tutti ed è un'evoluzione delle classi disponibili **ChLoadBodyBodyBushingSpherical** e **ChLoadBodyBodyBushingPlastic** descritte in **Appendice (A.1 e A.2)**. ChLoadBodyBodyBushingSpherical considera un legame viscoelastico mentre ChLoadBodyBodyBushingPlastic un legame viscoelastico perfettamente plastico indefinito (non vi è rottura).

Infine, si è deciso inserire un legame elastico perfettamente plastico non indefinito, i cui limiti a rottura siano inoltre differenziate per la trazione e per la compressione; a tal fine è stata introdotta la sottoclasse **ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreak** definita in **Appendice (A.3)**.

Una volta definiti i bushing sarà necessario inserirli nel contenitore dei carichi precedentemente introdotto nel sistema fisico

```
my_loadcontainer->Add(nome_bushing);
```

è poi possibile applicare sul corpo rigido un vettore forza o un vettore momento.

Per applicare un vettore forza si utilizza la sottoclasse di **ChLoadBody** denominata **ChLoadBodyForce**. La forza può ruotare solidalmente con il corpo se è attivata la prima opzione booleana `true`, ed il suo punto di applicazione per default segue il corpo.

```
ChLoadBodyForce(std::shared_ptr<ChBody> mbody,    // mbody è il nome del corpo a
cui applicare la forza

const ChVector<>mforce,    // mforce è il vettore numerico forza

bool mlocal_force    // mlocal_force è l'opzione booleana che se è true implica
che la forza segue solidalmente e rigidamente il corpo anche nelle rotazioni.

const ChVector<> mapplication    // mapplication è il vettore numerico che
rappresenta il punto di applicazione della forza nel sistema di riferimento
locale di mbody (segue dall'opzione successiva true)

bool mlocal_application = true    // Opzione booleana, true per default.
Implica che mapplication, punto di applicazione della forza, è riferito al
sistema di riferimento locale centrato nel centro di massa di mbody.
)
```

Nel codice quindi sarà inserita la seguente stringa

```
auto vettore_forza_y = std::make_shared<ChLoadBodyForce>( mbody, mforce, true,
mapplication, true);
```

Per applicare un vettore momento si utilizza invece la sottoclasse di **ChLoadBody** denominata **ChLoadBodyTorque**. Gli assi di riferimento del momento sono

costanti, non ruotano con il corpo rigido durante il moto. Occorrono le seguenti informazioni

```
ChLoadBodyTorque(std::shared_ptr<ChBody> mbody, // mbody è il nome del corpo a
cui applicare il vettore momento
```

```
const ChVector<>torque, // torque è il nome del vettore numerico le cui
componenti rappresentano i momenti agenti su mbody
```

```
bool mlocal_torque // mlocal_torque è l'opzione booleana che se è true implica
che il vettore torque è relativo al sistema di riferimento locale con origine
nel centro di massa del corpo
```

Nel codice va quindi inserita la stringa

```
auto vettore_momento = std::make_shared<ChLoadBodyTorque>( mbody, torque, true);
```

5.3.4 Output numerici delle simulazioni

Gli output numerici di ogni simulazione vengono salvati in una directory appositamente creata.

```
ChFileutils::MakeDirectory("results"); // Creazione della directory result
```

Ogni simulazione è costituita da cicli real-time; durante ogni ciclo, caratterizzato da un intervallo temporale che deve essere settato, vengono estrapolati gli output numerici riferiti allo stesso istante in cui si verificano nel sistema fisico reale che si sta simulando.

```
application.SetTimestep(0.002); // Settaggio del passo temporale di ogni
ciclo
```

```
application.SetTryRealtime(true);
```

Tutti i corpi materiali che popolano il sistema fisico sono univocamente individuati dalle proprietà cinematiche del loro centro di massa; ogni centro di massa è rappresentato da un frame la cui origine coincide con il centro di massa, in coordinate assolute e i cui assi individuano la matrice di rotazione rispetto al frame world, ossia le rotazioni che ha subito il corpo rispetto agli assi del sistema di

riferimento assoluto. Le rotazioni sono individuate in Chrono dal gruppo dei quaternioni. Le stringhe di codice necessarie all'extrapolazione delle informazioni sui centri di massa di ogni corpo rigido sono rappresentate in **Appendice (A.4)**.

Dalla simulazione è inoltre possibile estrapolare anche le forze d'interazione tra i corpi, modellate attraverso i bushing, ed i contatti. Le forze d'interazione tra i corpi ed i contatti possono essere estrapolate attraverso le stringhe di codice rappresentate in **Appendice (A.5 e A.6)**.

5.3.5 Analisi parametri

Sulla base dei codici di calcolo implementati nel software Chrono si è deciso di analizzare come i medesimi parametri analizzati nel Paragrafo 5.2.8 influenzassero anche il comportamento delle pavimentazioni ad elementi lapidei soggette a carichi orizzontali. Purtroppo, non sono disponibili dati sperimentali ottenuti all'interno della camera di calibrazione descritta nel Capitolo 4 eseguendo prove che permettono di applicare carichi orizzontali, benché queste siano già state impostate. I parametri meccanici sono quindi stati scelti in questa prima fase in modo arbitrario e mantenute costanti per le varie configurazioni analizzate.

5.3.5.1 Apparecchiatura

Il primo parametro analizzato è stata l'apparecchiatura degli elementi. Come già descritto nel capitolo 2 infatti tale parametro influenza in modo significativo la risposta della pavimentazione soggetta a carichi orizzontali. Si sono quindi analizzate in questo caso cinque tipologie di apparecchiature parte delle quali già analizzate nel paragrafo 5.2.8.2: file parallele a giunti allineati, file parallele a giunti allineati inclinati a 45° rispetto all'asse stradale, file parallele a giunti sfalsati in direzione ortogonale all'asse stradale, file parallele a giunti sfalsati inclinati a 45° rispetto all'asse stradale, archi contrastanti con carico applicato in direzione opposta all'arco e archi contrastanti con carico applicato in direzione concorde all'arco. In questa fase si sono analizzati gli spostamenti dei singoli elementi dovuti esclusivamente alla geometria dell'apparecchiatura considerando solo la loro interazione con il piano di posa (uguale per tutte le apparecchiature) e cioè con i giunti non saturi applicando una forza costante ad un singolo elemento. In **Figura 5.36**, **Figura 5.37**, **Figura 5.38**, **Figura 5.39**, **Figura 5.40** e **Figura**

5.41 sono rappresentati i risultati ottenuti sulle cinque apparecchiature nei primi sei step di applicazione del carico. In rosso sono rappresentati gli spostamenti nella direzione del carico mentre in blu sono rappresentati gli spostamenti nella direzione ortogonale al carico: le dimensioni delle frecce che rappresentano gli spostamenti sono state tarate sullo spostamento massimo delle apparecchiature analizzate registrato nelle 2 dimensioni.

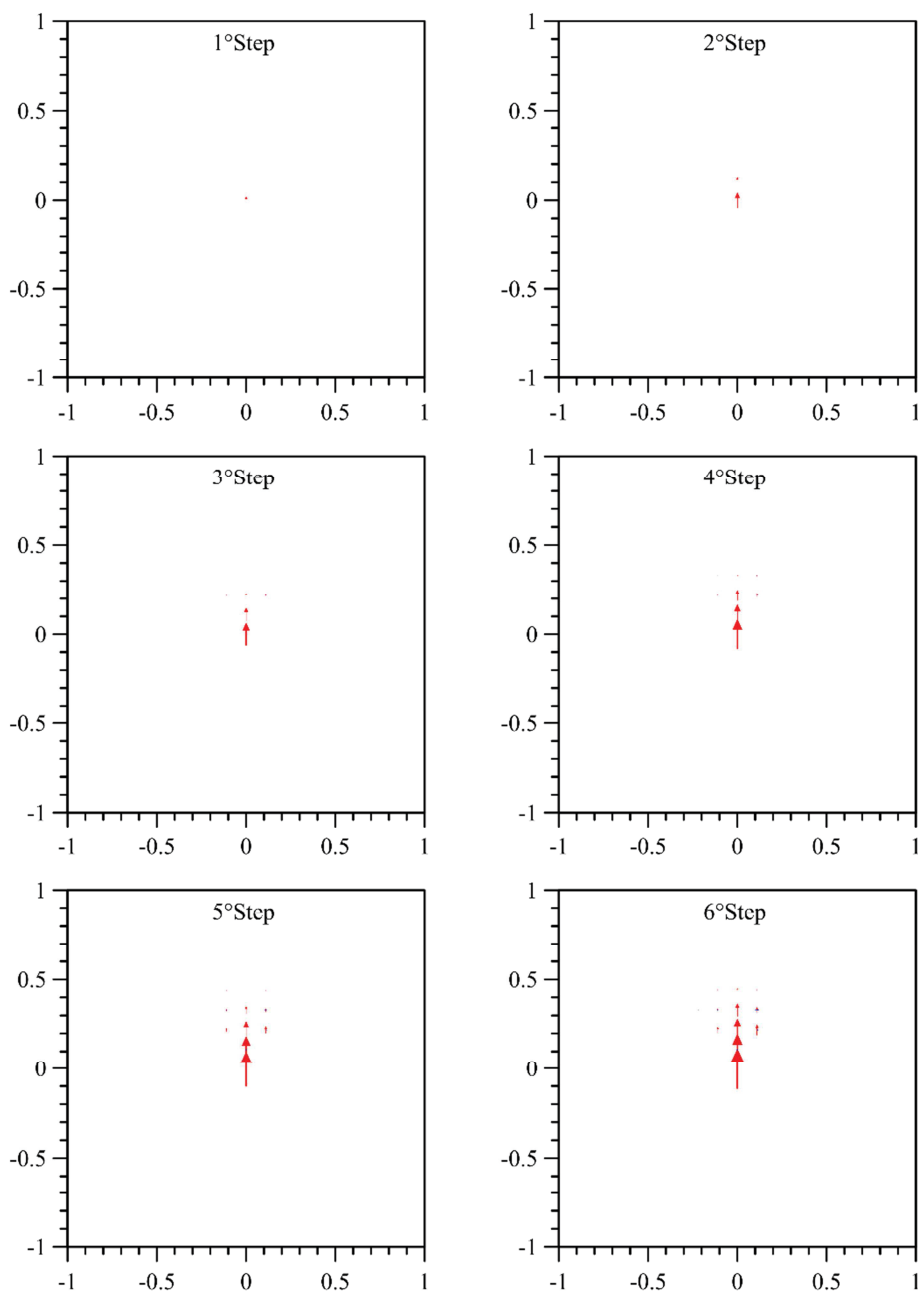


Figura 5.36 – Andamento degli spostamenti in direzione y (in rosso) e in direzione x (in blu) per pavimentazioni con elementi a file parallele e giunti allineati

