



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PISA
CORSO DI DOTTORATO IN
SCIENZE E TECNICHE DELL'INGEGNERIA CIVILE
XXIII CICLO

COSTRUZIONI IN CONTESTI CARATTERIZZATI DA DISASTRI NATURALI, GUERRE E ARRETRATEZZA TECNICA

SSD:ICAR08-SCIENZA DELLE COSTRUZIONI

DOTTORANDO: DOTT.ING.DARIO CIPOLLI

TUTORI: DOTT.ING. RICCARDO BARSOTTI
DOTT.ING. ADOLFO BACCI
PROF.ING. STEFANO BENNATI

Sommario

Introduzione.....	4
Capitolo 1. La realizzazione di opere civili in paesi caratterizzati da condizioni di crisi	8
1.1 Il sistema dei controlli: l'accertamento della qualità dei materiali, dei prodotti e dei processi costruttivi.....	8
1.2 Il ruolo del Direttore dei Lavori in opere realizzate in paesi in condizioni di crisi	9
Capitolo 2. Analisi strutturale di telai in c.a. collaboranti con pannelli di muratura.....	12
2.1 Tecnica Costruttiva	12
2.2 Rassegna dei principali modelli meccanici presenti in letteratura.....	13
2.3 Due semplici modelli per la valutazione sulla risposta meccanica di telai collaboranti con pannelli di muratura	16
2.3.1 Il sistema telaio – pannello soggetto a carichi verticali.....	18
2.2.2 Il sistema telaio – pannello soggetto a carichi verticali ed orizzontali.....	21
2.2.3 Discussione dei risultati ottenuti con i modelli semplificati	28
2.2.3.1 Confronto tra modelli: Modello con bielle rigide(b) vs Modello senza collegamento tra gli assi (a)	28
2.2.3.2 Confronto tra modelli: Modello con bielle rigide(b) vs Modello senza collegamento tra gli assi (a) vs Modello FEM	29
2.2.3.3 Confronto tra modelli: confronto fra i modelli utilizzati, semplificati e FEM, con i risultati di uno studio su provini reali.....	32
2.2.4 Valutazioni riepilogative e conclusive.....	33
Capitolo 3. Ideazione e sviluppo di un dispositivo portatile di prova per i materiali da costruzione	34
3.1 Il Dispositivo Portatile di Prova (DPP)	34
3.2.1 Le componenti meccaniche	35
3.2.2 La dotazione strumentale.....	38
Capitolo 4. La campagna sperimentale per la validazione del dispositivo portatile di prova	42
4.1 Le prove sugli elementi di calcestruzzo	44
4.1.1 Prove di flessione.....	44
4.1.2 Prove di compressione.....	48
4.1.3 Prove di indentazione.....	50
4.2 Le prove sulle barre d'acciaio da cemento armato.....	53
4.2.1 Prove di trazione	53
4.2.2 Prove di flessione.....	59

4.3 Le prove sugli elementi di laterizio	64
4.3.1 Prove di compressione.....	64
4.3.2 Prove di flessione.....	65
4.3.3 Prove di indentazione.....	68
4.4 Quadro riassuntivo dei risultati delle prove.....	72
4.5 Verifiche campioni statistici.....	73
Capitolo 5. Interpretazione dei risultati della campagna di prove.....	76
5.1 Calcestruzzo.....	77
5.2 Laterizio	85
5.3 Barre d'acciaio da cemento armato.....	88
5.4 Riepilogo interpretazione prove.....	97
Conclusioni.....	98
Allegati.....	100
A1.Modelli teorici per lo studio di telai tamponati e muratura	100
A2. Modello c: travi vincolate rigidamente in sommità ed elasticamente lungo l'asse	109
A3. Modello FEM – ottimizzazione tessitura	116
A4. Evoluzione macchine da prova.....	118
A5. Mix design provini calcestruzzo.....	121
A6: Analisi statistiche sui campioni	124
Bibliografia.....	141

Introduzione

Il grande progresso che è stato fatto negli ultimi decenni, la necessità di espansione dei mercati dei paesi più sviluppati e quella di migliorare le condizioni socio-economiche di quelli meno sviluppati portano ad un aumento della richiesta di personale tecnico specializzato in tutti i settori produttivi dei paesi in via di sviluppo. I tecnici, e fra questi anche gli ingegneri, vedono ampliarsi i loro orizzonti lavorativi verso confini che travalicano i confini delle proprie patrie. Di per contro, se si registra un aumento delle possibilità lavorative, si registra anche un aumento di situazioni di crisi correlate, se non in qualche caso indotte, da questa forte spinta verso lo sviluppo dei paesi emergenti: guerre, disastri naturali, sono tutti elementi che inducono crisi nei paesi in cui si manifestano e creano una regressione nello sviluppo di un paese.

La crisi che un paese vive si riflette anche nel processo produttivo che porta alla realizzazione di un manufatto. È del tutto logico, infatti, che l'industria delle costruzioni risenta dello stato di crisi in cui si trova il paese, è quindi consequenziale che in questi paesi il sistema di controlli, che usualmente regola il settore, sia incompleto o completamente assente. Indipendentemente dai motivi che lo hanno causato, una defezione del sistema dei controlli sulle costruzioni porta il tecnico ad agire in una condizione di estremo disagio in quanto gli vengono tolti in tutto o in parte alcune delle "leve" su cui normalmente basa la sua attività.

Questo è lo scenario in cui si sviluppa il presente lavoro, il cui obiettivo è quello di agevolare l'opera del tecnico fornendo indicazioni su come colmare alcune delle lacune presenti nel sistema produttivo del paese in cui opera. Ovviamente questo scritto non abbraccia tutto il processo produttivo ma si concentra solo su alcuni aspetti inerenti alle strutture e, conseguentemente, alla valutazione della sicurezza di alcune tipologie di strutture. Per fare questo ho scelto di suddividere il tema della valutazione della sicurezza delle strutture in tre grandi aree tematiche che riguardano: l'analisi di alcune particolari tipologie costruttive, a cui è deputato il compito di stabilire quali sono le caratteristiche da prendere in considerazione nel calcolo delle strutture, una parte sperimentale a cui è deputato il compito di stabilire quali sono i metodi e le procedure da utilizzare per valutare le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati nella costruzione, ed, infine, l'analisi e la scelta di alcune normative, cui è deputato il compito di stabilire quali siano i "criteri" da utilizzare per valutare la sicurezza. È importante sottolineare fin d'ora che in tutto il lavoro che viene presentato c'è la ricerca di utilizzare approcci il più possibile semplici e che non necessitino di supporti tecnologicamente avanzati, come software di calcolo strutturale, estensimetri a variazione di resistenza elettrica, centraline di acquisizioni dati, macchine universali di prova etc etc, questo perché si ritiene che, dato lo scenario in cui si ambienta questo lavoro, sia difficile avere a disposizione tali supporti. Nel secondo capitolo viene affrontato lo studio di una tipologia costruttiva molto presente in Kosovo e in Afghanistan, si tratta di strutture in cemento armato in cui i tamponamenti in muratura vengono realizzati prima del getto di calcestruzzo, di cui costituiscono parte della cassetta.

Questo particolare modo di costruire fa sì che i tamponamenti si trovino a sostenere il peso del getto di calcestruzzo non ancora indurito e quindi si sviluppino delle tensioni di compressione all'interno dei pannelli. Il motivo per cui si è scelto di analizzare questa particolare tecnica, oltre alla elevata frequenza con cui è possibile imbattersi in una costruzione di questo tipo, è che nonostante esistano in letteratura molti esempi di studi dell'interazioni tra pannelli di tamponamento e strutture in cemento armato e anche studi sulle murature confinate, si è ritenuto che i modelli proposti non sono immediatamente applicabili al caso di studio in quanto ogni modello presenta delle peculiari diversità rispetto al caso reale. Ragion per cui si è ritenuto corretto sviluppare un proprio modello semplificato, che tenga conto delle peculiarità del caso in esame, e confrontarlo con i modelli esistenti. Le conclusioni a cui si arriva portano a sostenere che questo tipo di strutture possono essere studiate nella maggior parte dei casi come dei telaio deformabili a taglio e flessione, in cui l'elemento pannello è visto come una trave tozza collegata al telaio in calcestruzzo da un vincolo che blocca la rotazione in sommità e, solo nel caso in cui non siano verificati determinati rapporti geometrici tra i vari elementi strutturali, è necessario ricorrere all'utilizzo di modelli agli elementi finiti, utilizzando elementi bidimensionali (shell).

Nel terzo capitolo viene presentato anche il prototipo di un dispositivo portatile di prova che è una macchina, progettata e costruita in seno a questo progetto di tesi, il cui scopo è quello di riuscire a dare indicazioni, tramite apposite prove da fare in cantiere, circa la qualità dei materiali impiegati. Volendo dare una descrizione sintetica delle capacità della macchina, si può dire che questa è una macchina in grado di eseguire prove di resistenza a flessione su provini, con le stesse forme e dimensioni di quelli previsti dalla normativa UNI (1) (2) (3) (4) (5) (6) (7) (8) (9), e prove di compressione, su provini non standard, tipicamente cubetti di materiale di dimensioni ridotte rispetto a quelle previste dalle norme citate. Queste limitazioni scaturiscono da problemi legati alla necessità di contenere i pesi e gli ingombri della macchina ed hanno portato all'utilizzo di un martinetto di carico con una forza massima applicabile di 4 tonnellate che, quindi, ha limitato fortemente la capacità di effettuare prove di compressione. La strumentazione della macchina è costituita da due manometri, con pressione massima rilevabile di 25 e 400 bar, per la rilevazione del carico applicato ed un calibro comparatore digitale per la misurazione delle frecce dei provini durante le prove. La macchina è costituita da un telaio, in acciaio Fe360, a geometria variabile. Quest'ultima caratteristica è dovuta alla necessità di poter ricreare schemi di carico diversi in modo da poter ricreare, quanto più possibile, i diversi schemi di carico proposti nella normativa UNI (8) - (9) a seconda dei vari materiali. Completano la macchina alcuni accessori costituiti da due teste di carico, ad uno e due coltelli, ed una piastra di contrasto di dimensioni 12x20x2 centimetri. Le funzioni di questi accessori, tutti riconducibili alla necessità di effettuare il maggior numero di tipi di prova possibile, saranno oggetto di analisi nel quarto capitolo.

Nel quarto capitolo si descrive la campagna di prove che è stata effettuata per verificare l'attendibilità dei risultati ottenibili con la macchina. La campagna può essere sinteticamente descritta dicendo che sono stati costruiti alcuni gruppi di provini in calcestruzzo, acciaio, malta e laterizio, ogni gruppo è

stato poi suddiviso in due sottogruppi omogenei. Uno dei due sottogruppi è stato sottoposto alle prove di laboratorio effettuate con strumentazione ufficiale, mentre l'altro è stato provato con il dispositivo portatile di prova. La finalità di questa suddivisione era quella di verificare l'effettiva precisione del macchinario nei confronti di un macchinario di laboratorio.

Nel quinto capitolo si sviluppa riguarda l'utilizzo della macchina, ed in particolare l'interpretazione dei risultati che questa può fornire; come ho già detto, questa macchina è in grado di effettuare prove di flessione su provini standard e prove di compressione su micro provini, i risultati che si ottengono sono quindi legati a queste tipologie di prova. Purtroppo questo tipo di risultati non sono direttamente utilizzabili per caratterizzare il materiale, con l'unica eccezione della malta, in quanto le grandezze a cui si fa riferimento in sede di progetto e verifica delle strutture sono altre, tipicamente sono i risultati che scaturiscono da prove di trazione o compressione assiale su provini di grandezza definita (8) - (9). Per far sì che i risultati ottenibili dalle prove effettuate con la macchina siano utilizzabili è necessario capire come questi si leghino ai risultati ottenibili con prove standard; è necessario, quindi, fornire dei metodi per interpretare i dati di uscita dalla macchina portatile. La descrizione di questi metodi di interpretazione costituiscono l'oggetto dell'ultima parte del terzo capitolo dove vengono analizzati, rispettivamente, i seguenti materiali: calcestruzzo, acciaio da cemento armato e laterizio. A livello di indicazioni generali posso dire che i metodi che si utilizzano per interpretare i dati in uscita sono due: un primo metodo che è adatto ai materiali fragili, calcestruzzo e laterizio, un secondo metodo che invece è adatto ai materiali duttili. Entrambi i metodi considerano che le resistenze siano variabili aleatorie con una distribuzione di probabilità di Gauss (o normale), in virtù di ciò si può dire che la distribuzione di probabilità è completamente conosciuta quando se ne conoscano la media e la deviazione standard. Nelle prove di laboratorio queste due grandezze emergono direttamente dal campione di prova, nel caso, invece del macchinario portatile questo non è possibile perché esso non è in grado di effettuare le prove che vengono effettuate in laboratorio. Per quanto riguarda i materiali fragili l'idea su come poter ricavare la curva di distribuzione di resistenze scaturisce da alcuni articoli (10) (11), presenti in letteratura, i quali affermano che il valore della resistenza media a compressione di un campione di provini può essere individuato, con una discreta approssimazione, anche utilizzando provini di dimensione molto piccola rispetto a quelli previsti dalla normativa. Questa considerazione, che deriva da una serie di prove effettuate in laboratorio, vale solo per quel che riguarda la media della resistenza a compressione, i valori di deviazione standard che si ottengono, utilizzando micro provini, non sono altrettanto affidabili. D'altro canto (12) e (13) sottolineano come non sia possibile individuare una relazione universale che lega i valori di resistenza a trazione per flessione con i valori di resistenza a compressione per un dato campione di materiale, tuttavia è possibile, una volta individuati separatamente i valori delle due resistenze sopra citate e i loro rapporti, utilizzare le variazioni di una delle due per descrivere le variazioni dell'altra. L'insieme delle considerazioni sopra espresse mi ha suggerito di ricostruire la curva di distribuzione della resistenza a compressione utilizzando due prove distinte: una prova, quella su micro provini, deputata a individuare la media

della resistenza a compressione, un'altra prova, quella di flessione, deputata a descrivere la deviazione standard della distribuzione di resistenze. Tramite questo utilizzo combinato delle due prove è possibile approssimare la curva di distribuzione delle resistenze a compressione e quindi individuarne i valori caratteristici.