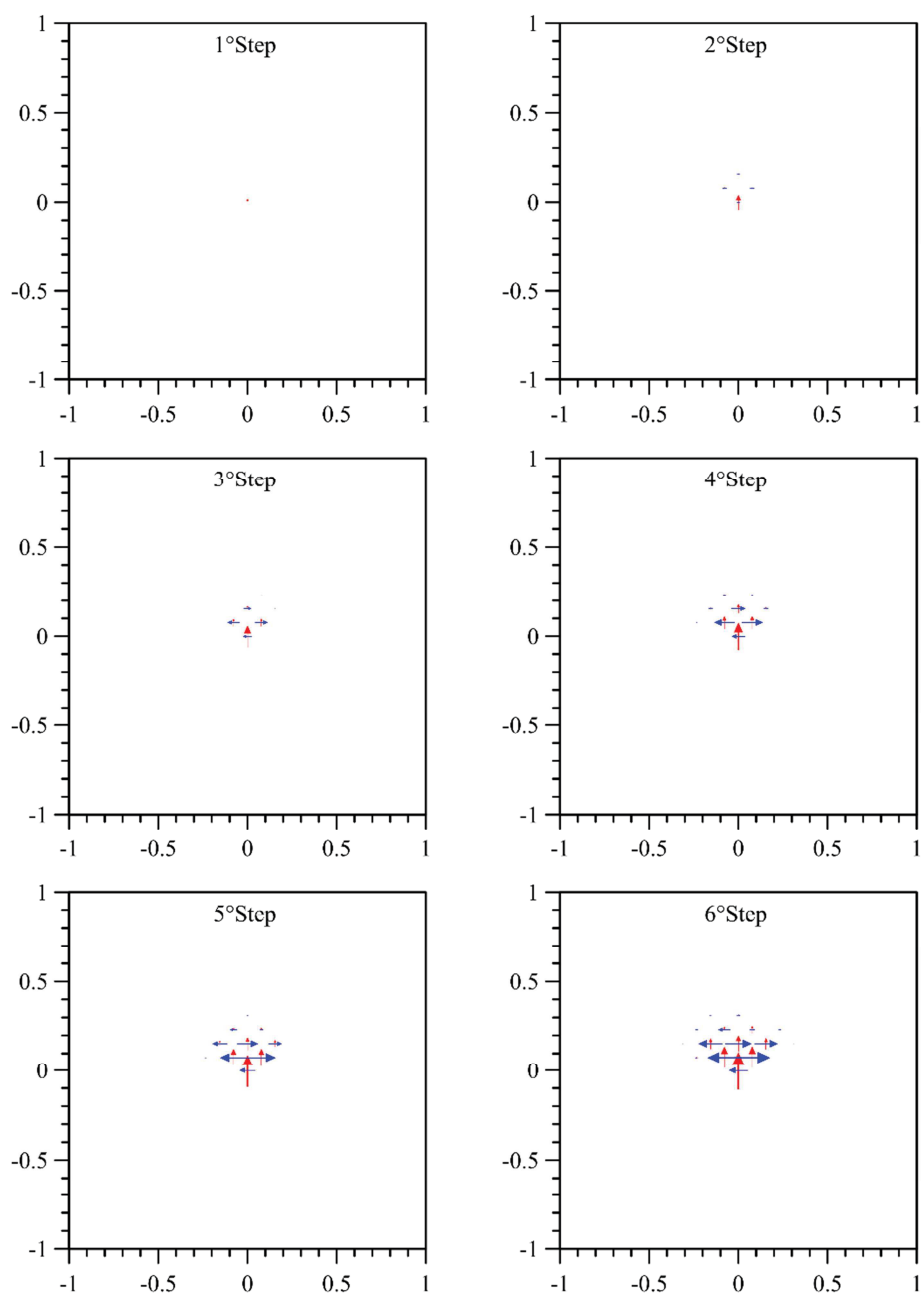


Figura 5.37 – Andamento degli spostamenti in direzione y (in rosso) e in direzione x (in blu) per pavimentazioni con elementi a file parallele e giunti allineati inclinati a 45 ° rispetto all’asse stradale.

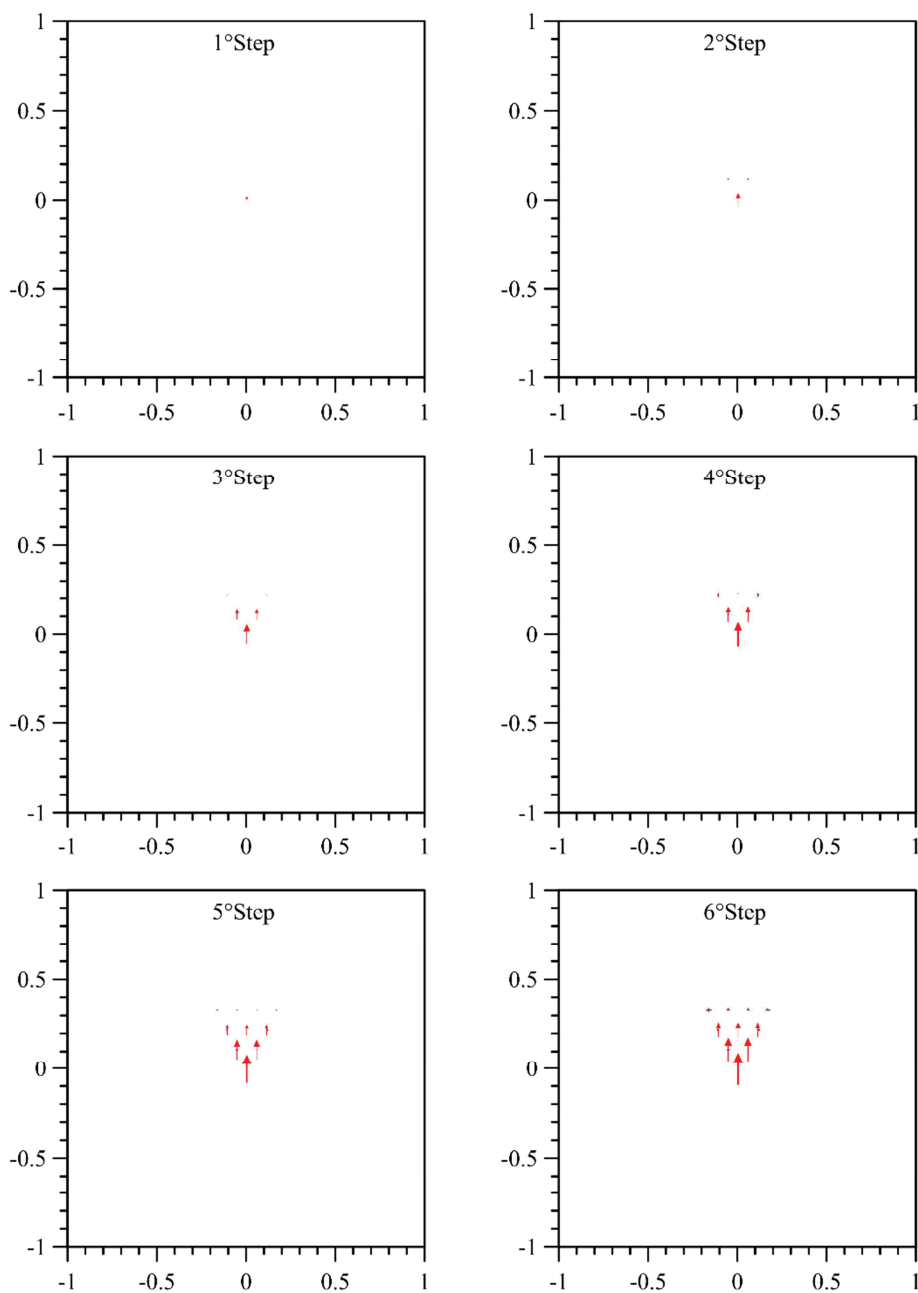


Figura 5.38 – Andamento degli spostamenti in direzione y per pavimentazioni con elementi a file parallele e giunti sfalsati

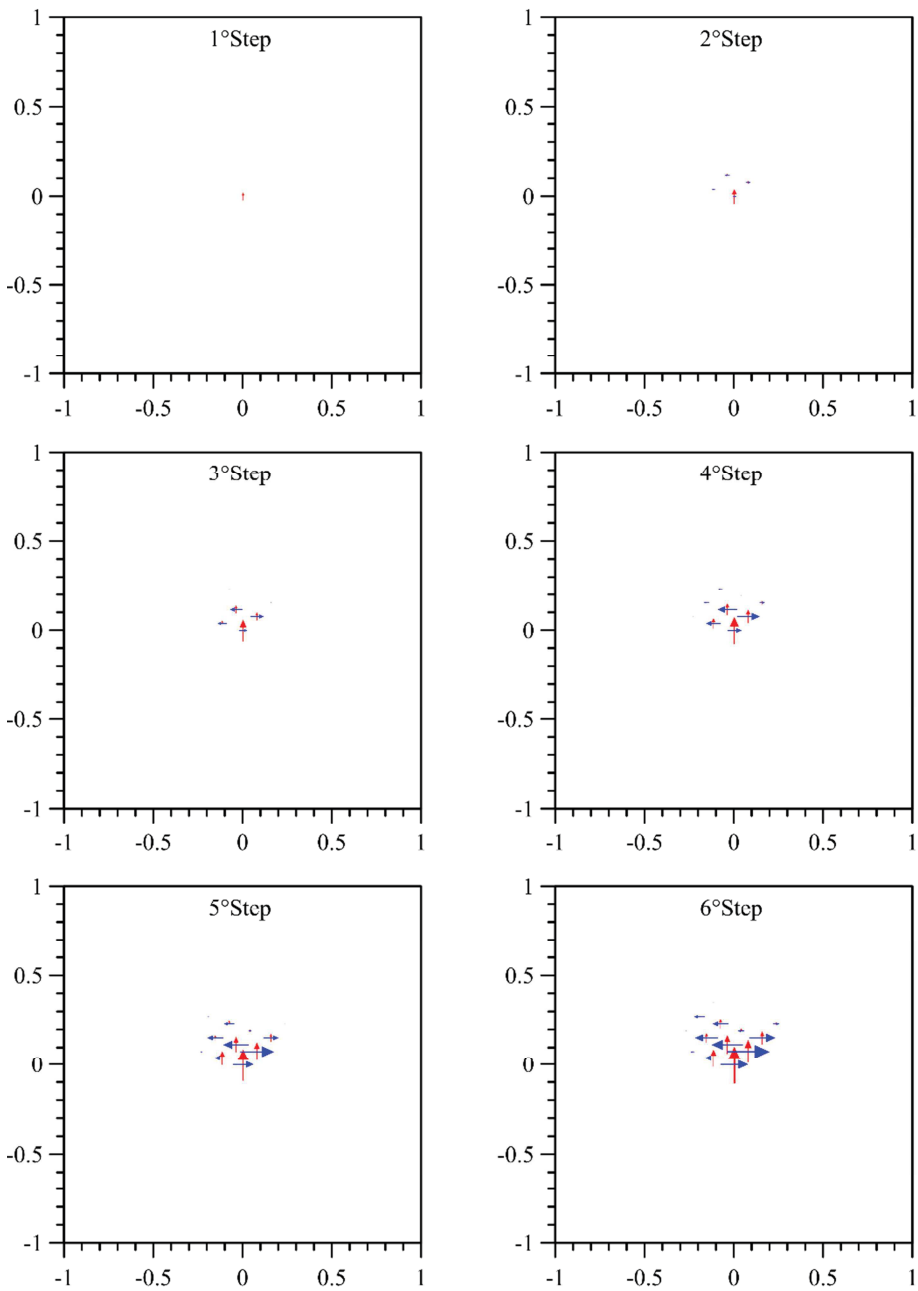


Figura 5.39 – Andamento degli spostamenti in direzione y (in rosso) e in direzione x (in blu) per pavimentazioni con elementi a file parallele e giunti sfalsati inclinati a 45°rispetto all’asse stradale

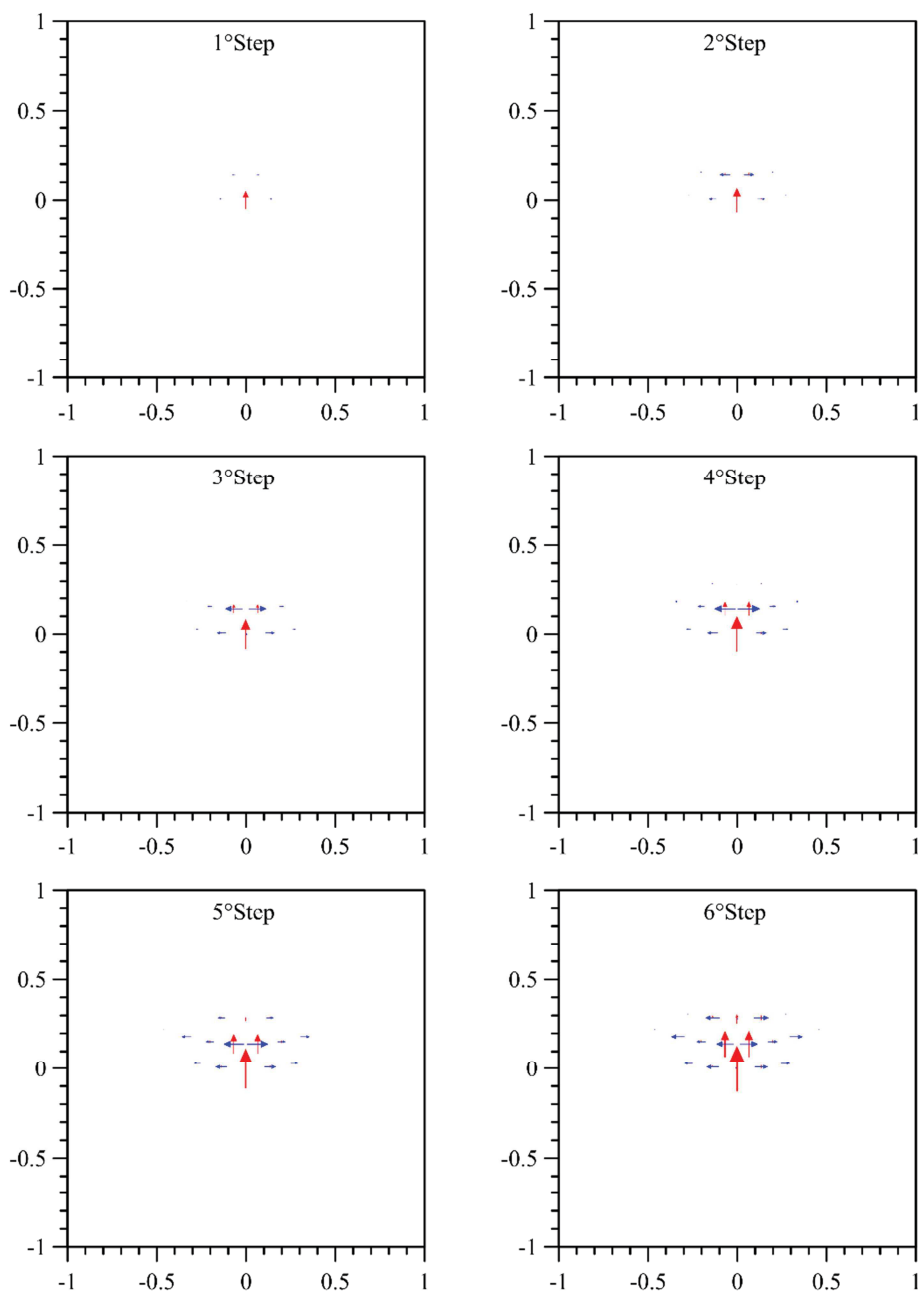


Figura 5.40 – Andamento degli spostamenti in direzione y (in rosso) e in direzione x (in blu) per pavimentazioni con elementi a disposti ad archi contrastanti (forza applicata all’elemento di testa in direzione dell’arco).

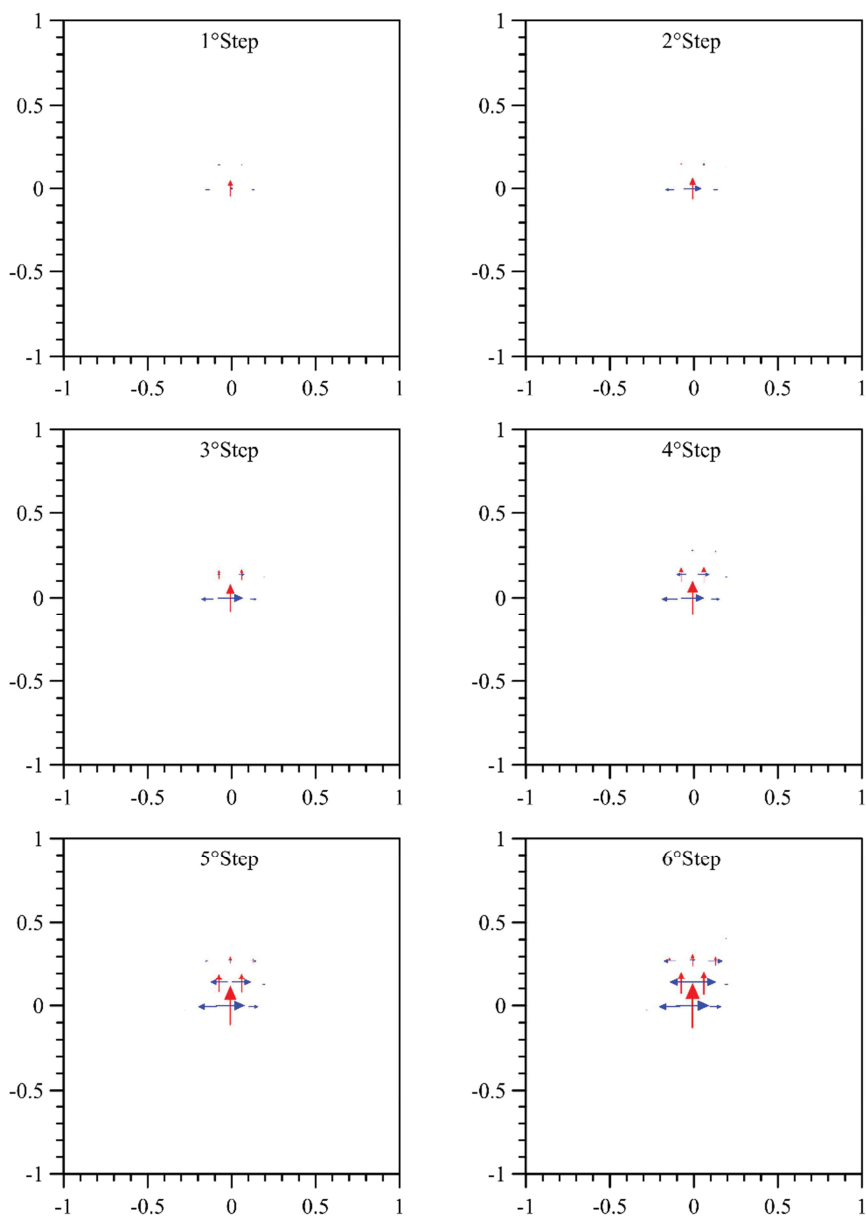


Figura 5.41 - Andamento degli spostamenti in direzione y (in rosso) e in direzione x (in blu) per pavimentazioni con elementi a disposti ad archi contrastanti (forza applicata all'elemento di testa in direzione opposta a quella dell'arco).

L'apparecchiatura a file parallele con giunti allineati mostra il comportamento peggiore poiché l'elemento al quale è stata applicata la forza interagisce esclusivamente con gli elementi che hanno la medesima coordinata x dell'elemento caricato (**Figura 5.36**). Per quanto riguarda le altre apparecchiature queste mostrano tutte un buon comportamento sotto l'azione di carichi orizzontali poiché l'elemento caricato durante il suo spostamento coinvolge un numero sempre maggiore di elementi: questo contribuirà in opera, con il riempimento dei giunti, a distribuire con maggior efficacia le sollecitazioni all'interno della superficie orizzontale migliorandone perciò le caratteristiche strutturali e funzionali. Dai risultati ottenuti l'apparecchiatura che in questo caso è risultata essere la migliore poiché coinvolge il maggior numero di elementi della pavimentazione è quella ad archi contrastanti in cui il carico è applicato nella direzione dell'arco stesso (**Figura 5.40**). Nonostante esista ben poca letteratura riguardante il comportamento in direzione orizzontale delle pavimentazioni ad elementi lapidei si è in passato sottolineato che l'apparecchiatura ad arco è la più benevola sotto l'azione del traffico veicolare poiché con tale geometria le azioni tangenziali prodotte tendono a serrare maggiormente gli elementi tra di loro e vengono trasmesse in direzione orizzontale verso i cordoli laterali della strada [29–31]. Questo è quindi confermato dalla simulazione ottenuta con il software Chrono.

Un'altra geometria che ha un buon comportamento è quella in cui gli elementi sono disposte a file parallele con giunti sfalsati inclinati a 45° rispetto all'asse stradale (**Figura 5.39**): anche in questo caso vengono coinvolti una buona parte di elementi e questo contribuirà a migliorarne la risposta strutturale e funzionale.

5.3.5.2 Dimensione degli elementi

A questo punto si è proceduto ad analizzare l'influenza delle dimensioni degli elementi sul comportamento delle pavimentazioni soggette a carichi orizzontali. Anche in questo caso i parametri meccanici utilizzati sono stati selezionati in modo arbitrario considerando però che essi dipendono dalle dimensioni stesse degli elementi e più precisamente dall'area della superficie a cui essi sono associati. I risultati relativi alle simulazioni eseguite su pavimentazioni con apparecchiatura a file parallele e giunti allineati inclinati a 45° rispetto all'asse stradale sono rappresentati in **Figura 5.42**.