Per quanto riguarda l'acciaio da cemento armato, che è un materiale duttile, si è scelto, invece, un tipo di approccio più statistico che individua la tensione di snervamento dell'acciaio basato con considerazioni di tipo statistico. Da una analisi effettuata su certificati, emessi dal Laboratorio per le Esperienze sui Materiali dell'Università di Pisa, emerge che esiste una buona correlazione tra la tensione massima sopportabile dalla barra e la sua tensione di snervamento, per cui è possibile determinare il valore atteso di una tensione noto il valore dell'altra attraverso una retta di regressione costruita sulla base dei dati raccolti nei certificati.

Capitolo 1. La realizzazione di opere civili in paesi caratterizzati da condizioni di crisi

1.1 Il sistema dei controlli: l'accertamento della qualità dei materiali, dei prodotti e dei processi costruttivi

Il mondo contemporaneo è oramai un mondo globalizzato. Il grande progresso che è stato fatto negli ultimi decenni, la necessità delle economie dei paesi più sviluppati di ampliare i propri mercati e la volontà di migliorare le condizioni socio-economiche di quelli meno sviluppati portano ad un aumento della richiesta di personale tecnico specializzato in tutti i settori produttivi nei nuovi mercati emergenti. I tecnici, e fra questi anche gli ingegneri, vedono ampliarsi i loro orizzonti lavorativi che spesso travalicano i confini delle proprie patrie. Di per contro, se si registra un aumento delle possibilità lavorative, si registra anche un aumento di situazioni di crisi correlate, se non in qualche caso indotte, da questa forte spinta verso lo sviluppo dei paesi emergenti. I dati riportati nel *"Global assessment report on disaster risk reduction"* (2009) (14) redatto dall'ISDR mostrano che dal 1975 al 2008 sono stati registrati circa 8.800 disastri naturali che hanno causato la morte di circa 2.300.000 persone. Di questi i nove disastri con più alto numero di vittime (circa 1.450.000 persone) sono avvenuti tutti in paesi in via di sviluppo (vedi Tabella 1, fonte (14))

Year	Country	Disaster	Fatalities
1983	Ethiopia	Ethiopian drought	300,000
1976	China	Tangshan earthquake	242,000
2004	South Indian Ocean	Indian Ocean tsunami	226,408
1983	Sudan	Sudan drought	150,000
1991	Bangladesh	Cyclone Gorky	138,866
2008	Myanmar	Cyclone Nargis	133,655
1981	Mozambique	Southern Mozambique drought	100,000
2008	China	Sichuan earthquake	87,476
2005	India, Pakistan	Kashmir earthquake	73,338
2003	Europe	European heat wave	56,809
1990	Iran	Manjil-Rudbar earthquake	40,000
1999	Venezuela	Vargas floods	30,000
2003	Iran	Bam earthquake	26,796
1978	Iran	Tabas earthquake	25,000
1988	Soviet Union	Spitak earthquake	25,000
1976	Guatemala	The Guatemala earthquake	23,000
1985	Colombia	Nevado Del Ruiz volcano	21,800
2001	India	Gujarat earthquake	20,005
1999	Turkey	Izmit earthquake	17,127
1998	Honduras	Hurricane Mitch	14,600
1977	India	Andhra Pradesh cyclone	14,204
1985	Bangladesh	Bangladesh cyclone	10,000
1975	China	Haicheng earthquake	10,000

Tabella 1:Disastri con più di 10.000 vittime periodo gennaio1975-giugno 2008

Questa ricorrenza di catastrofi in paesi in via di sviluppo è spiegabile a causa dell'effetto combinato di tre fattori di rischio: lo sviluppo urbano incontrollato, il degrado ambientale e i cambiamenti climatici a causa delle emissioni dei gas serra. I principali fattori di rischio sono, quindi, riconducibili ad azioni antropiche che alterano il territorio senza che si sia provveduto ad una adeguata pianificazione degli interventi e, cosa ancora più importante, ad una seria ed affidabile previsione delle possibili conseguenze, in termini ambientali, di queste azioni. I disastri naturali non rappresentano però l'unica

causa di crisi che possono essere scatenate da situazioni di conflitto armato, sia nel caso di guerra fra stati, che nel caso di guerre civili. Il sito www.AetnaNet.org (15) riporta un totale di circa 24 stati nei continenti africano, asiatico e medio-orientale, attualmente coinvolti, a vario titolo, in azioni di guerra e scontri a fuoco. Situazioni di crisi come quelle descritte sopra sono portatrici di gravi effetti negativi sia sul sistema sociale che su quello economico del paese colpito. A questo punto è legittimo chiedersi quali siano le ripercussioni che eventi come quelli descritti possono avere sui processi produttivi presenti nel paese e, soprattutto, quale possa essere il ruolo di un tecnico che, sia come membro di una organizzazione umanitaria, governativa o meno, che come semplice libero professionista, si trovi a lavorare in uno di questi paesi.

Il processo produttivo che porta alla realizzazione di un manufatto è lungo ed ampio e comprende vari settori lavorativi. Ognuno di questi settori è, in genere, regolato da norme, codici e apparati di controllo che, nel loro insieme, coinvolgono tutti gli aspetti della costruzione. In questo quadro di riferimento il tecnico professionista, o comunque colui che è incaricato direzione lavori o collaudo, si avvale di questo insieme di apparati per realizzare l'opera, garantendo un certo grado di sicurezza. Complessivamente si può dire che il sistema produttivo è in genere un sistema "a catena" dove ogni anello di produzione parte da prodotti già realizzati, e di cui sia certificata la rispondenza alle norme, gli assembla o li modifica, seguendo le normative specifiche del suo settore di lavorazione, e passa il nuovo prodotto all'anello successivo fornito di tutte le certificazioni necessarie per continuare la realizzazione dell'opera.

In conclusione si può dire che, normalmente, un vero e proprio "sistema" regola e controlla la produzione dei manufatti, ed in questo sistema il ruolo del tecnico è per lo più quello di controllare che i prodotti su cui opera abbiano i requisiti e le certificazioni richieste dai capitolati, e che il manufatto che realizza sia conforme alle normative che regolano il suo settore lavorativo.

Tutto quello che è stato detto finora vale nella maggior parte dei paesi che vengono in genere indicati come "paesi sviluppati", tuttavia esistono molti paesi per i quali quanto detto non corrisponde alla realtà. È infatti prevedibile che per quei paesi che, a seguito di un evento catastrofico come quelli descritti all'inizio del capitolo, il cosiddetto "sistema" a cui ho fatto riferimento in precedenza sia o non completo, nel senso che mancano alcuni elementi nella filiera dei controlli, oppure sia totalmente assente. Quale che siano i motivi che spiegano l'assenza del sistema dei controlli, è un fatto che il tecnico che si trova a operare in quei paesi ed in quelle condizioni può trovarsi sprovvisto di quei supporti, normativi e tecnici, su cui abitualmente fa affidamento.

1.2 Il ruolo del Direttore dei Lavori in opere realizzate in paesi in condizioni di crisi

Nel settore delle costruzioni il problema sopra esposto è enfatizzato dal fatto che una costruzione completa, in genere, tocca molti settori, impianti, strutture, opere di edilizia, ed, in molti casi, è il direttore dei lavori che, sotto la sua responsabilità, fa le funzioni della parte del sistema dei controlli mancante, per esempio è lui che dichiara che la costruzione rispetta le specifiche del progetto. Tuttavia

quali mezzi ha questa figura per valutare la rispondenza tra progetto e opera realizzata? In molti casi, per non dire nella totalità, solo la propria esperienza professionale. La finalità di questa tesi è proprio quella di fornire, solo nell'ambito della valutazione della parte inerente il comportamento meccanico delle strutture portanti dei manufatti, alcuni mezzi e metodologie per valutare l'attinenza tra il progetto di un'opera e quello che in effetti è realizzato, attraverso il controllo della qualità dei materiali impiegati.

Per chiarire meglio quali sono i contorni dello studio viene descritto un esempio che introduce le analisi che verranno compiute nei capitoli successivi.

Poniamo di essere un tecnico incaricato di una direzione lavori per conto di un ente (ONG, Ministero Difesa, Enti privati, etc, etc..) per una costruzione da realizzarsi a Mitrovica (Kosovo).

I lavori riguardano la realizzazione di una palazzina su due piani. Il progetto del manufatto è stato già redatto dall'ente che ha affidato l'incarico di direzione lavori. Il progetto è esecutivo, completo di tutti gli elaborati, relazioni di calcolo, disegni esecutivi, computi metrici etc, etc. La ditta scelta per realizzare l'opera è una ditta locale. La struttura della palazzina è di tipo intelaiato, con travi e pilastri in calcestruzzo armato, solai in laterizio e calcestruzzo armato gettato in opera, muri di tamponamento realizzati in laterizi.

Viene impiantato il cantiere e cominciano i lavori, si realizzano gli scavi e le opere di fondazione dopo di che comincia la realizzazione delle opere in elevazione, la situazione che si verifica in cantiere è quella riportata nella foto seguente



Figura 1: Foto di cantiere nella provincia di Mitrovica (Kosovo)

Come si vede dalla foto i tamponamenti in laterizio vengono realizzati prima del getto delle strutture in calcestruzzo armato, non solo ma i tamponamenti costituiscono parte delle cassetture per il getto delle strutture stesse. A questo punto emerge una domanda: questo modo di costruire induce delle differenze significative tra la struttura che si sta realizzando e quella progettata? L'interrogativo è abbastanza pressante perché, nel caso in cui ci sia il sospetto che si sta realizzando una struttura diversa da quella richiesta nel progetto si può andare incontro a notevoli complicazioni, si pensi anche alla ipotesi che questa tecnica sposti il baricentro delle rigidezze di piano dalla sua posizione iniziale prevista nel progetto. La risposta di tutto l'edificio potrebbe cambiare significativamente e non è detto che si vada verso situazioni di un comportamento statico migliore.

Altro punto significativo è questo: durante la permanenza in loco, per il controllo dei lavori, ci si accorge che non esistono laboratori specializzati per il controllo dei materiali. Come si fa ad accertare che i materiali impiegati abbiano quelle caratteristiche previste dal capitolato?

Il seguito di questo studio altro non è che un tentativo di rispondere alle due domande emerse.

Capitolo 2. Analisi strutturale di telai in c.a. collaboranti con pannelli di muratura

2.1 Tecnica Costruttiva

Analizziamo un po' più nel dettaglio la tecnica costruttiva con cui ci si sta confrontando. È una tecnica che viene utilizzata in genere per piccole strutture di uno o due piani e mira a far risparmiare tempo e denaro sulle opere di carpenteria e cassetatura. In tale tecnica, infatti, si utilizzano i tamponamenti come cassetatura per le strutture in c.a. che vengono costruite "addosso" ai tamponamenti aumentando quindi l'aderenza tra il laterizio ed il calcestruzzo.

La tecnica è di seguito descritta (Figura 2) :

- vengono posate le opere di fondazione e, prima di procedere con l'armatura dei pilastri del piano terra, vengono tirati su i muri di tamponamento e le tramezzature interne al piano, avendo cura di lasciare dei vuoti nelle murature in corrispondenza dei futuri pilastri;
- successivamente all'interno di questi "fori" lasciati nelle murature vengono introdotte le armature dei pilastri;
- i pilastri vengono poi gettati in opera all'interno di questi "fori armati";
- una volta gettati i pilastri si sfrutta la sommità dei muri come cassetatura per le travi, che vengono gettate in opera insieme al solaio.

Gli aspetti salienti di questa tecnica sono legati al fatto che i tamponamenti assorbono quota parte del

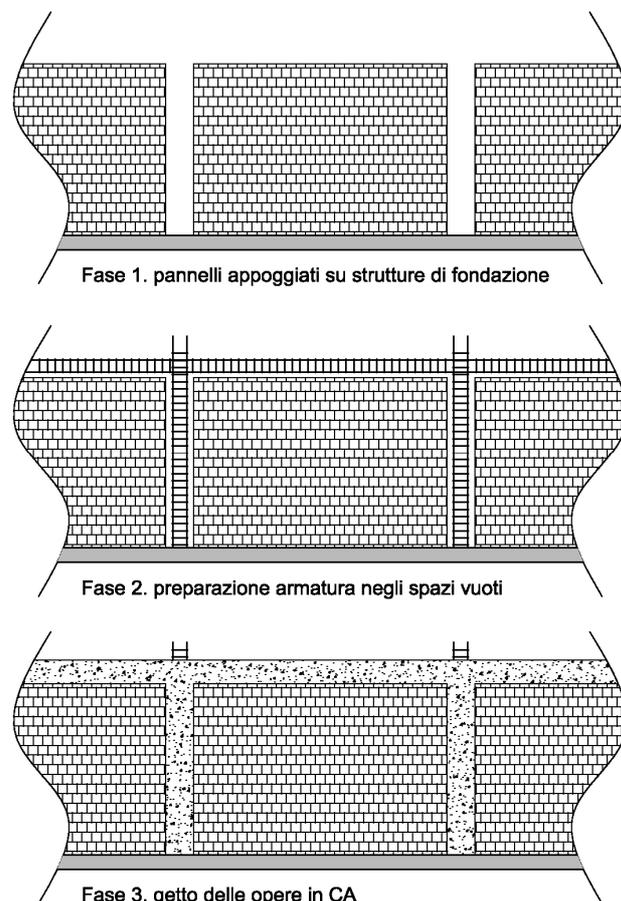


Figura 2: Fasi costruttive

peso del solaio e quindi contribuiscono a sostenerne il peso ed, inoltre, si genera, come già accennato, una forte aderenza tra la parete in laterizio ed il calcestruzzo.

2.2 Rassegna dei principali modelli meccanici presenti in letteratura

Per prima cosa quello che si è fatto è andare a controllare nel panorama della letteratura tecnica se problemi di questo tipo fossero già stati affrontati e risolti. Nella letteratura tecnica il caso di un pannello di tamponamento murario incorniciato da una struttura in c.a. è tra i più studiati, la letteratura è ricca ed in continua evoluzione, ed anche i risultati raggiunti sono di notevole rilievo, tanto da trovare anche riflesso sulle norme per le costruzioni di vari paesi. Tuttavia i vari modelli che sono proposti in letteratura presentano tutti delle caratteristiche che non li rendono immediatamente esportabili per trattare il caso in esame. Quello che si sta cercando è un sistema semplice e veloce ma che sia anche sufficientemente preciso da far sì di poter ottenere delle informazioni circa il comportamento globale dell'edificio (frequenze naturali, posizione dei baricentri delle rigidità di piano, etc..) confrontabili con i dati evidenziati nel progetto. Il dettaglio della ricerca bibliografica che è stata condotta è riportato negli allegati, nel seguito si descrive brevemente quali, tra gli approcci che sono stati analizzati, meritano una maggiore attenzione per il prosieguo dello studio.

1. Modellazione con Modello ad Elementi Finti: questo tipo di approccio rientra tra quelli che in letteratura sono definiti come micro-modelli. In genere questo si estrinseca con una modellazione tramite elementi che sono o piani o tridimensionali che modellano sia la parte in calcestruzzo armato che la parte in muratura. Le analisi che possono essere condotte con questo tipo di modelli sono molto varie: si va dal caso di studio del comportamento della struttura in ambito elastico lineare, fino a considerare fenomeni particolari come la simulazione del distacco delle superfici di contatto tra calcestruzzo e pannello di tamponamento (16) (17) (18) (19) (20) (21) (22) (23) (24) (25) (26) (27) (28) (29) (30). I risultati ottenuti dai vari autori mostrano che questo tipo di modellazione ha delle risposte molto vicine alle risposte delle strutture reali, o delle strutture di prova che sono state realizzate appositamente durante i vari studi. Il difetto più grande di questo tipo di approccio è costituito dalla notevole complessità di realizzazione di questi modelli e anche dalla necessità, per procedere con questo approccio, di strumenti adeguati, computers, software specifici etc.,

per cui si ritiene che non sia un approccio che può essere utilizzato agevolmente.

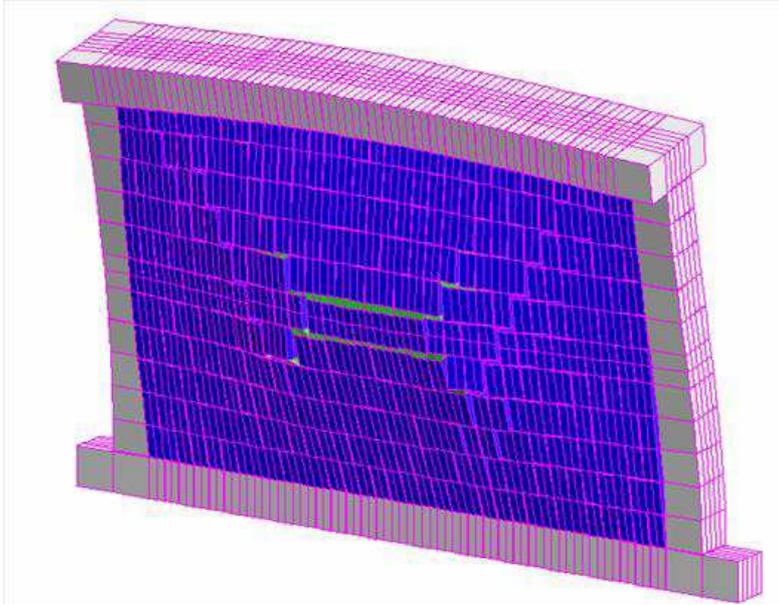


Figura 3: esempio di modellazione con Modello ad Elementi Finiti

2. Modellazione con puntone equivalente: questo approccio rientra tra la casistica dei cosiddetti macro-modelli: sono quei modelli che si pongono come fine quello di capire non tanto il dettaglio delle interazioni che avvengono tra i vari materiali, come i precedenti, ma bensì puntano a cogliere il comportamento globale della struttura. Anche su questi modelli si sono cimentati numerosi studiosi, (31) (44) (32) (33) (34) (35) (36) (37) (23) (38) (39) (40) (41) (42), analizzando i pannelli in varie condizioni. Questo tipo di approccio presenta, come punto a suo favore, una notevole semplicità di calcolo, tuttavia presenta dei limiti che lo rendono non applicabile al caso in esame. Per utilizzare una descrizione sintetica si può dire semplicemente che questo modello non è pensato per strutture come quelle in esame. A riprova si può sottolineare che il modello considera che il pannello e la struttura in calcestruzzo si separino a causa sia della mancanza di Sforzo Normale nel pannello che della scarsa qualità dei materiali, malte, interposti nelle superfici di contatto tra pannello e struttura in calcestruzzo. Questa separazione, insieme al fatto che si considera il pannello non resistente a trazione, ha indotto gli studiosi a considerare la sezione del pannello come parzialmente reagente, solo nella parte compressa, e quindi escludere la parte non reagente generando così il puntone diagonale. Tutte le ipotesi che portano a questa semplificazione sono violate nel caso in esame in quanto: i pannelli sono soggetti a Sforzo Normale perché sostengono la struttura anche in fase di getto e quindi fin da subito parte del peso della struttura viene sopportato dai pannelli; inoltre il materiale che lega la parte in laterizio con la parte in calcestruzzo non è malta, per la quale si ipotizzano delle caratteristiche meccaniche non elevate, bensì è il calcestruzzo stesso che “tira” addosso ai pannelli. Per queste ragioni la supposizione che, già per piccoli valori dei carichi, si generano dei distacchi fra la superficie in calcestruzzo e quella in muratura non può essere accettata. Inoltre la presenza dello Sforzo Normale fa sì che non si possa immediatamente

supporre che vi siano delle zone che sono sottoposte a trazione e per cui non reagenti, infatti anche l'azione di una sollecitazione tipo Momento Flettente porterebbe la sezione del pannello non ad avere una parte tesa ed una compressa ma in uno stato di presso-flessione in cui non è detto che vi siano zone tese. Per queste ragioni si è ritenuto che questo tipo di approccio non potesse essere efficacemente utilizzato nel caso in studio.

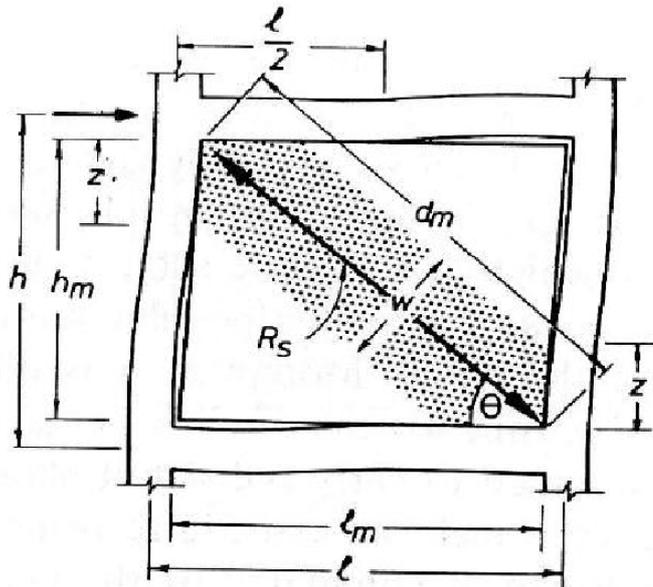


Figura 4: Esempio di modellazione con puntone equivalente

3. Modellazione con trave equivalente: è anche questo un approccio che appartiene alla classe dei macro-modelli. Non è propriamente un approccio utilizzato per le strutture tamponate in calcestruzzo armato ma il suo utilizzo è più frequente nel campo delle murature (43) (44) (45) (46) (47). Si tratta di sostituire il pannello in muratura con una trave equivalente deformabile a Flessione e Taglio, esattamente come si fa per i maschi murari. L'approccio è senza dubbio molto interessante perché considera il fatto che i pannelli sono soggetti a Sforzo Normale, inoltre è un modello molto facile da calcolare, note le rigidezze dei singoli pannelli i calcoli sull'edificio possono essere fatti tranquillamente a mano. Il difetto di questo metodo è che non si analizza quello che succede all'interfaccia tra calcestruzzo e pannello in muratura, in pratica si considera che tra le due superfici non venga scambiato nessun tipo di azione. Questo è un grosso difetto che rischia di compromettere l'applicabilità di questo approccio al caso in esame che altrimenti coniugherebbe i requisiti di accuratezza e semplicità che si sta richiedendo.

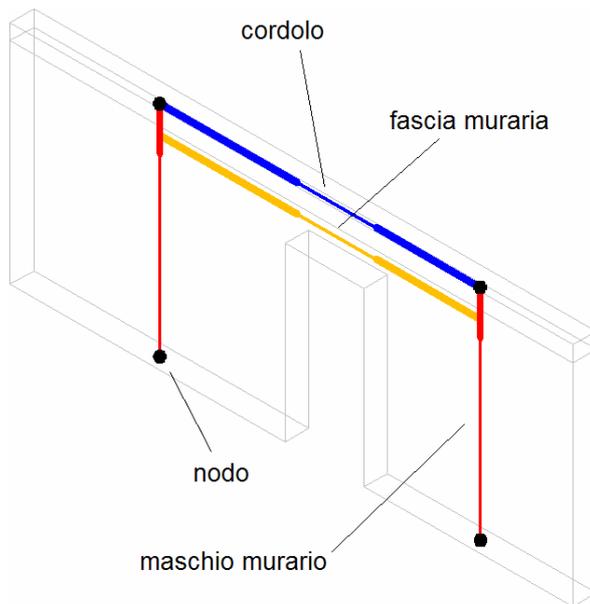


Figura 5: esempio di modellazione con trave equivalente

2.3 Due semplici modelli per la valutazione sulla risposta meccanica di telai collaboranti con pannelli di muratura

Dalla ricerca bibliografica condotta è emerso che probabilmente l'approccio che meglio si adatta al caso in studio è quello della modellazione con trave equivalente, tuttavia presenta, come si è indicato sopra, delle incertezze per quanto riguarda l'analisi delle interazioni tra le superfici di contatto dei vari materiali. Da queste considerazioni scaturisce la linea di condotta che verrà perseguita nel seguito: quello che si ha intenzione di fare è cercare di esplicitare quali sono le interazioni che si generano tra le superfici di contatto in maniera tale da poterle quantificare numericamente e stabilire se siano o meno trascurabili ai fini dell'individuazione del comportamento generale dell'edificio. Per fare questo si è stabilito di studiare le interazioni fra telaio in calcestruzzo armato e pannello in muratura mediante due tipi di schematizzazione: la prima tenta di evidenziare quali sono le interazioni tra i vari elementi in caso solo di sollecitazioni verticali, la seconda tenta, invece, di esplicitare le interazioni tra le superfici in caso di sollecitazioni orizzontali.

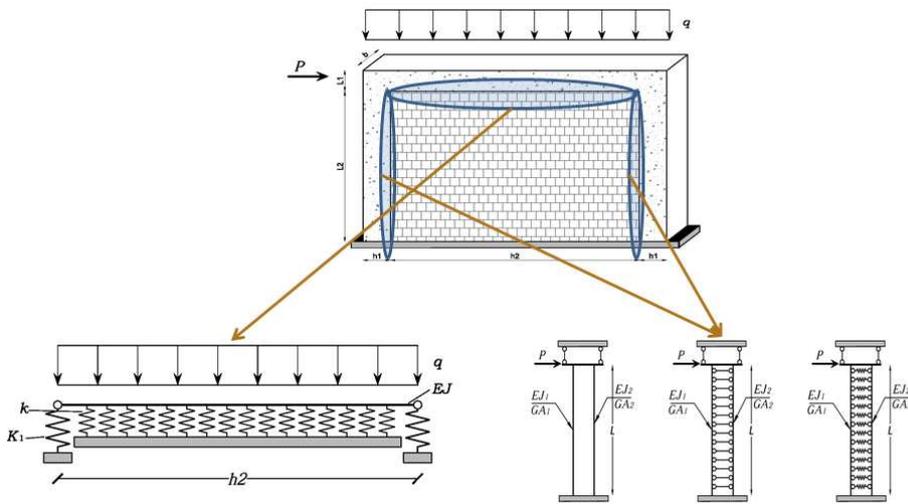


Figura 6: Schemi semplificati per l'analisi delle interazioni fra le superfici di contatto tra telaio in calcestruzzo armato e pannello in muratura

Per quanto riguarda il primo caso si è studiato il caso di una trave appoggiata su un letto di molle, che schematizzano il pannello, ai cui estremi sono presenti due molle concentrate, che schematizzano i pilastri, e sottoposta ad un carico uniformemente distribuito.

Per quanto riguarda il secondo caso si è considerato il telaio ed il pannello come due travi deformabili a Flessione e Taglio incastrate al piede e vincolate in sommità da un doppio pendolo, che schematizza l'ipotesi, correntemente accettata per solaio in laterocemento con soletta collaborante come è il caso in esame, che il solaio possa essere considerato come infinitamente rigido nel proprio piano. Il carico orizzontale è applicato in sommità come un carico concentrato. Le interazioni tra le superfici sono schematizzate da una serie di vincoli distribuiti lungo gli assi delle travi e che schematizzano: il caso in cui si possano trascurare le azioni tra le superfici, travi non vincolate, che è lo schema proposto in letteratura; il caso di collegamento rigido tra gli assi; il caso di collegamento elastico fra gli assi.