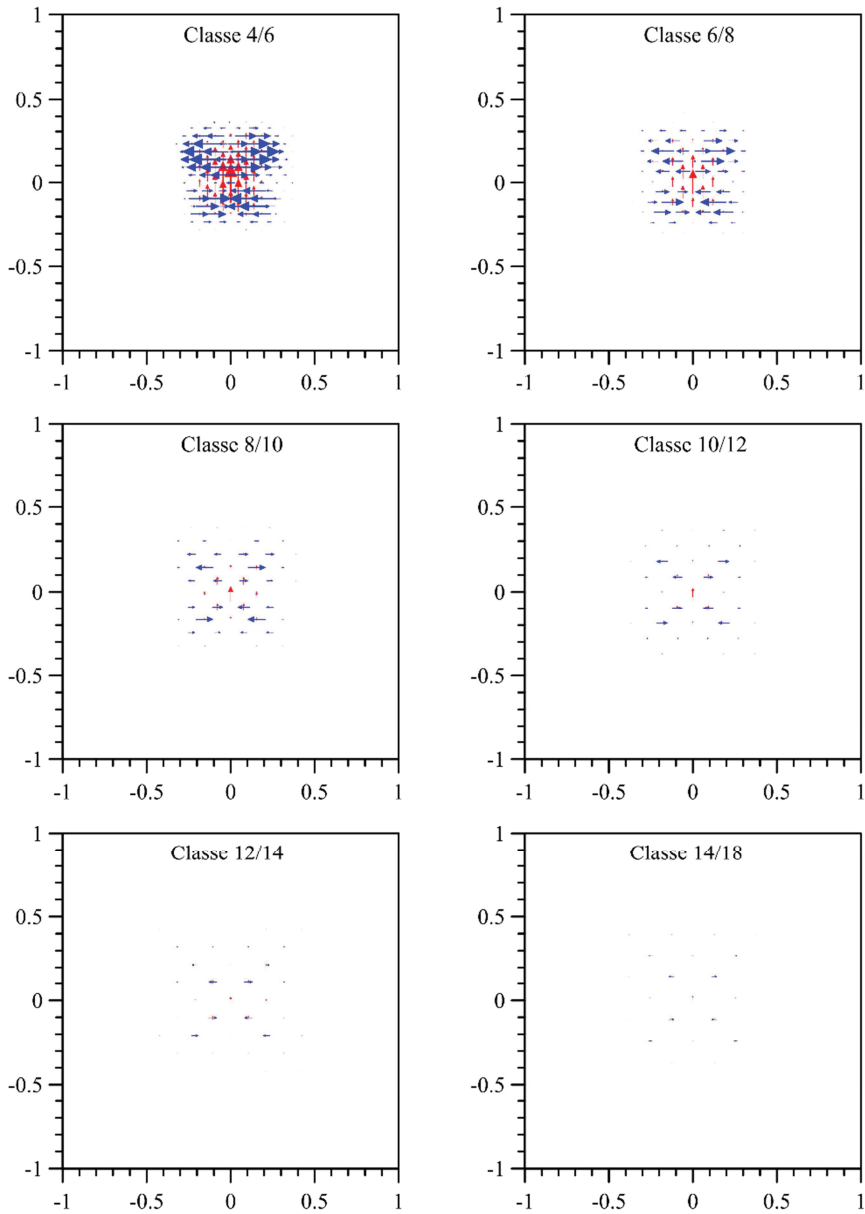


Figura 5.42 - Andamento degli spostamenti in direzione y (in rosso) e in direzione x (in blu) per pavimentazioni con elementi a file parallele e giunti allineati inclinati a 45° rispetto all'asse stradale al variare della Classe di elementi in porfido utilizzati.

Come si può notare anche la dimensione degli elementi ricopre un ruolo fondamentale nella distribuzione delle sollecitazioni all'interno della pavimentazione: a parità di sollecitazione applicate e di caratteristiche dei materiali utilizzati elementi di dimensioni maggiori offrono una maggior resistenza alle deformazioni nel piano orizzontale poiché contribuiscono con una superficie laterale maggiore. Per poter confermare tale andamento è necessario realizzare prove in camera di calibrazione in modo da poter tarare il modello utilizzato.

5.4 Bibliografia

- [1] T. Nishizawa, S. Matsuno, M. Komura, Analysis of interlocking block pavements by finite element method, (1984) 80–85.
- [2] M. Huurman, Houben L.J.M., A.W.M. Kok, Development of a three-dimensional finite element model for concrete block pavements, in: Proceeding of the 5th International Conference on Concrete Block Paving, Auckland, 1992: pp. 89–98.
- [3] L.J.M. Houben, A.A.A. Molenaar, G.R.A.M. Fuchs, H.O. Moll, Analysis and design of concrete block pavements, in: Proceeding of the 2nd International Conference on Concrete Block Paving, Delft, 1984: pp. 86–99.
- [4] T. Nishizawa, S. Tai, S. Matsuno, A preliminary study on mechanical properties of concrete block pavements., Doboku Gakkai Ronbunshu. 1985 (1985) 137–145.
- [5] M. Huurman, Development of traffic induced permanent strain in concrete block pavements, Heron. 41 (1996) 29–52.
- [6] T. Nishizawa, A tool for structural analysis of block pavements based on 3dfem, in: Proceeding of the 7th International Conference on Concrete Block Paving, 2003.
- [7] D. Ascher, T. Lerch, M. Oeser, F. Wellner, 3D-FEM simulation of concrete block pavements, in: Proceedings Od the 8th International Conferenxe on Concrete Block Paving, San Francisco, 2006.
- [8] Y. Zhou, Z. Tan, H. Hu, Structural responses of port interlocking concrete block pavements based on a three-dimensional mechanistic model, in: Geotechnical Special Publication, 2014: pp. 200–211. doi:10.1061/9780784413418.021.
- [9] J.-S. Shan, H. Li, H.-W. Jiang, Mechanical characteristics and design method of interlocking concrete block pavement, Jiaotong Yunshu Gongcheng Xuebao/Journal of Traffic and Transportation Engineering. 15 (2015) 9–17.
- [10] F.M. Nejad, Finite element analysis of concrete block paving, in: Proceeding of the 7th International Conference on Concrete Block Paving, Sun City, 2003.
- [11] W.K. Mampearachchi, W.P.H. Gunarathna, Finite-element model approach to determine support conditions and effective layout for concrete block paving, Journal of Materials in Civil Engineering. 22 (2010) 1139–1147. doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000118.
- [12] W. Lin, Y.-H. Cho, I.T. Kim, Development of deflection prediction model for concrete block pavement considering the block shapes and construction patterns, Advances in Materials Science and Engineering. 2016 (2016).

- doi:10.1155/2016/5126436.
- [13] D. Gunatilake, W.K. Mamparachchi, Finite element modelling approach to determine optimum dimensions for interlocking concrete blocks used for road paving, *Road Materials and Pavement Design*. (2017) 1–17. doi:10.1080/14680629.2017.1385512.
- [14] F. Moghadas Nejad, M.R. Shadravan, A study on behavior of block pavement using 3D finite element method, in: *Proceeding of 8th International Conference on Concrete Block Paving*, San Francisco, 2006: pp. 349–358.
- [15] G. Shafabakhsh, A. Family, B. Pourzand Hossein Abad, Numerical Analysis of Concrete Block Pavements and Comparison of its Settlement with Asphalt Concrete Pavements using Finite Element Method, *Engineering Journal*. 18 (2014) 39–51. doi:10.4186/ej.2014.18.4.39.
- [16] R. Blab, W. Kluger-Eigl, J. Füssl, M. Arraigada, Accelerated pavement testing on slab and block pavements using the MLS10 Mobile Load Simulator, in: *Advances in Pavement Design Through Full-Scale Accelerated Pavement Testing - Proceedings of the 4th International Conference on Accelerated Pavement Testing*, 2012: pp. 323–329.
- [17] J. Füssl, H. Hengl, L. Eberhardsteiner, W. Kluger-Eigl, B. R., Numerical simulation tool for paving block structures assessed by means of full-scale accelerated pavement tests, *International Journal of Pavement Engineering*. (2016). doi:10.1080/10298436.2016.1224410.
- [18] S. Colagrande, Le pavimentazioni stradali in cubetti di pietra, *Strade & Autostrade*. (2010) 32–37.
- [19] S. Colagrande, Pavimentazioni stradali in masselli di pietra, *Strade & Autostrade*. (2008).
- [20] F. Cardone, G. Cerni, S. Colagrande, A. Virgili, Proposta di catalogo di pavimentazioni stradali in cubetti di pietra in ambito urbano, in: *Atti Del XVI Convegno Nazionale SIIV*, Cosenza, 2006: pp. 1–18.
- [21] P. Tomio, F. Filippi, *Il manuale del porfido*, Publistampa, Trento, 2001.
- [22] G. Kulpers, The effect of concrete block lock-up on pavement performance, in: *Proceeding of the 5th International Conference on Concrete Block Paving*, Auckland, 1992: pp. 51–59.
- [23] B. Shackel, O. Lim, Mechanisms of paver interlock, in: *Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving*, Add Tag, Sun City, 2003.
- [24] B. Shackel, The performance of interlocking block pavements under accelerated trafficking, in: *Proceedings of the 1st International Conference on Concrete Block Paving*, Newcastle, 1980: pp. 113–120.
- [25] B.C. Panda, A.K. Ghosh, Structural Behavior of Concrete Block Paving. II:

-
- Concrete Blocks, *Journal Concrete Society*. 128 (2002) 17 – 18. doi:10.1061/(ASCE)0733-947X(2002)128:2(130).
- [26] A. Abdelgalil, H. Nor, The Influence of Block Thickness on the Performance of Asphalt Paving Blocks, *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*. 7 (2014) 2129–2134. doi:10.19026/rjaset.7.507.
- [27] H. Yaginuma, M. Tanaka, A. Kasahara, S. Yazawa, Developement of a standard for block dimensions for use under japanese conditions, in: *Proceedings of the 7th International Conference on Concrete Block Paving, Sun City, 2003*.
- [28] W. Lin, D. Kim, S. Ryu, H. Hao, Y.-E. Ge, Y.-H. Cho, Evaluation of the load dissipation behavior of concrete block pavements with various block shapes and construction patterns, *Journal of Materials in Civil Engineering*. 30 (2018). doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002113.
- [29] U. Bonzano, *Pratica e tecnica delle pavimentazioni stradali*, Antonio Vallardi, Milano, 1950.
- [30] B. Bolis, A. Di Renzo, *Pavimentazioni stradali*, Ulrico Hoepli, Milano, 1949.
- [31] G. Blanco, *Pavimentazioni in pietra*, La Nuova Italia Scientifica, Roma, 1994.

Capitolo 6

Conclusioni

A valle delle attività di ricerca di letteratura e di carattere sperimentale è possibile giungere ad una sintesi. La Tesi si inquadra nel contesto della valorizzazione tecnica e costruttiva del patrimonio stradale ad elementi lapidei che, sia dal punto di vista storico e culturale sia dal punto di vista tecnico e funzionale, caratterizzano una parte rilevante della viabilità urbana italiana ed europea. L'approccio alla speculazione scientifica si fonda necessariamente sull'analisi dei contributi culturali di diverse competenze che, oltre a quelle proprie dell'ingegneria stradale, attingono all'archeologia, alla conservazione dei beni culturali, al rilievo avanzato, per giungere alle moderne analisi mediante prove non distruttive ed alla modellazione numerica.

Per tale ragione nella prima parte di tale Tesi sono state illustrate ed analizzate alcune tecniche utilizzate dai romani per la costruzione di pavimentazioni stradali, basate sulla natura del sottofondo, sulle caratteristiche idrauliche e geologiche in situ; molte delle fonti storiche e archeologiche disponibili hanno descritto i reperti con una terminologia non uniforme e scarse informazioni utili alla speculazione scientifica nel campo dell'ingegneria stradale. Solo attraverso i più recenti ritrovamenti archeologici è stato possibile documentare tipologie costruttive e sequenze di stratificazioni collocate in diverse aree dell'immensa rete stradale dell'Impero Romano, nonostante siano auspicabili nuovi approcci investigativi. Si è riscontrato che la tipica sezione della strada romana illustrata nella letteratura

antica, e più volte citata nella letteratura moderna, era l'eccezione piuttosto che la regola. Inoltre, la scelta dei materiali, la loro disposizione all'interno dei vari strati e gli spessori di questi soddisfano i requisiti e le geometrie richieste dai macadam progettati attraverso semplici metodi teorici ed utilizzati fino agli inizi del XX secolo. Dai limitati dati disponibili sulle caratteristiche del sottofondo, che sono stati confrontati con le classificazioni dei terreni utilizzate oggi nel settore stradale, si è riscontrato che gli spessori dei vari strati delle strade romane avevano dimensioni tali da soddisfare non solo i requisiti strutturali ma anche di protezione idraulica e termica del sottofondo; inoltre tali spessori hanno permesso di rinviare nel tempo i necessari lavori di manutenzione. Per avere conferma di quanto ipotizzato e rapidamente dimostrato sarebbe stato necessario disporre di informazioni più complete sul sottofondo, sui terreni utilizzati per la realizzazione dei rilevati e sui materiali utilizzati nei vari strati della pavimentazione anche in vista di approcci scientifici più rigorosi e complessi oggi supportati da indagini non distruttive utilizzate nel settore dell'ingegneria stradale, che possono portare ad un giudizio più completo sulla capacità dei progettisti e costruttori romani in grado di far fronte al gravoso traffico dell'epoca romana.