In tutti i modelli indicati valgono i riferimenti esplicitati nel seguito :

- b = spessore della trave orizzontale, dei pilastri verticali e del pannello murario;
- L_1 = altezza trave orizzontale;
- L_2 = altezza pilastri verticali e pannello murario;
- h_1 = larghezza dei pilastri verticali;
- h_2 = larghezza pannello murario;
- E_m = modulo di elasticità della muratura
- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo

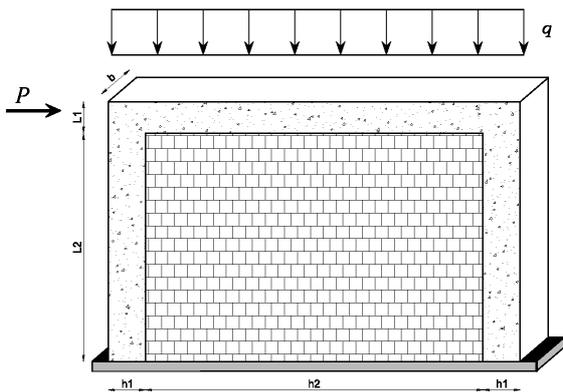


Figura 7: Pannello murario intelaiato

Nel seguito quando verranno valutati numericamente le risposte dei vari schemi semplificati si useranno sempre questi valori:

- E_c =modulo di elasticità normale del calcestruzzo ,nel nostro caso si adotta un calcestruzzo con R_{ck} 300, per cui $E_c=31.220.000$ kN/m²
- E_m = modulo di elasticità normale del pannello murario , nel nostro caso si adotta una muratura di elementi artificiali pieni con un $f_{bk}= 40.000$ kN/m² e allettati con malta di tipo M1, per cui $E_m= 14.300.000$ kN/m²
- G_c =modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo pari a $(0,4)E_c=12.488.000$ kN/m²
- G_m = modulo di elasticità tangenziale del pannello pari a $(0,4)E_m= 5.720.000$ kN/m²
- b = spessore pilastro = spessore muratura = 25 cm
- h_1 = larghezza pilastro = 25 cm
- L_2 = altezza pilastro = 270 cm
- $q = 1$ kN/m
- $P = 10$ kN

2.3.1 Il sistema telaio - pannello soggetto a carichi verticali

Il modello di calcolo utilizzato è quello di trave caricata uniformemente, appoggiata su un letto di molle, di rigidezza k , con agli estremi due vincoli elastici di rigidezza K_1 . La funzione delle molle è quella di schematizzare la reazione del tamponamento, molle k , e quella dei pilastri estremi della trave, schematizzati da una rigidezza K_1 .

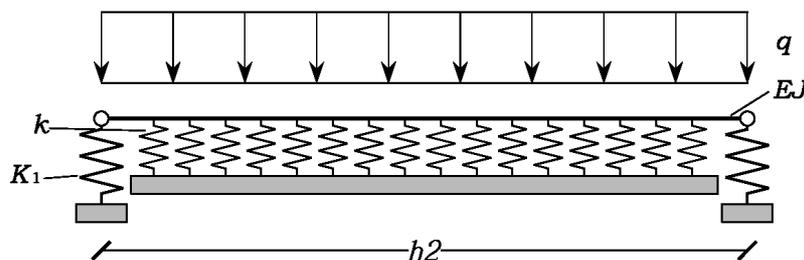


Figura 8:Schema di calcolo interazioni trave orizzontale pannello murario

Lo schema è stato risolto utilizzando l'equazione generale della linea elastica integrata considerando le 4 condizioni ai vincoli.

$$E_c J v^{IV} = q - kv \quad (2.1)$$

La soluzione esplicita della (2.1) è

$$v(x) = [A \cos(\beta x) + B \sin(\beta x)] e^{-\beta x} + [C \cos(\beta x) + D \sin(\beta x)] e^{\beta x} + \frac{q}{k} \quad (2.2)$$

Con

$$J = \frac{b(L_1)^3}{12} \quad (2.3)$$

$$4\beta^4 = \frac{k}{E_c J} \quad (2.4)$$

Le costanti che compaiono nella (2.1) si ricavano imponendo le condizioni al contorno:

1. Momento Flettente nullo sugli appoggi
2. Taglio sull'appoggio è uguale all'abbassamento dell'appoggio per la costante elastica della
3. Abbassamenti degli estremi sono simmetrici

Le espressioni della rigidezza delle molle concentrate si ricava considerando lo schema in Figura 9

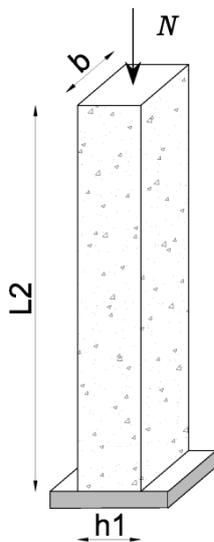


Figura 9

Consideriamo un pilastro soggetto solo ad uno Sforzo Normale \$N\$, le dimensioni del pilastro sono quelle indicate in figura. Per tale pilastro l'abbassamento dovuto allo Sforzo Normale \$N\$ è dato da:

$$\Delta_{L_2} = \varepsilon L_2 = \frac{N L_2}{E_c b h_1} \quad (2.5)$$

$$N = \frac{E_c b h_1}{L_2} \Delta_{L_2} = K_1 \Delta_{L_2} \quad (2.6)$$

\$K_1\$ è quindi la costante elastica della molla equivalente alla rigidezza del pilastro nei confronti dello Sforzo Normale.

In maniera simile si può calcolare il valore della rigidità distribuita del letto di molle considerando un pannello come quello rappresentato in Figura 10

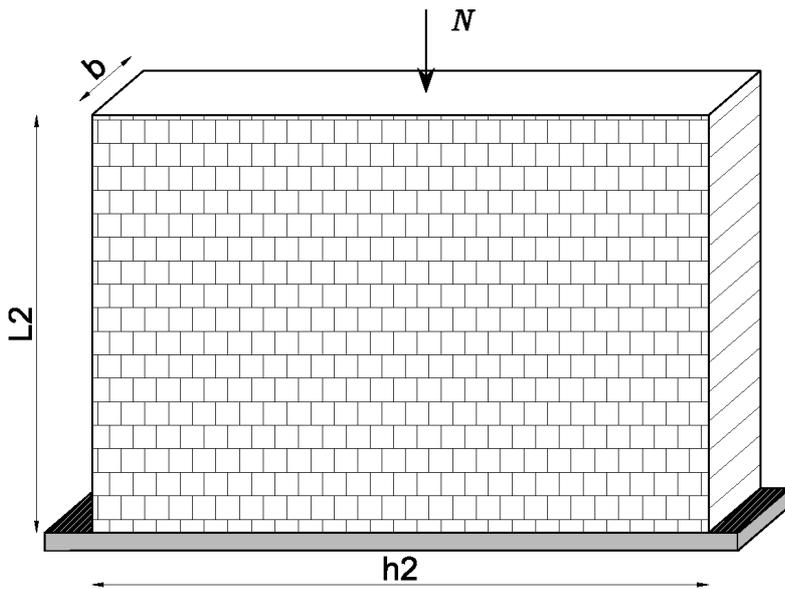


Figura 10

L'espressione della rigidità della molla equivalente al pannello, seguendo lo stesso ragionamento del caso precedente è

$$N = \frac{E_m b h_2}{L_2} \Delta_{L_2} = K_2 \Delta_{L_2} \quad (2.7)$$

Trattandosi, in questo caso di molle distribuite e non concentrate il valore totale della rigidità K_2 deve essere diviso per la larghezza del pannello

$$k = K_2 \frac{1}{h_2} = \frac{E_m b h_2}{L_2} \frac{1}{h_2} = \frac{E_m b}{L_2} \quad (2.8)$$

Il problema è adesso completamente esprimibile numericamente.

Il valore massimo dello spostamento della trave si registrerà nella sezione di mezzeria

$$v\left(x = \frac{h_2}{2}\right) = v_{max} \quad (2.9)$$

Si considera adesso di sostituire il pannello con una trave equivalente, che è il modello che vogliamo utilizzare. Si considera che la trave in calcestruzzo armato sia flessionalmente rigida, lo schema che si ha è quello riportato in Figura 11

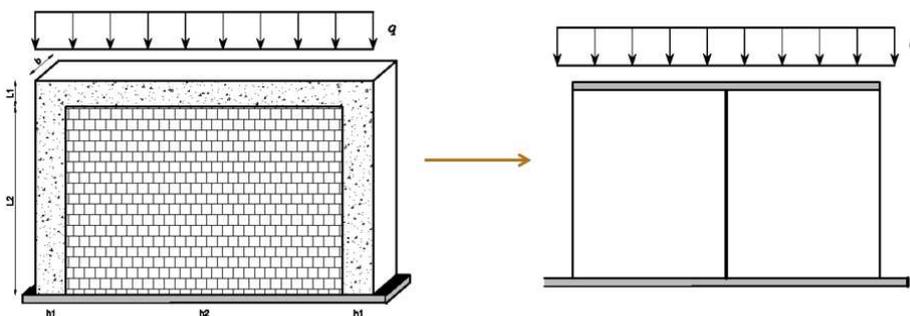


Figura 11

In questo caso l'abbassamento di tutti e tre i pilastri è pari a

$$v_T = \frac{h_2 q}{2k_1 + h_2 k} \quad (2.10)$$

Si valuta adesso l'errore, z , che si compie se si utilizza questa approssimazione per valutare gli abbassamenti dei pilastri rispetto alla (2.9)

$$z = \frac{v(x = \frac{h_2}{2}) - v_T}{v(x = \frac{h_2}{2})} 100 \quad (2.11)$$

Dall'analisi dell'errore si deduce che l'asse della trave rimane sostanzialmente rettilineo, l'errore massimo che si registra è dell'ordine dello 0,5% per cui si può concludere che la semplificazione fatta non comporta perdita di precisione nell'analisi del comportamento globale, abbassamenti e Sforzi Normali nei pilastri, delle strutture verticali rispetto ai carichi verticali. Quindi, per lo meno per i carichi verticali l'utilizzo di una modellazione a trave equivalente per il pannello non induce grosse perdite di precisione nell'analisi del comportamento globale della struttura.

2.2.2 Il sistema telaio – pannello soggetto a carichi verticali ed orizzontali

Per studiare le interazioni tra le superfici di contatto tra pilastri in calcestruzzo armato e pannello in muratura che si generano a causa dell'azione dei carichi orizzontali si fa una ipotesi semplificativa e cioè si suppone, in considerazione del fatto che si sta esaminando edifici con struttura in calcestruzzo armato e con solai per lo più gettati in opera in latero-cemento con soletta collaborante, che questi possano considerarsi come infinitamente rigidi nel proprio piano. In virtù dell'ipotesi ora formulata allora la situazione rappresentata in Figura 7, può essere schematizzata come due travi verticali incastrate al piede e collegate tra loro in sommità con un elemento infinitamente rigido. L'unica incognita del problema rimane quella di capire se la condizione di aderenza che si viene a creare tra le superfici verticali di contatto tra calcestruzzo e laterizio, sviluppi delle forze interne tra gli assi delle travi. I casi che possono verificarsi sono dunque tre, rappresentati nella Figura 12 (in cui con EJ_1 , GA_1 sono le caratteristiche di rigidità della trave equivalente al telaio, mentre EJ_2 e GA_2 sono quelle del pannello in muratura):

- le travi non si scambiano azioni lungo l'asse (Figura 12.a);
- l'aderenza tra le due superfici è talmente grande da far sì che le due travi abbiano lo stesso spostamento non solo in sommità ma anche lungo tutto l'asse, tale situazione è equivalente a dire che gli assi delle travi sono vincolate tra loro da una serie infinita di bielle infinitamente rigide (Figura 12.b);
- l'aderenza tra le due superfici produce degli scambi di azione tra gli assi delle due travi ma non tali da vincolare gli assi, allora si può schematizzare l'azione dell'aderenza come un letto di molle distribuite che collega gli assi delle due travi (Figura 12.c). Si ricordano le finalità con cui viene portata avanti questa analisi: quello che si sta facendo è cercare di verificare la

possibilità di studiare le strutture in calcestruzzo armato con pannelli collaboranti trascurando le interazioni che avvengono tra le superfici di contatto del telaio in calcestruzzo armato e pannello in muratura. Poiché dallo sviluppo del modello di Figura 12.c e dai suoi confronti con il modello di Figura 12.b è emerso che, per valori di rapporti tra le larghezze, h_1/h_2 , comprese tra 1 e 0,1, e per rapporti di moduli elastici, E_c/E_m , compresi tra 1 e 6, le differenze tra i modelli sono trascurabili si è scelto di non inserire questa parte della trattazione nel corpo del testo ma di inserirlo in allegato A2.