Ci si è poi focalizzati sull'analisi dell'evoluzione storica delle pavimentazioni stradali in pietra tra la fine del '700 e l'inizio del '900 e sulla loro diversa diffusione territoriale con particolare attenzione ancora una volta agli aspetti progettuali, esecutivi e funzionali. Questa analisi deve essere considerata di fondamentale importanza per i ricercatori nel campo dell'architettura, della storia, della conservazione e del restauro del patrimonio storico architettonico nonché nel campo dell'ingegneria stradale per numerose ragioni. La produzione scientifica dell'ingegneria stradale degli ultimi anni si è specializzata nello sviluppo di criteri avanzati di dimensionamento e modellazione nonché nella ricerca di nuovi materiali con finalità di compatibilità ambientale. Per quanto riguarda le pavimentazioni stradali urbane, la ricerca si è limitata allo sviluppo ed alla produzione industriale di materiali alternativi alla pietra naturale in grado di resistere a severe condizioni di traffico e di garantire la compatibilità ambientale. Al contrario scarsa attenzione è stata rivolta alle pavimentazioni stradali urbane esistenti in aree storico-monumentali. La pavimentazione ad elementi lapidei, che viene considerata come pavimentazione storica, non solo deve fronteggiare problematiche ben diverse da quelle originali che hanno portato all'introduzione

della pietra come materiale da costruzione stradale, ma rappresenta anche un luogo dove la storia, la dignità e la cultura delle aree urbane sono riconoscibili. Dall'analisi dei manuali tecnici del XIX e del XX secolo è emersa la grandissima attenzione che veniva posta nella progettazione, realizzazione e manutenzione delle pavimentazioni lapidee utilizzate all'interno della città, ma anche all'interno di piccoli borghi minori. Le caratteristiche meccaniche dei materiali erano ben note e considerate estremamente importanti. Questi materiali erano reperiti da cave locali e di conseguenza il costo dell'opera era basso. Con l'avvento del trasporto motorizzato, il problema dell'approvvigionamento di materiali è diventato marginale rispetto ad altre problematiche. La tendenza è oggi quella di utilizzare materiali più semplici da lavorare e da posare e di conseguenza meno costosi. Occasionalmente questi materiali sono forniti da altri paesi e l'origine materiale del sito di intervento nonché il valore intrinseco di identità che questo aspetto rappresenta sono oggi spesso ignorati. La scelta della forma e delle dimensioni degli elementi e delle apparecchiature è stata dettata dagli utenti della strada, cioè carri trainati da animali. La dimensione della superficie superiore degli elementi e l'apparecchiatura hanno agito congiuntamente per creare una superficie stabile che ha fornito un appoggio solido agli animali senza generare un eccessivo attrito con le ruote dei carri. La tipologia degli animali da tiro e dei carri, il tipo di pietra e la idoneità della realizzazione hanno influenzato notevolmente le forme, le dimensioni e le apparecchiature degli elementi nelle diverse zone pertanto questi aspetti non possono essere oggi trascurati. Un altro aspetto fondamentale è quello degli strati della sovrastruttura perché i materiali, le loro caratteristiche e lo spessore dei vari strati rispondono a specifiche esigenze strutturali, funzionali e di drenaggio. Nel caso dello strato di allettamento e del riempimento dei giunti era importante utilizzare un materiale flessibile per limitare le vibrazioni, accelerare la costruzione e semplificare la manutenzione; questi requisiti sono considerati tutt'ora di estrema importanza. Lo studio di questi parametri costituisce la base indispensabile per l'interpretazione del patrimonio delle pavimentazioni storiche e lo sviluppo di tecniche adeguate alla loro manutenzione ed il loro restauro. Questo di fatto non è un problema marginale poiché questa tipologia di pavimentazioni è tra le più diffuse nei centri storico-monumentali europei. Gli obiettivi di conservazione possono essere raggiunti attraverso la sinergia tra ricercatori di diverse discipline che vedono un contributo fondamentale dell'ingegneria stradale.

Le pavimentazioni ad elementi lapidei differiscono dagli altri tipi di pavimentazioni flessibili poiché la superficie di usura è costituita da piccoli blocchi distinti disposti in una predeterminata apparecchiatura al di sopra di uno strato di allettamento ed i giunti sono saturati con un riempimento. Al di sotto dello strato di allettamento la struttura è simile a quella di una pavimentazione flessibile o semi-rigida. Tali pavimentazioni possono essere paragonate, per la loro superficie discontinua, alle pavimentazioni realizzate con elementi autobloccanti in calcestruzzo. Si è quindi realizzata un'attenta analisi dei dati di letteratura aventi per oggetto proprio le pavimentazioni autobloccanti in calcestruzzo. Da tale analisi è emerso che sono numerosissimi i parametri che influenzano il comportamento globale delle pavimentazioni discontinue. I parametri che maggiormente influiscono sul comportamento di tali pavimentazioni soggetta a carichi verticali sono la forma e la dimensione degli elementi. Elementi aventi piccole dimensioni superficiali andranno infatti a costituire una pavimentazione con un elevato numero di giunti i quali sono la parte debole della pavimentazione stessa; inoltre, un aumento dello spessore degli elementi favorisce una riduzione delle deformazioni elastiche e permanenti. Anche la forma degli elementi influisce notevolmente sul comportamento deformativo della pavimentazione: elementi sagomati in forme diverse da quella rettangolare hanno mostrato deformazioni minori sia sotto l'azione di carichi verticali che sotto l'azione di carichi orizzontali poiché a parità di area superficiale hanno una superficie laterale maggiore rispetto agli elementi con forma quadrata o rettangolare e per tale ragione hanno un miglior effetto autobloccante. Per tale ragione i produttori di elementi di calcestruzzo stanno cercando di migliorare il comportamento delle pavimentazioni ad elementi minimizzando gli spostamenti verticali e orizzontali sviluppando nuove forme aventi caratteristiche di interlocking in grado di migliorare la capacità portante e la resistenza alle deformazioni. Per quanto riguarda lo strato di allettamento esso influisce notevolmente sullo sviluppo delle deformazioni iniziali poiché esso subisce ai primi cicli di carico un assestamento più o meno accentuato in funzione dello spessore iniziale e della tipologia di materiale utilizzato. Anche i giunti ricoprono un ruolo fondamentale sulle prestazioni finali dell'intera struttura poiché il meccanismo di trasferimento del carico tra i vari elementi dipende proprio dall'interazione che ogni singolo elemento ha con il materiale che costituisce i giunti. Il comportamento reale dei giunti di una pavimentazione ad elementi non è

di facile interpretazione poiché il rapporto tra carichi applicati e deflessioni prodotte dipende da notevoli fattori quali la forma degli elementi, lo spessore dei giunti, il grado di riempimento ed il materiale di riempimento. Per quanto riguarda l'apparecchiatura degli elementi anch'essa influenza notevolmente il comportamento di tali pavimentazioni sottoposte a carichi verticali ed orizzontali. Apparecchiature differenti da quella a file parallele vanno a migliorare il comportamento deformativo (verticale ed orizzontale) a causa del maggior interlocking sviluppato; lo stesso vale per la distribuzione delle tensioni negli strati sottostanti. Per le pavimentazioni ad elementi lapidei non esistono dei veri e propri criteri di dimensionamento. La normativa italiana è carente ed esistono solo delle linee guida racchiuse nella UNI 11322 in cui vengono rappresentati i pacchetti funzionali che possono essere utilizzati in funzione del tipo di traffico atteso: un tentativo è stato fatto con la realizzazione delle schede di progetto simili a quelli esistenti per altre tipologie di pavimentazioni. Maggiori studi sono invece stati fatti a partire dagli anni '80 sulle pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo. Sono state dapprima sviluppati metodi empirici basati su osservazioni di pavimentazioni esistenti, sono poi stati sviluppati metodi semi empirici basati sul metodo AASHTO per pavimentazioni flessibili. Sulla base di questo per diversi tipi di sottofondo, di cicli di carico e per diversi materiali costituenti gli strati di fondazione e di base sono stati tabulati gli spessori necessari dei vari strati. Il passo successivo è stato quello dello sviluppo di metodi razionali i quali hanno portato allo sviluppo di software di dimensionamento, ad esempio loockpave, che permette per le pavimentazioni ad elementi autobloccanti in calcestruzzo di determinare gli spessori necessari per diverse tipologie di sottofondo. Tali software considerano però lo strato superficiale discontinuo come uno strato continuo di materiale elastico lineare omogeneo ed isotropo.

Per la determinazione di un metodo di dimensionamento razionale delle pavimentazioni ad elementi lapidei è necessario analizzare tutti gli aspetti che contribuiscono allo stato tenso-deformativo dell'intera struttura. Già in passato sono stati effettuati studi su pavimentazioni autobloccanti in calcestruzzo all'interno di camere di calibrazione aventi dimensioni ridotte e non pienamente adatte all'analisi del comportamento globale di tali pavimentazioni soggette a carichi sia verticali che orizzontali. Quando una pavimentazione discontinua è soggetta a carichi verticali ed orizzontali, questi ultimi indotti da frenature e

sterzature, i singoli elementi tendono a ruotare e traslare. Tali rotazioni e traslazioni dipendono da un elevato numero di fattori come dimensioni degli elementi, la loro apparecchiatura, il materiale utilizzato per saturare i giunti, la tipologia di allettamento e così via. Per tale ragione si è deciso di progettare e realizzare una camera di calibrazione per sperimentazioni in scala 1:1 in laboratorio di pavimentazioni stradali ad elementi lapidei, di definire uno standard di prova nonché di acquisizione dati. Tale raccolta dati sarà poi utile alla calibrazione di modelli progettuali e manutentivi di tale tipologia sovrastrutturale. Nella fase di progettazione della camera di calibrazione si sono valutate diverse alternative utili a limitare i possibili disturbi che possono nascere in una sperimentazione in laboratorio, quali effetti scala o di bordo, che avrebbero falsato i dati raccolti. Oltre che per questi disturbi la camera è stata progettata per poter essere movimentata in laboratorio, per potersi perfettamente interfacciare con gli apparati di prova presenti nel laboratorio di strutture e trasferimento tecnologico dell'Università di Parma, quali il Light Weight deflectometer (LWD) e la pressa statica e ciclica da 400 kN e per permettere l'uso di acquisitori lineari di spostamento, celle di carico e apparati fotogrammetrici. Successivamente si è provveduto alla realizzazione di una vasca di prova, avente dimensioni interne 100 x 100 x 80 cm, secondo le specifiche progettuali e alla sua messa in esercizio. A tal fine si è provveduto alla messa in opera di materiali quali sottofondo, sabbia ed elementi lapidei di cui, tramite le analisi di laboratorio condotte, si è venuti a conoscenza di tutti i parametri meccanici e fisici utili allo studio in oggetto. Nella prima fase di sperimentazione all'interno della camera di calibrazione si sono svolte indagini atte a confermare l'ipotesi progettuale di assenza di disturbi dovuti alle sue pareti e all'effetto scala. Superata tale verifica si è quindi proceduto allo studio dei selciati messi in opera con elementi in pietra posati in diversi allestimenti. Inizialmente è stata valutata la risposta dei vari tipi di sovrastruttura analizzati per valutare le configurazioni che meglio rispondono alle sollecitazioni esterne. Sulla base dei risultati ottenuti attraverso prove deflettometriche a massa battente si sono determinate le caratteristiche meccaniche dei materiali di diversi allestimenti utili ad una successiva modellazione agli elementi finiti. Sulle pavimentazioni sono anche state condotte prove di carico statiche e cicliche per valutare i diagrammi carico-deformazione e la risposta a breve a lungo termine. Tramite la prova ciclica in regime statico si è invece descritta la risposta sotto