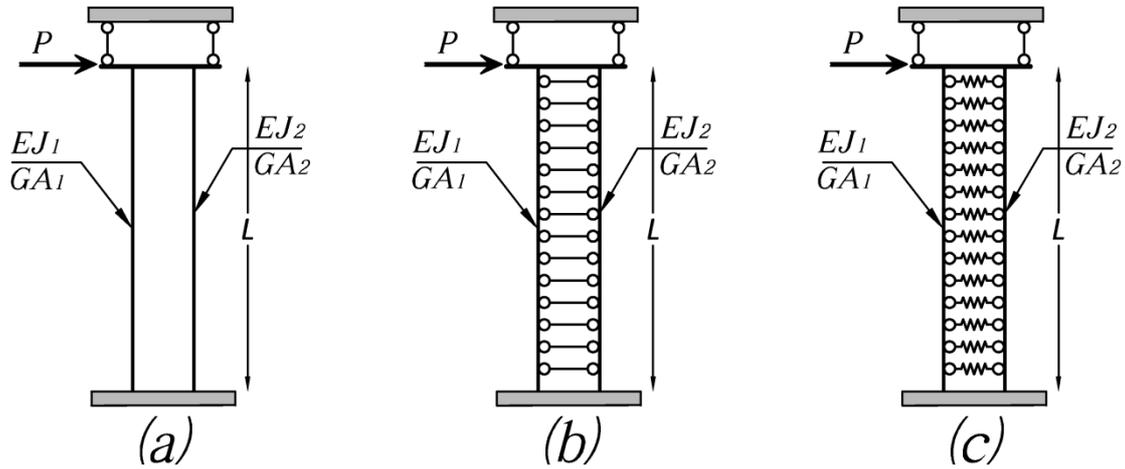


Figura 12: Modelli di interazione tra le travi

2.2.2.1 Modello a: travi collegate solo in sommità

Risolviamo adesso lo schema di Figura 12.a. L'intero sistema strutturale può essere schematizzato come due travi, deformabili a flessione e taglio, collegate tra loro in sommità da un elemento infinitamente rigido, che quindi blocca le rotazioni e impone l'uguaglianza degli spostamenti in sommità. La trave che rappresenta il setto murario ha dimensioni bh_2 e le cui proprietà elastiche indicate con

$$EJ_2 = E_m J_m = E_m \frac{b(h_2)^3}{12}, \quad GA_2 = G_m A_m = G_m \frac{bh_2}{\chi} = \frac{6}{5} G_m bh_2 \quad (2.12)$$

il telaio in c.a. è invece schematizzato da una trave equivalente, per cui è una trave che presenta la stessa rigidità del telaio rispetto ai carichi orizzontali. Da ciò si deduce che, indicando con bh_1 le dimensioni del singolo pilastro, le proprietà elastiche della trave equivalente sono:

$$EJ_1 = E_c J_c = E_c \frac{b(h_1)^3}{6}, \quad GA_1 = G_c A_c = G_c \frac{2bh_1}{\chi} = \frac{12}{5} G_c bh_1 \quad (2.13)$$

Individuate le proprietà elastiche delle travi del sistema si può impostare il sistema di equazioni differenziali per risolvere il problema. Nel seguito si indicano con v_1 e φ l'abbassamento e la rotazione della trave 1 (in c.a.), mentre si indicano con v_2 e θ gli abbassamenti e le rotazioni della trave 2 (in muratura) e con s l'ascissa curvilinea delle due travi. La trave di collegamento orizzontale è una trave infinitamente rigida sia nei riguardi della flessione che della compressione assiale per cui le equazioni della linea elastica sono:

$$EJ_1\varphi'''' = 0 ; EJ_2\theta'''' = 0 \rightarrow EJ_1\varphi'''' = -EJ_2\theta'''' = 0 \quad (2.14)$$

da cui si deduce che

$$\varphi = C + Bs + A \frac{s^2}{2} \quad (2.15)$$

$$\theta = F + Es + D \frac{s^2}{2} \quad (2.16)$$

Per quanto riguarda le deformate si ha che :

$$v_1 = Cs + B \frac{s^2}{2} + A \frac{s^3}{6} - \frac{EJ_1}{GA_1} As + H \quad (2.17)$$

$$v_2 = Fs + E \frac{s^2}{2} + D \frac{s^3}{6} - \frac{EJ_2}{GA_2} Ds + I \quad (2.18)$$

Le otto costanti che compaiono nell'equazione si ricavano imponendo le condizioni al contorno che sono:

$$\varphi(0) = 0 \quad (2.19)$$

$$\varphi(L_2) = 0 \quad (2.20)$$

$$-EJ_1\varphi''(L_2) - EJ_2\theta''(L_2) = P \quad (2.21)$$

$$\theta(0) = 0 \quad (2.22)$$

$$\theta(L_2) = 0 \quad (2.23)$$

$$v_1(0) = 0 \quad (2.24)$$

$$v_2(0) = 0 \quad (2.25)$$

$$v_1(L_2) = v_2(L_2) \quad (2.26)$$

$$D = -\frac{P\left(\frac{L_2^3}{12EJ_1} + \frac{L_2}{GA_1}\right)}{\left(\frac{EJ_2L_2^3}{EJ_1 \cdot 12} + \frac{EJ_2L_2}{GA_1} + \frac{L_2^3}{12} + \frac{EJ_2L_2}{GA_2}\right)} = -\frac{PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)} \quad (2.27)$$

$$A = -\frac{EJ_2D}{EJ_1} - \frac{P}{EJ_1} = -\frac{P[L_2^2GA_2GA_1 + 12GA_1EJ_2]}{[L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)]} \quad (2.28)$$

$$B = \frac{P[L_2^2GA_2GA_1 + 12GA_1EJ_2]}{[L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)]} \frac{L_2}{2} \quad (2.29)$$

$$E = \frac{PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)} \frac{L_2}{2} \quad (2.30)$$

L'espressione completa delle funzioni degli angoli e delle deformate della trave equivalente al pannello sono:

$$\theta = \quad (2.31)$$

$$\frac{PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)} \frac{L_2}{2} s - \frac{PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)} \frac{s^2}{2}$$

$$v_2 = \quad (2.32)$$

$$\frac{PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)} \frac{L_2s^2}{4} - \frac{PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)} \left(\frac{s^3}{6} - \frac{EJ_2}{GA_2} s \right)$$

Da queste espressioni posso, conseguentemente, ricavarmi le espressioni delle caratteristiche della sollecitazione mediante le espressioni:

$$T = -EJ_2\theta'' = \frac{PEJ_2GA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{[L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)]} \quad (2.33)$$

$$M = -EJ_2\theta' \quad (2.34)$$

$$= \frac{EJ_2PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{[L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)]} \frac{L_2}{2}$$

$$- \frac{EJ_2PGA_2(12EJ_1 + GA_1L_2^2)}{[L_2^2GA_2GA_1(EJ_2 + EJ_1) + 12EJ_1EJ_2(GA_2 + GA_1)]} S$$

2.2.2.2 Modello b: travi collegate rigidamente lungo l'asse

Poniamo adesso il caso illustrato nella Figura 12.b. Per quanto riguarda gli elementi verticali, i pilastri, si considera che questi siano vincolati ai lati verticali del pannello mediante un letto di bielle rigide. Individuate le proprietà elastiche delle travi del sistema si può impostare il sistema di equazioni differenziali per risolvere il problema. A priori non è possibile sapere se le due travi si scambiano delle azioni orizzontali distribuite lungo gli assi; quello che è certo che, qualora queste azioni esistessero dovranno essere per il principio di azioni e reazioni uguali e contrarie. Da ciò si può scrivere, indicando con φ l'angolo di rotazione della trave 1 e θ l'angolo di rotazione della trave 2:

$$EJ_1\varphi''' = q_1 ; EJ_2\theta''' = -q_1 \rightarrow EJ_1\varphi''' = -EJ_2\theta''' \quad (2.35)$$

da cui si deduce che

$$\varphi = -\frac{EJ_2}{EJ_1}\theta + C + Bs + A\frac{s^2}{2} \quad (2.36)$$

Cioè gli angoli sono opposti e differiscono tra loro per una curva parabolica. Per quanto riguarda le deformate si ha che :

$$-EJ_1\varphi'' = GA_1(v'_1 - \varphi) \rightarrow v'_1 = \varphi - \frac{EJ_1}{GA_1}\varphi'' \quad (2.37)$$

$$-EJ_2\theta'' = GA_2(v'_2 - \theta) \rightarrow v'_2 = \theta - \frac{EJ_2}{GA_2}\theta'' \quad (2.38)$$

$$v'_1 = v'_2 = v' \rightarrow \varphi - \frac{EJ_1}{GA_1}\varphi'' = \theta - \frac{EJ_2}{GA_2}\theta'' \rightarrow \quad (2.39)$$

$$\rightarrow -\frac{EJ_2}{EJ_1}\theta + C + Bs + A\frac{s^2}{2} - \frac{EJ_1}{GA_1}\left(-\frac{EJ_2}{EJ_1}\theta'' + 2A\right) = \theta - \frac{EJ_2}{GA_2}\theta'' \quad (2.40)$$

$$\theta''\left(\frac{EJ_2}{GA_2} + \frac{EJ_2}{GA_1}\right) - \theta\left(\frac{EJ_2}{EJ_1} + 1\right) = -C - Bs - A\frac{s^2}{2} + 2A\frac{EJ_1}{GA_1} \quad (2.41)$$

Tralasciando i passaggi analitici si può scrivere che l'equazione differenziale scritta sopra ammette soluzione e questa ha la forma:

$$\theta = k_1e^{\omega s} + k_2e^{-\omega s} - \frac{AEJ_1}{\beta^2\omega^2GA_1} + \frac{A}{\beta^2\omega^4} + \frac{C}{\beta^2\omega^2} + \frac{Bs}{\beta^2\omega^2} + \frac{As^2}{2\beta^2\omega^2} \quad (2.42)$$

Dove si è posto:

$$\beta^2 = \frac{EJ_2}{GA_2} + \frac{EJ_2}{GA_1} , \quad \omega^2 = \frac{\frac{EJ_2}{EJ_1} + 1}{\frac{EJ_2}{GA_2} + \frac{EJ_2}{GA_1}} \quad (2.43)$$

Le cinque costanti che compaiono nell'equazione si ricavano imponendo le condizioni al contorno che sono:

$$\varphi(0) = 0 \quad (2.44)$$

$$\theta(L_2) = 0 \quad (2.45)$$

$$\theta(0) = 0 \quad (2.46)$$

$$-EJ_1\varphi''(L_2) - EJ_2\theta''(L_2) = P \quad (2.47)$$

$$-EJ_2\theta''(L_2/2) = 0 \quad (2.48)$$

L'espressione completa di θ è:

$$\theta = \quad (2.49)$$

$$P \left[- \left(\frac{1}{\beta^2 \omega^2 GA_1} - \frac{1}{EJ_1 \beta^2 \omega^4} \right) \frac{(1+e^{-\omega L_2})}{(e^{\omega L_2} - e^{-\omega L_2})} e^{\omega s} + \left(\frac{1}{\beta^2 \omega^2 GA_1} - \frac{1}{EJ_1 \beta^2 \omega^4} \right) \frac{(1+e^{\omega L_2})}{(e^{\omega L_2} - e^{-\omega L_2})} e^{-\omega s} + \frac{1}{\beta^2 \omega^2 GA_1} - - \frac{1}{EJ_1 \beta^2 \omega^4} + \frac{L_2 s}{2EJ_1 \beta^2 \omega^2} - \frac{s^2}{2EJ_1 \beta^2 \omega^2} \right]$$

Note, dunque, le espressioni degli angoli e della deformata è possibile ricavare anche le espressioni sia del carico q_1 che delle caratteristiche della sollecitazione mediante le espressioni:

$$q_b = EJ_2\theta''' \quad (2.50)$$

$$T_b = -EJ_2\theta'' \quad (2.51)$$

$$M_b = -EJ_2\theta' \quad (2.52)$$

Tralasciando la scrittura delle espressioni è molto più interessante vedere, attraverso dei grafici, quali sono le forme e i valori che assumono le funzioni sopra scritte sia lungo l'asse che al variare delle dimensioni delle sezioni delle travi Per avere una maggiore leggibilità dei grafici seguenti si definiscono la variabile

$$n = \frac{s}{L_2} \quad (2.53)$$

e la variabile

$$sn = \frac{L_2}{h_2} \quad (2.54)$$

che definisce la snellezza del pannello, dove :

- s è l'ascissa lungo l'asse del pannello;
- L_2 è la altezza totale del pannello, in questo caso pari a 270 cm;
- h_2 è la larghezza del pannello;

Carico distribuito q_b

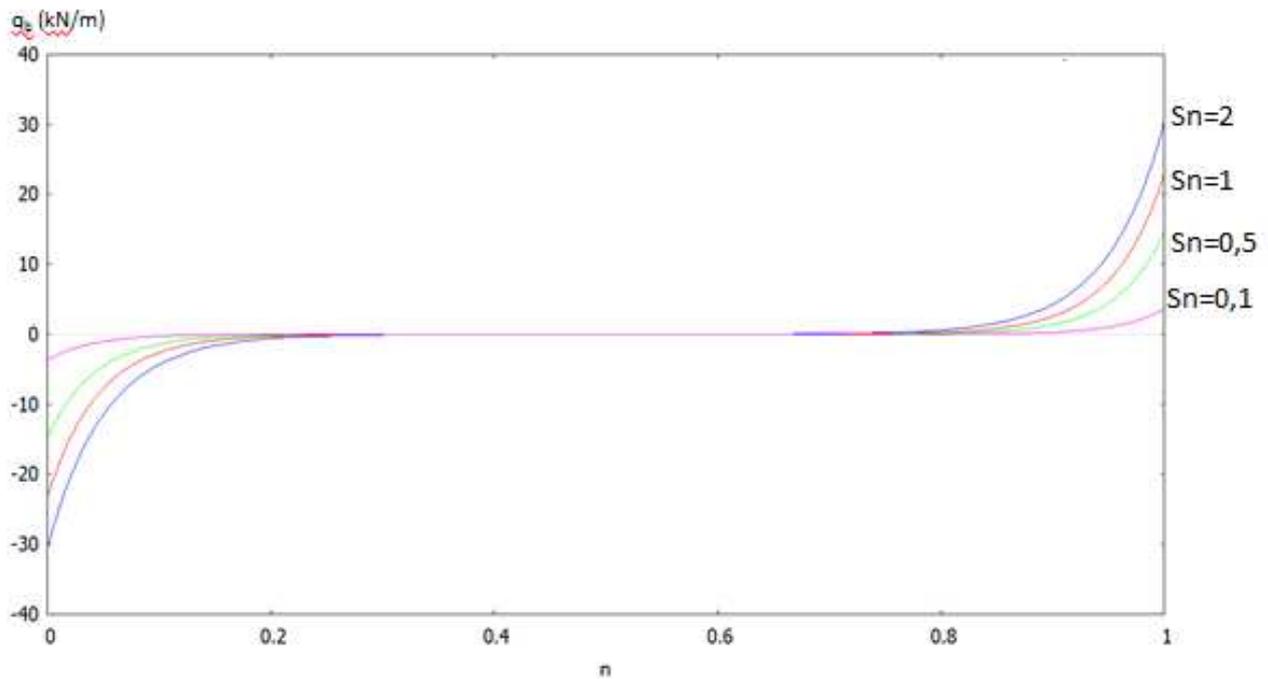


Figura 13: Carico distribuito lungo l'asse al variare della snellezza del pannello

Lungo l'asse, il carico è espresso in kN/m. Come si vede dal grafico l'effetto dell'interazione delle due travi è maggiormente evidente in corrispondenza degli estremi e, come era prevedibile, presenta una antisimmetria rispetto alla mezzera della trave ($n=0,5$) in cui il carico ha sempre valori nulli. Per quanto riguarda i valori di picco, che si verificano agli estremi, il grafico rivela una forte dipendenza dalla geometria del sistema. Si vede, infatti, che con il diminuire della snellezza del pannello (sn) i valori di picco del carico diminuiscono. Da notare, comunque, che, anche a fronte di una diminuzione dei valori di picco, il carico q_b non è mai uguale a zero anche per valori molto bassi di sn .