ripetuti cicli di carico. Si è dimostrato che la sovrastruttura tende ad irrigidirsi ad ogni ciclo di carico: l'andamento di tale irrigidimento non è però quantificabile a causa del limitato numero dei cicli eseguiti. Le prove cicliche hanno inoltre permesso la quantificazione delle deformazioni plastiche permanenti dovute ai carichi applicati; a causa però della modalità prova, cioè cicli di carico a deformazione imposta, non è stato possibile raggiungere per ogni ciclo il medesimo carico: per tale ragione non è possibile quantificare il progredire delle deformazioni elastiche totali e permanenti nel tempo. L'acquisizione dei dati deflettometrici attraverso trasduttori di spostamento ha permesso di individuare i bacini di deflessione di tali pavimentazioni; tuttavia essendo tali pavimentazioni discontinue e cioè costituite da singoli elementi che interagiscono tra di loro è importante analizzare cosa succede tra i vari elementi quando la pavimentazione è soggetta a carichi verticali. A tale scopo sono stati utili rilievi fotogrammetrici che, oltre a permettere l'analisi del bacino di deflessione, permettono di determinare gli spostamenti differenziali che avvengono tra i singoli elementi.

Il passo successivo è stato quello di realizzare modellazioni numeriche al fine di analizzare il comportamento delle pavimentazioni ad elementi lapidei, soggetti a carichi verticali ed orizzontali, al variare di importanti parametri come la dimensione degli elementi e la loro apparecchiatura. Per quanto riguarda il comportamento di tali pavimentazioni soggette a carichi verticali è stato realizzato un modello agli elementi finiti, ad oggi tarato esclusivamente sui risultati ottenuti dalle prove deflettometriche a massa battente, attraverso il software ANSYS. Per bassi valori di sollecitazioni dinamiche come quelle derivanti dall'uso del LWD le deformazioni plastiche non sono evidenti ed i materiali costituenti la pavimentazione possono essere modellati come materiali elastici lineari. Da tali analisi è emerso come la dimensione degli elementi influisca notevolmente sul comportamento della pavimentazione ma che il coefficiente di forma, analizzato da altri autori, non sia in grado di descrivere il comportamento di tali pavimentazioni. Per quanto riguarda invece l'apparecchiatura questa ha un ruolo marginale: si ha un leggero aumento delle deformazioni utilizzando elementi disposti ad archi contrastanti piuttosto che a file allineate a causa della maggior larghezza dei giunti. Per studiare invece il comportamento di tali pavimentazioni soggette a carichi orizzontali si è invece deciso di utilizzare il software open source ProjectChrono con relative librerie. Il modello, scritto nel linguaggio C++ è

parametrico cioè le grandezze geometriche e meccaniche sono riferite a singole stringhe di codice. Variando il valore numerico della singola stringa si possono realizzare un'infinità di rappresentazioni fisiche della realtà. Ogni elemento lapideo è rappresentato da un corpo rigido e le interazioni tra gli elementi e tra gli elementi ed il terreno sono stati dapprima rappresentati da molle meccaniche ed in seguito da bushing che permette di inserire un'interazione visco elastica tra i corpi.

È stato poi implementata la classe `ChLoadBodyBodyBushingPlastic` che modella un'interazione visco-elastoplastica senza rottura ed in seguito la classe `ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreack` in cui vengono inseriti i limiti a rottura, distinguendo tra trazione e compressione. Devono quindi essere inseriti i valori di rigidità e smorzamento in direzione normale e tangenziale, i limiti elastici di trazione e compressione e gli spostamenti a rottura a trazione e compressione. I bushing sono stati posizionati ai vertici di ogni singolo elemento. Tale modello ha permesso di analizzare a parità di parametri meccanici il comportamento di tali pavimentazioni soggette a carichi orizzontali in funzione delle apparecchiature e delle dimensioni degli elementi. Allo stesso modo a parità di geometria possono essere studiate vari materiali di riempimento dei giunti e dello strato di allettamento. Da tali modellazioni è emerso che sia la dimensione degli elementi, sia la loro apparecchiatura ha un'influenza rilevante sul comportamento delle pavimentazioni ad elementi lapidei soggette a carichi orizzontali.

Nel suo insieme, tale studio ha messo in evidenza come sia attuale ed opportuno, non solo dal punto di vista culturale ma anche strettamente scientifico e sperimentale, investire sulla conoscenza delle pavimentazioni in pietra. L'aver fornito una base solida di letteratura e l'aver tracciato le linee degli impianti sperimentali da adottare, può aprire ulteriori ricerche per raffinare, nel numero e nel perfezionamento delle sezioni pilota, tutte le metodologie concepite e presentate per giungere in un prossimo futuro ad una compiuta nuova conoscenza di tali nobili sovrastrutture.

Appendice

A.1 ChLoadBodyBodyBushingSpherical

```
class ChLoadBodyBodyBushingSpherical : public ChLoadBodyBody {
protected:
ChVector<> stiffness; // stiffness è il nome della variabile protetta che
rappresenta il vettore le cui componenti sono le tre rigidzze numericamente
introdotte alla riga successiva dove compare mstifness
ChVector<> damping; //damping è il nome della variabile protetta che
rappresenta il vettore le cui componenti sono i tre smorzatori viscosi
numericamente introdotte alla riga successiva dove compare mstifness
public:
ChLoadBodyBodyBushingSpherical(
std::shared_ptr<ChBody> mbodyA, // mbodyA è il nome del corpo A
std::shared_ptr<ChBody> mbodyB, // mbodyB è il nome del corpo B
const ChFrame<> abs_application, // abs_application è il punto di
applicazione del vettore le cui componenti numeriche, in coordinate assolute,
rappresentano il punto di applicazione del bushing. In tale punto vengono
attaccati in maniera “rigida” due moving frame, sistemi di riferimento mobili,
concordemente orientati ai frame centrati nel centro di massa dei corpi A e B.
Durante il moto i due moving frame creati saranno rigidamente solidali ai moving
frame centrati nei centri di massa dei due corpi
const ChVector<> mstifness, // mstifness è il nome del vettore le cui
componenti numeriche rappresentano le rigidzze lungo gli assi x, y e z del
sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B ed avente inizialmente
```

```

origine nel punto specificato da abs_application (durante il moto l'origine di
tale frame sarà individuato dal nome loc_application_B)
const ChVector<> mdamping, // mdamping è il nome del vettore le cui componenti
numeriche rappresentano gli smorzamenti viscosi lungo gli assi x, y e z del
sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B e avente inizialmente
origine nel punto specificato abs_application (durante il moto l'origine di tale
frame sarà individuato dal nome loc_application_B)
)
: ChLoadBodyBody(mbodyA,mbodyB,abs_application),
stiffness(mstiffness), // inizializzazione della variabile stiffness con i
valori numerici di mstiffness
damping(mdamping) // inizializzazione della variabile damping con i valori
mdamping
{
}

// Implementazione del calcolo della forza di bushing loc_force: i
sistemi di riferimento solidali ai due corpi, che inizialmente avevano l'origine
nel punto abs_application, in un istante generico t del moto si troveranno in
local_application_A ed in local_application_B. I due moving frame avranno così
associato un vettore rel_AB le cui componenti rappresentano le distanze relative
tra local_application_A e local_application_B nel sistema di riferimento solidale
al corpo B. rel_AB.GetPos() estrapola le tre componenti del vettore rel_AB che
vengono moltiplicate componente per componente con il vettore che rappresenta le
rigidezze. rel_AB.GetPos_dt() estrapola le tre componenti del vettore velocità
de rel_AB che vengono moltiplicate componente per componente con il vettore che
rappresenta gli smorzamenti viscosi. La forza di bushing calcolata è assunta
agente su B. Agisce in verso opposto su A.

virtual void ComputeBushingForceTorque(const ChFrameMoving<>& rel_AB,
                                       ChVector<>& loc_force,
                                       ChVector<>& loc_torque)

override {
loc_force = rel_AB.GetPos() * this->stiffness
+ rel_AB.GetPos_dt() * this->damping; // prodotto tra vettori componente
per componente

loc_torque = VNULL; // il vettore le cui componenti rappresentano i momenti di
bushing è posto per definizione uguale al vettore nullo
}
virtual bool IsStiff() {return true;}

/// Settaggio delle rigidezze lungo gli assi x,y,z del sistema di
riferimento solidale con il corpo B e avente origine in loc_application_B
void SetStiffness(const ChVector<> mstiffness) {this->stiffness =
mstiffness;}

```

```

ChVector<> GetStiffness() const {return this->stiffness;}

    /// Settaggio degli smorzamenti viscosi lungo gli assi x,y,z del sistema
di riferimento solidale con il secondo corpo B e avente origine in
loc_application_B
    void SetDamping(const ChVector<> mdamping) {this->damping = mdamping;}
    ChVector<> GetDamping() const {return this->damping;}
};

```

A.2 ChLoadBodyBodyBushingPlastic.

```

class ChLoadBodyBodyBushingPlastic : public ChLoadBodyBodyBushingSpherical {
protected:
ChVector<> yeld;    // yeld è il nome della variabile protetta che rappresenta
il vettore le cui componenti corrispondono ai plateau orizzontali dei legami
elastici perfettamente plastici forze-spostamenti. I valori numerici di tale
variabile sono introdotti nella riga successiva dove compare myeld

ChVector<> plastic_def;    // plastic_def è il nome della variabile protetta
che rappresenta il vettore le cui componenti corrispondono agli spostamenti
plastici nei legami perfettamente plastici forze-spostamenti. Inizialmente è
assunto pari a (0,0,0)

public:
ChLoadBodyBodyBushingPlastic(

std::shared_ptr<ChBody> mbodyA,    // mbodyA è il nome del corpo A

std::shared_ptr<ChBody> mbodyB,    // mbodyB è il nome del corpo B

const ChFrame<> abs_application,    // abs_application è il nome del vettore le
cui componenti numeriche, in coordinate assolute, rappresentano il punto di
applicazione del bushing. In tale punto vengono attaccati in maniera "rigida"
due moving frame, sistemi di riferimento mobili, concordemente orientati ai
frame centrati nel centro di massa dei corpi A e B. Durante il moto i due moving
frame creati saranno rigidamente solidali ai moving frame centrati nei centri di
massa dei due corpi.

const ChVector<> mstiffness, // mstiffness è il nome del vettore le cui
componenti numeriche rappresentano le rigidzze lungo gli assi x, y e z del
sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B ed avente inizialmente
origine nel punto specificato da abs_application (durante il moto l'origine di
tale frame sarà individuato dal nome loc_application_B)

```

```
const ChVector<> mdamping,          // mdamping è il nome del vettore le cui
componenti bumeriche rappresentano gli smorzamenti viscosi lungo gli assi x, y e
z del sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B e avente
inizialmente origine nel punto specificato abs_application (durante il moto
l'origine di tale frame sarà individuato dal nome loc_application_B)
```

```
const ChVector<> myeld             // myeld è il nime del vettore le cui
componenti numeriche rappresentano i limiti elastici della forza di bushing
lungo gli assi x,y,z del sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B
ed avente inizialmente origine nel punto specificato da abs_application (durante
il moto l'origine di tale frame sarà individuato dal nome loc_application_B)
```

```
: ChLoadBodyBodyBushingSpherical(mbodyA, mbodyB, abs_application, mstiffness,
mdamping),
```

```
yeld_p(myeld), // Inizializzazione della variabile yeld con i valori numerici di
myeld.
```

```
plastic_def(VNULL) // Inizializzazione della variabile plastic_def con il
vettore nullo
{
}
```

```
    // Implementazione del calcolo della forza di bushing loc_force: i
sistemi di riferimento solidali ai due corpi, che inizialmente avevano l'origine
nel punto abs_application, in un istante generico t del moto si troveranno in
local_application_A ed in local_application_B. I due moving frame avranno così
associato un vettore rel_AB le cui componenti rappresentano le distanze relative
tra local_application_A e local_application_B nel sistema di riferimento
solidale al corpo B. rel_AB.GetPos() estrapola le tre componenti del vettore
rel_AB che vengono moltiplicate componente per componente con il vettore che
rappresenta le rigidezze. rel_AB.GetPos_dt() estrapola le tre componenti del
vettore velocità de rel_AB che vengono moltiplicate componente per componente
con il vettore che rappresenta gli smorzamenti viscosi. La forza di bushing
calcolata è assunta agente su B. Agisce in verso opposto su A.
```

```
virtual void ComputeBushingForceTorque(const      ChFrameMoving<>& rel_AB,
                                                ChVector<>& loc_force,
                                                ChVector<>& loc_torque)
```

```
override {
```

```
    loc_force = rel_AB.GetPos()      * this->stiffness
               + rel_AB.GetPos_dt() * this->damping; // prodotto tra vettori
                                                    componente per
                                                    componente
```

```

if (loc_force.x() > yeld.x()) {
loc_force.x() = yeld.x();
plastic_def.x() = rel_AB.GetPos().x() - loc_force.x() / this->stiffness.x();
}
if (loc_force.x() < -yeld.x()) {
loc_force.x() = -yeld.x();
plastic_def.x() = rel_AB.GetPos().x() - loc_force.x() / this->stiffness.x();
}
if (loc_force.y() > yeld.y()) {
loc_force.y() = yeld.y();
plastic_def.y() = rel_AB.GetPos().y() - loc_force.y() / this->stiffness.y();
}
if (loc_force.y() < -yeld.y()) {
loc_force.y() = -yeld.y();
plastic_def.y() = rel_AB.GetPos().y() - loc_force.y() / this->stiffness.y();
}
if (loc_force.z() > yeld.z()) {
loc_force.z() = yeld.z();
plastic_def.z() = rel_AB.GetPos().z() - loc_force.z() / this->stiffness.z();
}
if (loc_force.z() < -yeld.z()) {
loc_force.z() = -yeld.z();
plastic_def.z() = rel_AB.GetPos().z() - loc_force.z() / this->stiffness.z();
}

loc_torque = VNULL;          // il vettore le cui componenti rappresentano i
momenti del bushing è posto per definizione uguale al vettore nullo
}

virtual bool IsStiff() { return true; }

    // Settaggio dei limiti delle forze elastiche di bushing. è rappresentato
da un vettore le cui componenti sono riferite agli assi x,y,z del sistema di
riferimento solidale con il secondo corpo B ed avente origine in
loc_application_B ([N]).

void SetYeld_p(const ChVector<> myeld) { this->yeld = myeld; }
ChVector<> GetYeld() const { return this->yeld; }

    // Aggiornamento dello spostamento plastico con quello accumulato che
potrebbe diventare non nullo se le forze di bushing superano il limite elastico
([m]).

ChVector<> GetPlasticDeformation() const { return this->plastic_def; }

```

```
};
```

A.3 ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreak

```
class ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreak : public ChLoadBodyBodyBushingSpherical
{
protected:
```

```
ChVector<> yeld_p; // yeld_p è il nome della variabile protetta che
rappresenta il vettore le cui componenti corrispondono ai plateau orizzontali
nei legami elastici perfettamente plastici forze-spostamenti a trazione. I
valori numerici di tale variabile sono introdotti nella riga successiva dove
compare myeld_p
```

```
ChVector<> yeld_n; // yeld_p è il nome della variabile protetta che rappresenta
il vettore le cui componenti corrispondono ai plateau orizzontali nei legami
elastici perfettamente plastici forze-spostamenti a compressione. I valori
numerici di tale variabile sono introdotti nella riga successiva dove compare
myeld_n
```

```
ChVector<> plastic_def; // plastic_def è il nome della variabile protetta
che rappresenta il vettore le cui componenti corrispondono agli spostamenti
plastici nei legami perfettamente plastici forze-spostamenti. Inizialmente è
assunto pari a (0,0,0)
```

```
ChVector<> def_limit_break_p; // def_lim_break_p è il nome della variabile
protetta che rappresenta il vettore le cui componenti corrispondono agli
spostamenti a rottura nei legami elastici perfettamente plastici forze-
spostamenti (trazione).
```

```
ChVector<> def_limit_break_n; // def_lim_break_n è il nome della variabile
protetta che rappresenta il vettore le cui componenti corrispondono agli
spostamenti a rottura nei legami elastici perfettamente plastici forze-
spostamenti (compressione).
```

```
bool broken; // Opzione booleana attraverso cui si realizza la rottura nei
legami elasto-plastici
```

```
public:
```

```
ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreak(
```

```
std::shared_ptr<ChBody> mbodyA, // mbodyA è il nome del corpo A
```

```

std::shared_ptr<ChBody> mbodyB, // mbodyB è il nome del corpo B

const ChFrame<> abs_application, // abs_application è il nome del vettore le
cui componenti numeriche, in coordinate assolute, rappresentano il punto di
applicazione del bushing. In tale punto vengono attaccati in maniera “rigida”
due moving frame, sistemi di riferimento mobili, concordemente orientati ai
frame centrati nel centro di massa dei corpi A e B. Durante il moto i due moving
frame creati saranno rigidamente solidali ai moving frame centrati nei centri di
massa dei due corpi.

const ChVector<> mstiffness, // mstiffness è il nome del vettore le cui
componenti numeriche rappresentano le rigidzze lungo gli assi x, y e z del
sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B ed avente inizialmente
origine nel punto specificato da abs_application (durante il moto l’origine di
tale frame sarà individuato dal nome loc_application_B)

const ChVector<> mdamping, // mdamping è il nome del vettore le cui
componenti numeriche rappresentano gli smorzamenti viscosi lungo gli assi x, y e
z del sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B e avente
inizialmente origine nel punto specificato abs_application (durante il moto
l’origine di tale frame sarà individuato dal nome loc_application_B)

const ChVector<> myeld_p, // myeld è il nime del vettore le cui
componenti numeriche rappresentano i limiti elastici a trazione della forza di
bushing lungo gli assi x,y,z del sistema di riferimento solidale con il secondo
corpo B ed avente inizialmente origine nel punto specificato da abs_application
(durante il moto l’origine di tale frame sarà individuato dal nome
loc_application_B)

const ChVector<> myeld_n, // myeld è il nime del vettore le cui
componenti numeriche rappresentano i limiti elastici a compressione della forza
di bushing lungo gli assi x,y,z del sistema di riferimento solidale con il
secondo corpo B ed avente inizialmente origine nel punto specificato da
abs_application (durante il moto l’origine di tale frame sarà individuato dal
nome loc_application_B)

const ChVector<> mdef_limit_p, // mdef_lim_p è il nome del vettore le cui
componenti numeriche corrispondono agli spostamenti a rottura nei legami a
trazione elastici perfettamente plastici forze-spostamenti. Le componenti di
tale vettore sono riferite agli assi x,y,z del sistema di riferimento solidale
con il secondo corpo B e avente inizialmente origine nel punto specificato da
abs_application (durante il moto l’origine di tale frame sarà individuato dal
nome loc_application_B). Se una delle componenti positive del vettore rel_AB,
lungo gli assi positivi x,y,z del sistema di riferimento solidale con il corpo
B, superano tali valori si entra nello stato broken.

```

```
const ChVector<> mdef_limit_n // mdef_lim_n è il nome del vettore le cui
componenti numeriche corrispondono agli spostamenti a rottura nei legami a
compressione elastici perfettamente plastici forze-spostamenti. Le componenti di
tale vettore sono riferite agli assi x,y,z del sistema di riferimento solidale
con il secondo corpo B e avente inizialmente origine nel punto specificato da
abs_application (durante il moto l'origine di tale frame sarà individuato dal
nome loc_application_B). Se una delle componenti positive del vettore rel_AB,
lungo gli assi positivi x,y,z del sistema di riferimento solidale con il corpo
B, superano tali valori si entra nello stato broken.
```

```
)
: ChLoadBodyBodyBushingSpherical(mbodyA, mbodyB, abs_application, mstiffness,
mdamping),

yeld_p(myeld_p), // Inizializzazione della variabile yeld_p con i valori
numerici di myeld_p.

yeld_n(myeld_n), // Inizializzazione della variabile yeld_n con i valori
numerici di myeld_n.

def_limit_break_p(mdef_limit_p), // Inizializzazione della variabile
def_limit_break_p con i valori numerici di mdef_limit_p.

def_limit_break_n(mdef_limit_n), // Inizializzazione della variabile
def_limit_break_n con i valori numerici di mdef_limit_n.

broken(false), // Inizializzazione dell'opzione booleana.

plastic_def(VNULL) // Inizializzazione della variabile plastic_def con il
vettore nullo

{
}
```

```
// Implementazione del calcolo della forza di bushing loc_force. I
sistemi di riferimento solidali ai due corpi, che inizialmente avevano l'origine
nel punto abs_application, in un istante generico t del moto si troveranno in
local_application_A e local_application_B. I due moving frame avranno così
associato un vettore rel_AB le cui componenti rappresentano le distanze relative
tra local_application_A e local_application_B nel sistema di riferimento
solidale al corpo B. rel_AB_GetPos() estrapola le tre componenti del vettore
rel_AB e nel ciclo if il calcolatore controlla se tali componenti di spostamento
relativo superano i valori numerici imposti per gli spostamenti a rottura, a
trazione ed a compressione. Se almeno uno di tali valori eccede il valore a
```