Taglio T_b

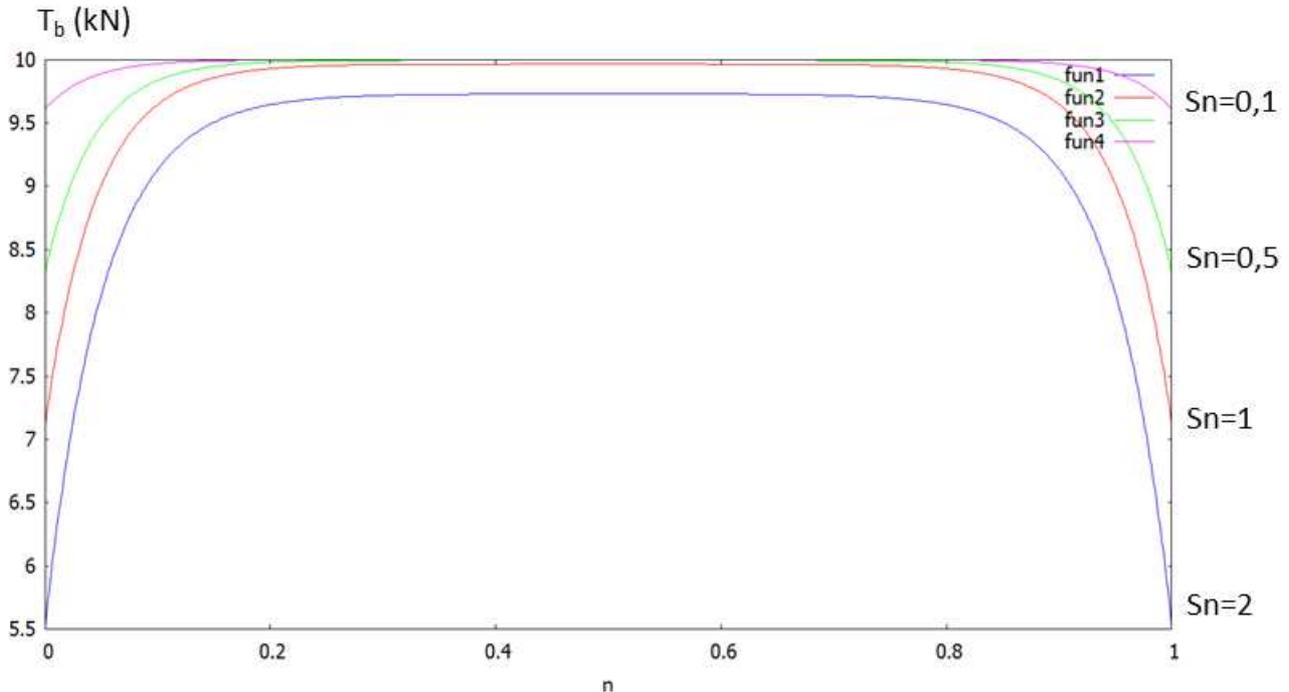


Figura 14: Taglio lungo l'asse al variare di della snellezza

Per quanto riguarda il grafico del Taglio si vede che, al variare della snellezza, il Taglio rimane approssimativamente costante lungo tutta la trave e si evidenzia una variazione solo in prossimità degli estremi, dovuta alla presenza del carico q_b . Si registra anche che tale variazione è, anche se in maniera non lineare, legata proprio alla snellezza del pannello e quindi anche ai rapporti tra le sezioni del pannello e dei pilastri; il grafico mostra che la variazione del Taglio fra i valori agli estremi ed il valore centrale diminuisce con il diminuire della snellezza del pannello. Da notare, anche qui, che anche per valori di s_n molto bassi (quindi h_2 molto grande) dato che si considera $h_1=25$ cm costante, e quindi $J_1 \ll J_2$, non si raggiunge una condizione per cui il Taglio assuma valori costanti lungo tutto l'asse della trave.

Momento Flettente M_b

Il Momento Flettente ha un andamento che è grosso modo lineare e presenta un massimo ed un minimo in corrispondenza degli estremi della trave mentre, in prossimità della mezzeria il valore del Momento è pari a zero, come del resto era prevedibile data la simmetria del sistema. Non si riportano i grafici di questa sollecitazione perché le variazioni che si registrano al variare della snellezza del pannello sono talmente minime da non essere distinguibili graficamente.

2.2.3 Discussione dei risultati ottenuti con i modelli semplificati

2.2.3.1 Confronto tra modelli: Modello con bielle rigide(b) vs Modello senza collegamento tra gli assi (a)

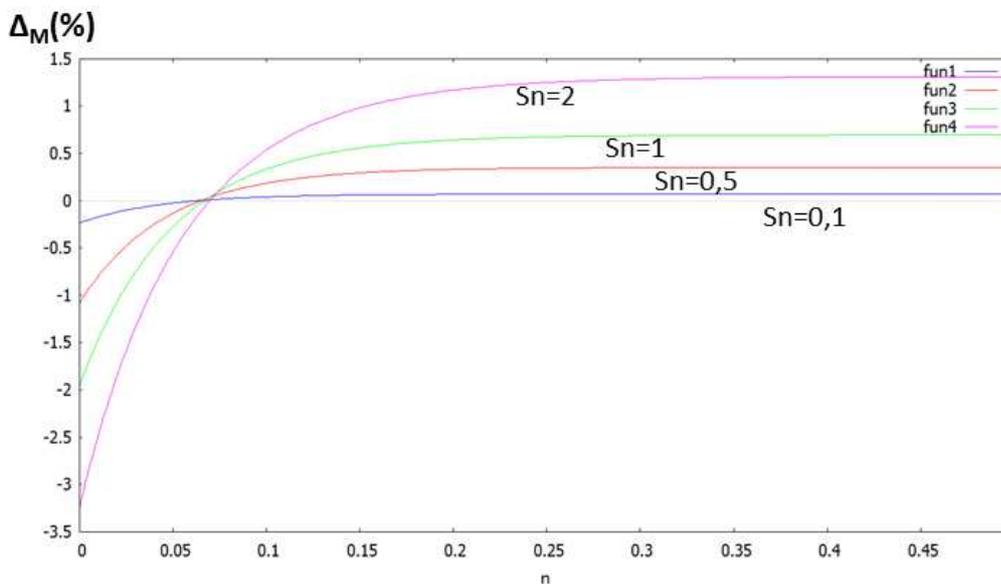
Il confronto verrà fatto considerando le differenze percentuali nei valori delle Caratteristiche della Sollecitazione, Taglio e Momento Flettente, nei due schemi. Il fine è quello di dare una valutazione quantitativa di quali siano gli effetti che il carico trasmesso dal telaio al pannello tra gli assi delle travi indotti dalle bielle rigide provocano a livello di sollecitazioni interne del pannello. I confronti sono effettuati solo su metà dell'asse del pannello, in quanto per condizioni di simmetria del problema l'altra parte è facilmente deducibile, e facendo variare la larghezza del pannello. Laddove possibile si utilizzeranno come variabili la snellezza del pannello sn e l'ascissa relativa n . Le formule di confronto delle sollecitazioni sono:

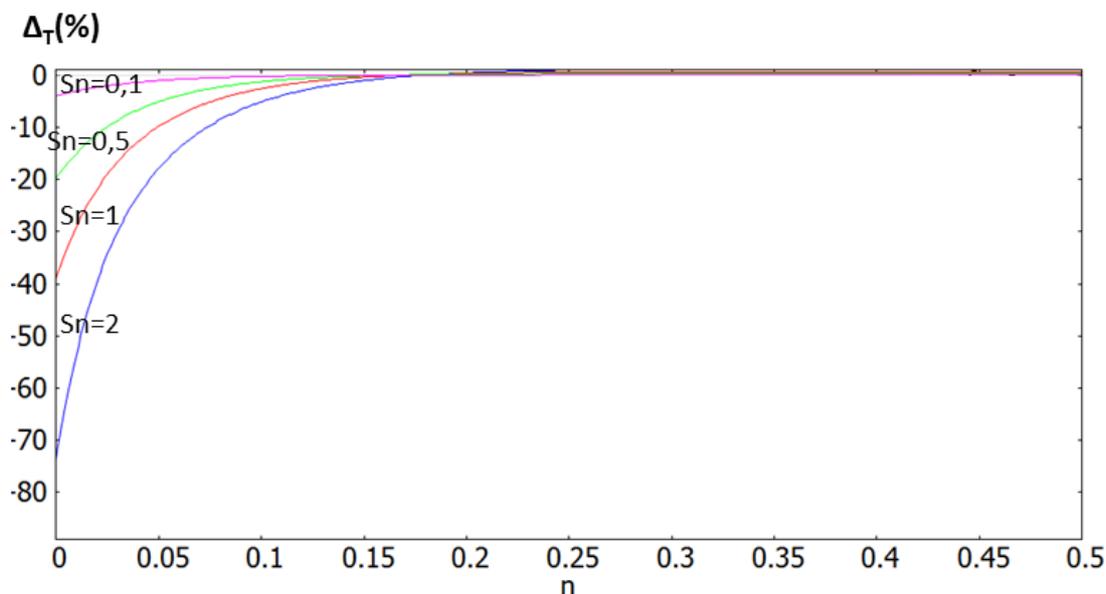
- Taglio

$$\Delta_T = 100 \frac{T_b - T_a}{T_b} \quad (2.55)$$

- Momento Flettente

$$\Delta_M = 100 \frac{M_b - M_a}{M_b} \quad (2.56)$$





I grafici del confronto tra il modello a, travi con asse libero, ed il modello b, travi con asse rigidamente vincolato, mostrano queste criticità: i valori massimi delle differenze nelle sollecitazioni, siano esse Tagli o Momenti Flettenti, si hanno in prossimità dell'incastro.

Per il Taglio le differenze che si registrano sono da un minimo del 4%, in caso di pannelli molto tozzi, fino ad arrivare anche a differenze dell'ordine del 80%, in caso di pannelli snelli. Le differenze tra i due modelli tendono a scomparire, al di là della snellezza dei pannelli, in prossimità della sezione di mezzeria, che è anche il punto del massimo valore del Taglio, in cui le differenze sono vicino allo 0%.

Per il Momento Flettente la situazione è qualitativamente la stessa, anche se dai grafici si evince che questa Caratteristica della Sollecitazione risente molto meno della presenza dei vincoli lungo l'asse. Infatti in prossimità dell'incastro, sempre in funzione della snellezza, le differenze tra i modelli vanno da un massimo del 3,5% , per pannelli snelli, fino ad un minimo dello 0,25% per pannelli molto tozzi. Per quanto riguarda il Momento Flettente in prossimità della mezzeria, nella mezzeria il Momento flettente è uguale a zero in entrambi i casi per simmetria, della trave si nota che, anche in questo caso come nel caso del Taglio, le differenze tra i due modelli risentono molto poco della snellezza del pannello e le differenze rilevate variano tra lo 0,05% e il 1,5%.

2.2.3.2 Confronto tra modelli: Modello con bielle rigide(b) vs Modello senza collegamento tra gli assi (a) vs Modello FEM

Dalla revisione della letteratura tecnica è emerso che i modelli che danno risposte più vicine alla situazione reale sono i modelli ad elementi finiti modellati con elementi piani. Per questo motivo è stato deciso di realizzare vari modelli ad elementi finiti che rappresentassero la struttura di Figura 7 per diversi valori di h_2 , quindi con pannelli in muratura di diverse larghezze; successivamente è stato effettuato un confronto tra le risposte strutturali che si ottengono dal modello ad elementi finiti e quelle che si ottengono utilizzando i modelli semplificati illustrati nei paragrafi precedenti. La ragione

di questo confronto è quella di capire quali sono i limiti di validità, se ce ne sono, dei modelli semplificati ed avere anche una idea dell'errore che si compie utilizzandoli.

Descrizione modello

Nel seguito si impostano alcuni modelli agli elementi finiti composti solo da elementi piani. Questi modelli saranno poi sottoposti alle stesse condizioni di vincolo e di carico a cui sono stati sottoposti i modelli semplificati. Tutti i modelli FEM che verranno esaminati avranno le seguenti caratteristiche comuni:

1. caratteristiche dei due materiali: elastici, lineari, omogenei ed isotropi; in tal modo i materiali risultano completamente definiti da due costanti E e G. I valori che sono stati assegnati alle due costanti sono riassunti in tabella

Materiale	Calcestruzzo	Muratura
Modulo di elasticità Normale E (kN/m ²)	31220000	14300000
Coefficiente Poisson ν	0,25	0,25

Tabella 2: Materiali utilizzati nel modello FEM

2. la struttura esaminata è un pannello verticale di altezza complessiva cm 300, la larghezza del pannello è variabile tra cm150 ed cm 650; il numero di elementi piani da utilizzare per schematizzare in maniera abbastanza curata il comportamento della struttura è derivato da una serie di confronti fra vari tipi di maglie per stabilire quella che fosse sufficientemente accurata. I dettagli di questa procedura sono illustrati nell'allegato A3. I nodi inferiori sono stati vincolati a terra mediante incastri, i nodi superiori sono stati vincolati con dei carrelli per bloccare le rotazioni superiori.
3. Allo scopo di simulare il comportamento di telaio tamponato con trave superiore infinitamente rigida si è diviso il pannello in tre parti:

- a. Due fasce verticali della dimensione di 25 cm (gli elementi colorati in verde nella Figura 15) di altezza cm 270, che schematizzano i pilastri, a cui è stato assegnato il materiale calcestruzzo;
- b. Una fascia superiore, dello spessore di cm 30 (gli elementi colorati in giallo nella Figura 15) con una lunghezza pari alla larghezza dell'intero pannello, cui è deputato il compito di schematizzare la trave orizzontale

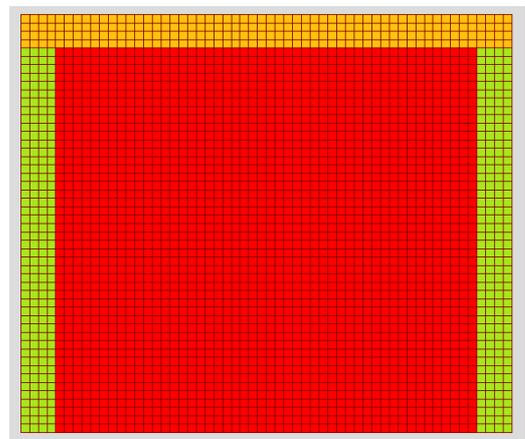


Figura 15: Modello FEM

infinitamente rigida. Per schematizzare l'infinita rigidità si è definito un materiale fittizio, indicato con Trave, con $E=3,122 \times 10^{16}$ kN/m² e $\nu=0,25$.

- c. Una fascia centrale formata dagli elementi shell non facenti parte dei due gruppi sopra descritti (in Figura 15 sono colorati in rosso), con una altezza di cm 270, che schematizza il pannello, a cui è stato assegnato il materiale muratura.
4. Per quanto riguarda i carichi si sono assegnati due carichi concentrati $P=50$ kN, applicati ai due nodi di estremità con una altezza di cm 288, ovvero lungo l'asse della trave infinitamente rigida.
5. Per effettuare il confronto delle risposte strutturali ai carichi applicati tra i modelli FEM ed i modelli semplificati (Figura 12) si è deciso di analizzare alcune caratteristiche della risposta, ovvero il valore dello spostamento in sommità del pannello ed il valore del Taglio nella mezzeria del pannello.

Risultati

Nella tabella 4 si raccolgono i risultati dei confronti che sono stati effettuati, i modelli FEM di confronto sono 10 in cui si varia la dimensione del pannello passando da una larghezza iniziale di 100 cm ad una finale di 600 cm.

STRUTTURA ANALIZZATA			MODELLO FEM		MODELLO A				MODELLO B			
Pannello	h1	h2	T_{max} (kN)	v_{max} (cm)	T_{max} (kN)	v_{max} (cm)	$\Delta\% T$	$\Delta\% v$	T_{max} (kN)	v_{max} (cm)	$\Delta\% T$	$\Delta\% v$
100	x25	x270	82,18	0,0217	92,07	0,0650	-12%	-200%	93,60	0,0647	-14%	-198%
150	x25	x270	88,74	0,0139	96,84	0,0259	-9%	-86%	98,01	0,0256	-10%	-84%
200	x25	x270	92,03	0,0102	98,24	0,0144	-7%	-42%	99,15	0,0143	-8%	-41%
250	x25	x270	93,88	0,0080	98,82	0,0097	-5%	-21%	99,56	0,0095	-6%	-19%
300	x25	x270	95,03	0,0066	99,12	0,0072	-4%	-9%	99,75	0,0071	-5%	-8%
350	x25	x270	95,81	0,0056	99,30	0,0057	-4%	-2%	99,84	0,0057	-4%	-1%
400	x25	x270	96,37	0,0049	99,42	0,0048	-3%	2%	99,89	0,0047	-4%	3%
450	x25	x270	96,79	0,0043	99,50	0,0041	-3%	6%	99,92	0,0040	-3%	7%
500	x25	x270	97,12	0,0039	99,57	0,0036	-3%	8%	99,95	0,0035	-3%	9%
550	x25	x270	97,39	0,0035	99,61	0,0032	-2%	10%	99,96	0,0031	-3%	11%
600	x25	x270	97,61	0,0032	99,65	0,0029	-2%	11%	99,97	0,0028	-2%	12%

Tabella 3: Confronto FEM-modelli semplificati

Per ogni modello FEM si è calcolato il Taglio massimo (espresso in kN) e lo spostamento massimo in sommità. Questi dati sono poi stati confrontati con quelli ottenuti con i modelli semplificati. Per quanto riguarda il valore del taglio dalla tabella si evince che l'approssimazione che si raggiunge con il modello a (a travi separate) è generalmente superiore a quella che si ottiene con il modello b (travi vincolate lungo l'asse da bielle rigide), in tutti e due i modelli la stima del Taglio migliora con l'aumentare delle dimensioni del pannello, e quindi con il diminuire della snellezza del pannello. Per quanto riguarda lo spostamento in sommità, abbiamo invece un andamento diverso. Infatti se per il Taglio l'approssimazione peggiora a mano a mano che le dimensioni del pannello diminuiscono, cioè più il pannello è snello; per la stima dello spostamento si assiste, invece, ad una zona, che può essere identificata come la zona in cui vale la relazione

$$12 < \frac{h_2}{h_1} < 20 \quad (2.57)$$

in cui l'approssimazione dello spostamento in sommità, ottenuta con i modelli semplificati, è "abbastanza" vicina alla soluzione del modello FEM, cioè si verificano errori inferiori al 10%. Al di fuori di questa fascia di valori le differenze aumentano fino ad arrivare ad errori anche del 200%. Non si riscontrano forti differenze tra i risultati ottenuti con i modelli semplificati, anche se è possibile dire che il modello con travi vincolate anche lungo la linea d'asse è leggermente migliore dell'altro per la stima degli spostamenti.

2.2.3.3 Confronto tra modelli: confronto fra i modelli utilizzati, semplificati e FEM, con i risultati di uno studio su provini reali

Come conferma della validità dei modelli presentati, applichiamo adesso quanto elaborato ad un caso di studio reale. In questa tesi non si sono sviluppati provini in scala ridotta dei tamponamenti murari con le cornici di calcestruzzo armato per cui abbiamo utilizzato i dati di una reale sperimentazione eseguita in (48). La struttura presa in considerazione è costituita un telaio di 200x200 cm ad una campata realizzato in c.a. con pilastri quadrati con lato di 20 cm, la trave superiore ha una altezza di 40 cm ed uno spessore di 20 cm. Nell'articolo citato il riempimento è eseguito con laterizi forati, le dimensioni dei singoli blocchi sono 24x14x30 con percentuale di foratura del 42% (per i dettagli si rimanda a (48)).

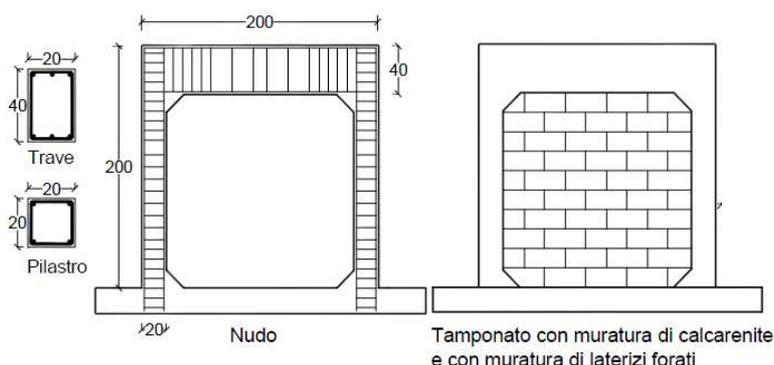


Figura 16: descrizione provino

Il provino in questione è stato sottoposto a carichi verticali e carichi orizzontali. La rigidità della struttura è definita nell'articolo come il rapporto tra il carico orizzontale applicato in sommità alla trave e lo spostamento del punto di applicazione nel caso in questione è stata misurata una rigidità dell'insieme telaio più tamponatura pari a 93.000 kN/m, i moduli elastici dei materiali impiegati sono 23.000.000 kN/mq per il calcestruzzo e 1.300.000 kN/mq per il tamponamento.

Si può subito notare che in questo caso il rapporto esplicitato nella (2.58) è pari a 8 per cui è fuori dal campo di stima e applicabilità che si è indicato. Per questa ragione la previsione è quella di avere, utilizzando i modelli semplificati, un errore percentualmente superiore al 10%. Il confronto è stato effettuato semplicemente inserendo i nuovi dati geometrici ed elastici nei modelli a e b, calcolando lo spostamento in sommità ed utilizzarlo come divisore nel calcolo del rapporto tra carico applicato e spostamento. I risultati ottenuti sono:

- Modello a: carico applicato= 20 kN, spostamento in sommità= 0,1928 mm, rigidezza= 103.732,25 kN/m
- Modello b: carico applicato= 20 kN, spostamento in sommità= 0,1827 mm, rigidezza= 109.456,72 kN/m

Gli errori, quindi che si fanno sulla stima della rigidezza sono rispettivamente del 11,5% nel caso del modello a e del 17,6% nel caso del modello b e quindi sono perfettamente allineati con le previsioni teoriche.

La struttura è stata, poi, modellata anche con l'utilizzo di un programma di calcolo agli elementi finiti. La procedura che si è seguita per sviluppare il modello è la stessa esposta nel paragrafo precedente ed è stata utilizzata una maglia di elementi piani quadrati con un lato di 5 cm. L'analisi della risposta del sistema ha portato ad uno spostamento dei nodi superiori della trave pari a 0,2159 mm sotto l'azione di un carico da 20 kN. Il calcolo della rigidezza, così come definita in (48), indica un valore pari a 92.635,48 kN/m con un errore rispetto al modello reale dello 0,3% a conferma della superiorità dell'analisi effettuata utilizzando elementi finiti rispetto ai modelli semplificati proposti.

2.2.4 Valutazioni riepilogative e conclusive

Dalle analisi effettuate si possono trarre le seguenti conclusioni:

- nel caso in cui vengano rispettate alcune condizioni geometriche, come quelle espresse dalla 2.57 allora è possibile utilizzare degli schemi di calcolo approssimati come quelli che sono stati studiati. Da notare che si tratta comunque di una approssimazione che è inferiore od uguale al 10% per cui l'utilizzo di questi schemi deve essere valutato alla luce del tipo di analisi che si vuole condurre. Per i limiti che sono stati considerati in questo studio, cioè strutture in campo elastico lineare, non si può esprimere un giudizio su l'utilizzo di semplificazioni a telaio equivalente, come quella proposta qui o in (44), per condurre analisi oltre la fase elastica lineare della struttura. È comunque palese che un primo vincolo sono proprio le condizioni esposte nella 2.57 il non rispetto delle quali indica una inefficienza del modello anche a descrivere il comportamento elastico.
- Discutendo, poi, dei singoli modelli si può dire che i risultati numerici proposti portano in evidenza che l'introduzione di vincoli fra gli assi delle travi non comporta miglioramenti significativi nello studio della risposta della struttura. In altre parole, trascurare la presenza di un carico di scambio tra le superfici in laterizio e calcestruzzo non incide significativamente sulla qualità della soluzione. Da ciò ne deriva che l'approssimazione di considerare i tamponamenti ed i pilastri come elementi separati collegati in parallelo tra loro solo in sommità è quella che presenta il miglior rapporto tra onere computazionale e precisione nella soluzione. Pertanto si ritiene che alla luce delle analisi fatte la modellazione a trave equivalente che è stata sintetizzata nel paragrafo 2.2, se si rispettano i vincoli espressi nella (2.57), risulta essere la più indicata per condurre analisi speditive che consentano di evidenziare le caratteristiche globali della risposta della struttura a sollecitazioni sia verticali che orizzontali.

Capitolo 3. Ideazione e sviluppo di un dispositivo portatile di prova per i materiali da costruzione

Nel Capitolo precedente si è esaminato uno dei due problemi che sono emersi durante la direzione lavori e cioè quello di riuscire a capire come analizzare una struttura realizzata con una particolare tecnologia costruttiva. A questo punto rimane in sospeso l'altro problema che è stato evidenziato nel Capitolo 1 e cioè come fare per esprimere una valutazione sulle caratteristiche dei materiali impiegati nella costruzione senza avere a disposizione laboratori di prova. La soluzione ideale, e anche la più concettualmente semplice, è quella di far realizzare i provini e poi spedirli presso un laboratorio di prove riconosciuto, in Italia per esempio. Questa possibilità è sicuramente quella che garantisce il risultato migliore per l'analisi dei materiali, tuttavia nella realtà è difficilmente percorribile date le condizioni in cui si opera. Per questo motivo si è sviluppata l'idea di realizzare una macchina di prova che potesse essere trasportata sui vari luoghi di lavoro in modo tale che le prove sui materiali potessero essere eseguite direttamente in cantiere. Per realizzare il dispositivo si è preso spunto dalle macchine di prova che sono state realizzate nel passato e di cui si riporta una breve storia dell'evoluzione in allegato A3

3.1 Il Dispositivo Portatile di Prova (DPP)

Le linee guida che sono state seguite nella progettazione della macchina miravano al conseguimento dei seguenti obiettivi: realizzare un macchinario che abbia un peso contenuto, in modo che sia facilmente trasportabile; che sia semplice e di facile utilizzo; che sia il più possibile universale, nel senso che con questo macchinario si devono poter provare il maggior numero possibile di tipologie di materiale e di provini.