rottura si entra nello stato definito broken. In tale stato la forza di bushing è posta per definizione uguale al vettore nullo. Non si ha più un'interazione tra i corpi A e B. Il bushing si è rotto. Nel caso in cui si entri nello stato di bushing la forza di bushing `loc_force` viene calcolata come già precedentemente illustrato per la classe `ChLoadBodyBodyBushingPlastic`. La forza di bushing calcolata è assunta agente su B. Agisce in verso opposto su A.

```
virtual void ComputeBushingForceTorque(const      ChFrameMoving<>& rel_AB,
                                         ChVector<>& loc_force,
                                         ChVector<>& loc_torque)

override {
if (rel_AB.GetPos().x() >= def_limit_break_p.x() ||
rel_AB.GetPos().x() <= -def_limit_break_n.x() ||
rel_AB.GetPos().y() >= def_limit_break_p.y() ||
rel_AB.GetPos().y() <= -def_limit_break_n.y() ||
rel_AB.GetPos().z() >= def_limit_break_p.z() ||
rel_AB.GetPos().z() <= -def_limit_break_n.z())
{
broken = true;
}

if (broken) {
loc_force = VNULL;    // nello stato broken la forza di bushing loc_force è
                       uguale al vettore nullo

loc_torque = VNULL;  // nello stato broken la forza di bushing loc_torque è
                       uguale al vettore nullo

return;
}

loc_force = (rel_AB.GetPos() - plastic_def) * this->stiffness
            + rel_AB.GetPos_dt() * this->damping;    // prodotto tra vettori
componente per componente

// Implementazione dei legami elastici perfettamente plastici per le
forze di bushing, distinguendo a priori un diverso andamento tra la trazione e
la compressione. Si osservi che però nel tratto elastico i grafici hanno le
stesse pendenze sia a trazione che compressione. Tale modello potrebbe essere
quindi raffinato ulteriormente.

if (loc_force.x() > yeld_p.x()) {
loc_force.x() = yeld_p.x();
plastic_def.x() = rel_AB.GetPos().x() - loc_force.x() / this->stiffness.x();
}
}
```

```

if (loc_force.x() < -yeld_n.x()) {
loc_force.x() = -yeld_n.x();
plastic_def.x() = rel_AB.GetPos().x() - loc_force.x() / this->stiffness.x();
}
if (loc_force.y() > yeld_p.y()) {
loc_force.y() = yeld_p.y();
plastic_def.y() = rel_AB.GetPos().y() - loc_force.y() / this->stiffness.y();
}
if (loc_force.y() < -yeld_n.y()) {
loc_force.y() = -yeld_n.y();
plastic_def.y() = rel_AB.GetPos().y() - loc_force.y() / this->stiffness.y();
}
if (loc_force.z() > yeld_p.z()) {
loc_force.z() = yeld_p.z();
plastic_def.z() = rel_AB.GetPos().z() - loc_force.z() / this->stiffness.z();
}
if (loc_force.z() < -yeld_n.z()) {
loc_force.z() = -yeld_n.z();
plastic_def.z() = rel_AB.GetPos().z() - loc_force.z() / this->stiffness.z();
}

loc_torque = VNULL; // il momento di bushing loc_torque è posto uguale al
vettore nullo

}

virtual bool IsStiff() { return true; }

```

// Settaggio dei limiti a trazione delle forze elastiche di bushing. è rappresentato da un valore le cui componenti positive sono riferite agli assi positivi x,y,z del sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B e avente origine in loc_application_B ([N/m]).

```

void SetYeld_p(const ChVector<> myeld_p) { this->yeld_p = myeld_p; }
ChVector<> GetYeld_p() const { return this->yeld_p; }

```

// Settaggio dei limiti a compressione delle forze elastiche di bushing. è rappresentato da un valore le cui componenti positive sono riferite agli assi positivi x,y,z del sistema di riferimento solidale con il secondo corpo B e avente origine in loc_application_B ([N/m]).

```

void SetYeld_n(const ChVector<> myeld_n) { this->yeld_n = myeld_n; }
ChVector<> GetYeld_n() const { return this->yeld_n; }

```

// Aggiornamento dello spostamento plastico con quello accumulato che potrebbe diventare non nullo se le forze di bushing superano il limite elastico ([m]).

```
ChVector<> GetPlasticDeformation() const { return this->plastic_def; }

};
```

A.4 Estrapolazione posizione dei centri di massa

// Salvataggio delle posizioni dei frame relativi ai centri di massa di ogni corpo materiale del sistema fisico mphysicalSystem. Ad ogni istante temporale della simulazione dinamica vengono creati dei file di testo .txt

```
char bodyfilename[200];
sprintf(bodyfilename, "%s%05d%s", "results/bodies",
mphysicalSystem.GetStepcount(), ".txt"); // es: bodies00020.txt
ChStreamOutAsciiFile result_bodies(bodyfilename);
ChSystemNSC::IteratorBodies mbodies = mphysicalSystem.IterBeginBodies();
while (mbodies != mphysicalSystem.IterEndBodies()) {

result_bodies << (*mbodies)->GetIdentifier() << ", " // ogni corpo viene
etichettato con un numero. Se non fatto esplicitamente dall'utente al momento
dell'introduzione del corpo nel sistema fisico è il programma ad assegnargli
automaticamente un numero identificativo.

<< (*mbodies)->GetPos().x() << ", " // ad ogni corpo viene assegnata la
coordinata x del suo centro di massa

<< (*mbodies)->GetPos().z() << ", " // ad ogni corpo viene assegnata la
coordinata z del suo centro di massa

<< (*mbodies)->GetPos().y() << ", " // ad ogni corpo viene assegnata la
coordinata y del suo centro di massa

<< (*mbodies)->GetRot().e0() << ", " // ad ogni corpo viene assegnata la
prima componente del vettore quaternione

<< (*mbodies)->GetRot().e1() << ", " // ad ogni corpo viene assegnata la
seconda componente del vettore quaternione

<< (*mbodies)->GetRot().e2() << ", " // ad ogni corpo viene assegnata la
terza componente del vettore quaternione
```

```
<< (*mbodies)->GetRot().e3() << "\n"; // ad ogni corpo viene assegnata la
quarta componente del vettore quaternione
```

```
++mbodies;
```

A.5 Estrapolazione forze d'interazione tra i corpi rigidi

// Salvataggio delle informazioni inerenti i bushing del sistema fisico
mphysicalSystem. Ad ogni istante della simulazione dinamica vengono creati dei
files di testo .txt nella directory results

```
char bushingfilename[200];
sprintf(bushingfilename, "%s%05d%s", "results/bushings",
mphysicalSystem.GetStepcount(), ".txt"); // es: bushing00020.txt
ChStreamOutAsciiFile result_bushings(bushingfilename);
auto mitem = mphysicalSystem.IterBeginOtherPhysicsItems();
while (mitem != mphysicalSystem.IterEndOtherPhysicsItems()) {
if (auto mloadcontainer = std::dynamic_pointer_cast<ChLoadContainer>((*mitem))
{
for (auto mload : mloadcontainer->GetLoadList()) {
if (auto mbushing = std::dynamic_pointer_cast<ChLoadBodyBodyBushingPlasticBreak>((mload))) {
```

```
result_bushings << mbushing->GetBodyA()->GetIdentifier() << ", " // ogni corpo
viene etichettato con un numero. Se non fatto esplicitamente dall'utente al
momento dell'introduzione del corpo nel sistema fisico è il programma ad
assegnargli automaticamente un numero identificativo. Con tale stringa si
ottiene il numero-etichetta del corpo A (il bushing è per definizione tra i
corpi A e B)
```

```
<< mbushing->GetBodyB()->GetIdentifier() << ", " // Si ottiene il numero
etichetta del corpo B
```

```
<< mbushing->GetAbsoluteFrameA().GetPos().x() << ", " // si ottiene la
coordinata x, in coordinate assolute, del punto di applicazione del bushing dal
punto di vista del corpo A.
```

```
<< mbushing->GetAbsoluteFrameA().GetPos().y() << ", " // si ottiene la
coordinata y, in coordinate assolute, del punto di applicazione del bushing dal
punto di vista del corpo A.
```

```
<< mbushing->GetAbsoluteFrameA().GetPos().z() << ", " // si ottiene la
coordinata z, in coordinate assolute, del punto di applicazione del bushing dal
punto di vista del corpo A.
```

```

<< mbushing->GetBushingForce().x() << ", " // Si ottiene la prima componente
della forza di bushing (agisce su B e in verso opposto su A

<< mbushing->GetBushingForce().y() << ", " // Si ottiene la seconda componente
della forza di bushing (agisce su B e in verso opposto su A

<< mbushing->GetBushingForce().z() << "\n";      // Si ottiene la terza
componente della forza di bushing (agisce su B e in verso opposto su A
        }
    }
}
++mitem;
}

```

A.6 Estrapolazione dei contatti

```

class _contact_reporter_class : public ChContactContainer::ReportContactCallback
{
public:
    ChStreamOutAsciiFile* mfile; // nome del file sul quale salvare i dati

    virtual bool OnReportContact(

        const ChVector<>& pA, // Vettore le cui componenti rappresentano le coordinate
del punto del corpo A in cui si realizza il contatto

        const ChVector<>& pB, // Vettore le cui componenti rappresentano le coordinate
del punto del corpo B in cui si realizza il contatto

        const ChMatrix33<>& plane_coord, // matrice 3x3: la prima colonna rappresenta
il versore n normale al piano di contatto, le altre due colonne rappresentano
due vettori u e w di una base ortonormale per il piano di contatto

        const double& distance,

        const ChVector<>& react_forces, // Vettore le cui componenti rappresentano
le forze di contatto nel riferimento locale plane_coord

        const ChVector<>& react_torques, // Vettore le cui componenti rappresentano i
momenti di contatto nel riferimento locale plane_coord

        ChContactable* contactobjA,
        ChContactable* contactobjB

```

```

)
{

    // Ogni volta che si realizza un contatto tra due corpi il calcolatore
    // esegue la funzione seguente e gli output numerici sono salvati su file ASCII

(*mfile) << contactobjA->GetPhysicsItem()->GetIdentifier() << ", "
    // Numero etichetta identificativo del corpo A a cui appartiene il punto
    // di contatto

    << contactobjB->GetPhysicsItem()->GetIdentifier() << ", "
    // Numero etichetta identificativo del corpo B a cui appartiene il punto
    // di contatto

<< pA.x() << ", "    // Coordinata x, nel riferimento assoluto, del punto di
    // contatto pA
<< pA.y() << ", "    // Coordinata y, nel riferimento assoluto, del punto di
    // contatto pA

<< pA.z() << ", "    // Coordinata z, nel riferimento assoluto, del punto di
    // contatto pA

<< react_forces.x() << ", "    // Prima componente della forza di contatto
    // nel riferimento locale plane_coord

<< react_forces.y() << ", "    // Seconda componente della forza di
    // contatto nel riferimento locale plane_coord

<< react_forces.z() << ", "    // Terza componente della forza di contatto
    // nel riferimento locale plane_coord

<< plane_coord.Get_A_Xaxis().x() << ", "    // Coordinata x del versore n
    // nel riferimento assoluto

<< plane_coord.Get_A_Xaxis().y() << ", "    // Coordinata y del versore n
    // nel riferimento assoluto

<< plane_coord.Get_A_Xaxis().z() << ", "    // Coordinata z del versore n
    // nel riferimento assoluto

<< plane_coord.Get_A_Yaxis().x() << ", "    // Coordinata x del versore u
    // nel riferimento assoluto

<< plane_coord.Get_A_Yaxis().y() << ", "    // Coordinata y del versore u
    // nel riferimento assoluto

```

```

<< plane_coord.Get_A_Yaxis().z() << ", "           // Coordinata z del versore u
nel riferimento assoluto

<< plane_coord.Get_A_Zaxis().x() << ", "           // Coordinata x del versore w
nel riferimento assoluto

<< plane_coord.Get_A_Zaxis().y() << ", "           // Coordinata y del versore w
nel riferimento assoluto

<< plane_coord.Get_A_Zaxis().z() << "\n"; // Coordinata z del versore w nel
riferimento assoluto

return true; // Per continuare a scansionare i contatti
    }
};

char contactfilename[200];
sprintf(contactfilename, "%s%05d%s", "results/contacts",
mphysicalSystem.GetStepcount(), ".txt"); // es: contacts00020.txt
_contact_reporter_class my_contact_rep;
ChStreamOutAsciiFile result_contacts(contactfilename);
my_contact_rep.mfile = &result_contacts;
mphysicalSystem.GetContactContainer()->ReportAllContacts(&my_contact_rep);

```