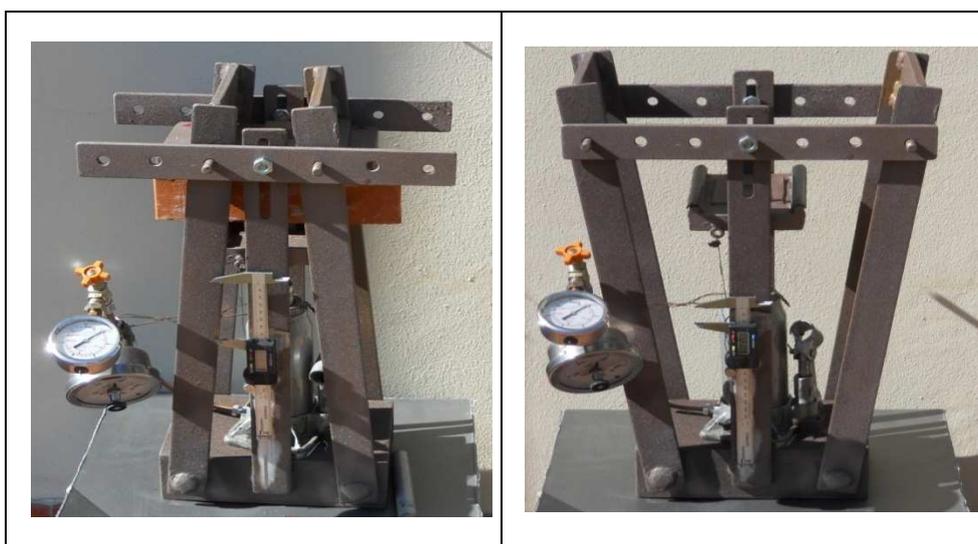


Figura 17: Dispositivo portatile - configurazioni

La macchina da prova che è stata realizzata, è un dispositivo estremamente semplice ed è costituita da un telaio in acciaio Fe360 al cui interno è incorporato un martinetto idraulico a cui sono collegati vari dispositivi di misura. Il telaio è concepito in modo da poter assumere configurazioni geometriche diverse in funzione della prova che si ha intenzione di svolgere (Figura 17). Il generico provino, che

può avere varie forme, cubica, cilindrica o prismatica, viene inserito negli appositi alloggiamenti e viene messo sotto carico dal martinetto. Le prove, che vengono svolte tutte in controllo di forza, possono essere condotte, a seconda delle necessità, fino alla rottura, nel caso di materiali fragili, o allo snervamento, nel caso dei materiali duttili. A corredo del dispositivo sono stati realizzati alcuni elementi accessori che vengono utilizzati nelle varie prove.

Questi elementi di corredo sono costituiti da due teste di carico, una ad un coltello ed una a due coltelli, e da una serie di tre piastre di acciaio. Corredato dei suoi accessori il macchinario può effettuare le seguenti prove:

1. prove di flessione in cui lo schema di carico è quello di trave su due appoggi, distanti 30 centimetri, caricata da due carichi concentrati applicati ad un terzo e due terzi della luce libera;
2. prove di flessione in cui lo schema di carico è quello di trave su due appoggi, distanti 20 o 10 centimetri, caricata da un carico concentrato in mezzera;
3. prove di compressione su provini prismatici a base quadrata di 3 o 4 centimetri.

I tipi di schemi di carico, nonché le dimensioni dei provini che possono essere testati con il macchinario, sono stati scelti in modo da avvicinarsi il più possibile agli schemi di carico proposti dalla normativa UNI per i vari tipi di materiale. Infatti lo schema di carico n°1 riproduce la configurazione per prove di flessione previste nelle norme (1) per provini in acciaio, (49) per prove su legname, (6) per prove su calcestruzzi. Lo schema di carico n° 2 è utilizzato per riprodurre le configurazioni previste per prove di flessione sulle malte, (3), su laterizi (2) e su mattoni di terra cruda (50). Infine lo schema n°3 riproduce la configurazione prevista dalla (3) per prove di compressione sulle malte.

Le funzioni e le specifiche costruttive degli elementi che sono stati citati verranno esaminati nel dettaglio successivamente.

3.2.1 Le componenti meccaniche

3.2.1.1 Martinetto

Lo strumento deputato ad applicare il carico ai provini è un martinetto idraulico. È costituito da un cilindro in acciaio, del diametro interno di 3,61 centimetri, al cui interno scorre un pistone azionato da una leva esterna.

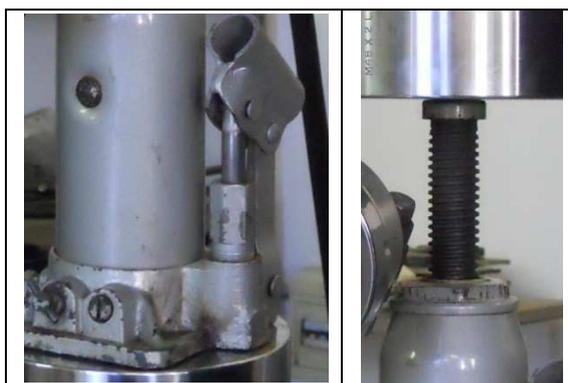


Figura 18: Martinetto di carico

Il cilindro ed il pistone sono incastrati su una base di ghisa al cui interno si trovano tutti i circuiti oleodinamici deputati al funzionamento del martinetto. Il dispositivo non nasce in grado di misurare le pressioni per cui, per utilizzarlo, si è dovuto fare una modifica consistente nel forare la base di ghisa, fino ad arrivare dentro il cilindro di carico. Nel foro così realizzato si è inserito un tubo di rame a cui si è collegato il manometro per la misura della pressione interna del cilindro. Il cilindro interno è in grado di sopportare una pressione di circa 500 bar. Tra il cilindro di carico e la superficie esterna del martinetto vi è una intercapedine vuota all'interno della quale viene inserito l'olio pneumatico. Da questa cavità l'olio, mediante pompaggio, viene trasferito all'interno del cilindro di carico. Il martinetto è inoltre dotato di una vite la cui funzione è quella di aprire e chiudere il circuito che consente all'olio di ritornare nella cavità esterna da dentro il cilindro di carico. Il carico viene applicato attraverso una pompa idraulica che spinge l'olio nel cilindro di carico mediante azione manuale.

Infine, il pistone di carico è costituito da un cilindro cavo in acciaio, filettato internamente, al cui interno è inserito un cilindro di acciaio pieno filettato. Questo dispositivo consente di posizionare la testa del martinetto direttamente a contatto con il provino senza dover esercitare pressioni. Le specifiche tecniche del martinetto sono di seguito riportate.

- Martinetto ad azionamento manuale
- Portata massima sollevabile kg. 5.000
- Altezza minima (vite chiusa) mm. 215
- Altezza massima (vite fuori) mm. 440
- Peso kg. 5

3.2.1.2 Telaio

Il telaio del macchinario (Figura 17) è costituito da lamiera di spessore 0,5 centimetri in Fe360. Si compone di un basamento, che altro non è che un prisma di lamiera percorsa al suo interno da altre due lamiera longitudinali che hanno la funzione di irrigidimento. Sia gli irrigidimenti interni che le due facce laterali del basamento presentano due fori del diametro di 2 centimetri. Sul basamento sono saldate le due aste guida centrali e in corrispondenza dei fori sono incernierati i due bracci verticali. I bracci verticali sono degli elementi costituiti ognuno da due lamiera saldate ad una estremità ad un cilindro che è alloggiato nei fori del basamento, mentre all'altra estremità sono saldate ad un cilindro di diametro 1 centimetri e lungo circa 15 centimetri. La funzione di questo cilindro è quella di

costituire sia un contrasto contro cui verrà forzato il provino durante le prove, che un elemento di aggancio per l'asta orizzontale del telaio. Dato l'esiguo diametro del cilindro, per evitare che durante le prove si formassero delle zone di plasticizzazione, al cilindro ed ai bracci è stata saldata una ulteriore piastra in maniera da aumentare il momento d'inerzia dell'elemento di contrasto andando così a costituire uno dei due coltelli di carico del macchinario. Come ho già accennato, il cilindro sporge dai bracci in modo da costituire un punto di aggancio per l'asta orizzontale; l'asta orizzontale è una asta rettangolare, anch'essa dello spessore di 0,5 centimetri, in cui sono presenti 7 fori di cui uno centrale e gli altri sei disposti simmetricamente a 5, 10 e 15 centimetri dal foro centrale. La funzione di questa asta non è quella di sopportare nessun carico ma è quella che consente di cambiare lo schema di carico del provino. Infatti, una volta deciso il tipo di prova che si vuole effettuare, queste aste orizzontali vengono incernierate alle aste verticali centrali del telaio mentre le aste mobili vengono agganciate simmetricamente ai fori laterali. In questo modo si ha la possibilità di decidere quale debba essere la distanza tra i coltelli di carico. Le distanze tra cui si può scegliere sono 30, 20 e 10 centimetri.

3.2.1.3 Accessori

Con il termine generico di accessori si indicano tutti gli attrezzi che vengono installati sul macchinario in base alla specifica prova che deve essere effettuata. Gli accessori sono di seguito descritti.

Testa di carico ad un coltello: trattasi di un basamento in acciaio, dello spessore di due centimetri su cui sono saldate nella parte superiore un cilindro con un diametro di 10 millimetri, dall'altro lato un tubo della lunghezza di 4 centimetri e della larghezza di 2,5 centimetri. La funzione del cilindro in acciaio pieno da 10 millimetri è quella di realizzare un coltello di carico con il quale effettuare prove di flessione secondo la (3). Come già accennato in precedenza nello scegliere il diametro del coltello si è cercato di avvicinarsi il più possibile a quanto prescritto dalla norma. Infatti la normativa citata, nell'indicare le specifiche dei macchinari per la realizzazione delle prove, indicano un diametro dei coltelli di 10 millimetri. Per quanto riguarda il tubo saldato nella parte inferiore della testa, si può affermare che ha soltanto la funzione di guida per il martinetto in maniera tale da essere sicuri che il coltello sia posizionato correttamente. Nella parte inferiore del basamento sono presenti dei ganci in acciaio armonico: la funzione di questi ganci è quella di collegare la testa di carico al calibro digitale per permettere la lettura degli spostamenti della testa durante le prove.

Testa di carico a due coltelli: è senza dubbio l'accessorio più importante in quanto viene utilizzato per condurre vari tipi di prova differenti. È costituito da una piastra in acciaio, con uno spessore di 2 centimetri, di dimensioni 11x12 centimetri. Nella parte inferiore della piastra è saldato un tubo in acciaio con la stessa funzione e le stesse dimensioni della testa di carico ad un coltello. A differenza della testa precedente, in questo caso, c'era la necessità di eliminare completamente i giochi esistenti tra testa del martinetto e alloggiamento nella testa di carico, per far ciò è stata inserita dentro l'alloggiamento della testa di carico una pasta epossidica con la quale è stato realizzato un calco della testa del martinetto. Nella parte superiore, invece, sono saldati due cilindri in acciaio con diametro 10

millimetri lungo i lati maggiori della piastra. Anche in questo caso i cilindri sono stati scelti per avvicinarsi il più possibile alla norme (1) per provini in acciaio e (6) per prove su calcestruzzi le quali prevedono l'utilizzo di coltelli con diametro 10 millimetri e distanza tra loro 10 centimetri. Nello spazio tra i due coltelli, in corrispondenza del baricentro della piastra, sono state inserite due sagome di plastica per consentire l'alloggiamento di altri due elementi che sono due prismi a base quadrata di lati 3 e 4 centimetri. I prismi sono alti circa 1,5 centimetri e la loro funzione è quella di consentire l'effettuazione di prove di compressione su microprovini in calcestruzzo e laterizio, per i quali si utilizza il prisma da 3 centimetri, e prove di compressione su malte, per le quali si utilizza il prisma da 4 centimetri. Nella parte inferiore del basamento sono presenti dei ganci in acciaio armonico: la funzione di questi ganci è quella di collegare la testa di carico al calibro digitale per permettere la lettura degli spostamenti della testa durante le prove.

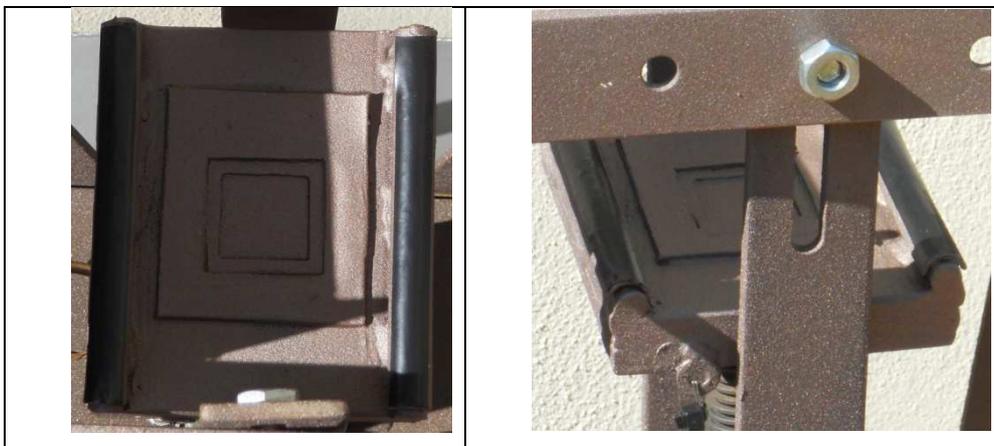


Figura 19: testa di carico a due coltelli

Piastra di contrasto: trattasi di una piastra in acciaio dello spessore di 2 centimetri con dimensioni 20x12 centimetri. Sulla piastra vengono collocati due prismi in acciaio simili in tutto a quelli che trovano alloggiamento sulla testa di carico.

3.2.2 La dotazione strumentale

Il macchinario è equipaggiato con vari strumenti di misura che servono a seconda del tipo di prova che si deve svolgere, di seguito si esaminano i singoli strumenti di misura in dotazione alla macchina

1. **Manometro analogico con fondo scala a 400 bar** ed ago trascinato; questo è lo strumento di misura più importante di tutta la macchina. Il manometro è collegato con il cilindro di carico del martinetto e, quindi, tramite la misurazione della pressione è possibile ricavare la forza che viene esercitata. Il quadrante del manometro arriva ad una pressione massima di 400 bar diviso in intervalli di 10 bar (1tacca=10bar).

Il manometro è racchiuso da una cassa stagna di acciaio ed è in bagno di glicerina. Il motivo per cui si è scelto di utilizzare un manometro a bagno di glicerina è dovuto al fatto che, quando il provino raggiunge il punto di rottura, la pressione decade in maniera istantanea causando una vera e propria “caduta” dell’ago di misura che quindi risulta sottoposto ad urti e può, in una qualche maniera falsare



Figura 20: Manometro 400 bar

la precisione delle misure

successive. La presenza della glicerina mitiga gli effetti degli urti in modo da migliorare l’affidabilità del materiale. Il manometro è dotato di un ago trascinato, o morto, in **Errore. L’origine riferimento non è stata trovata.** è quello che indica 250 bar, la cui funzione è quella di indicare il carico massimo raggiunto durante la prova.

La taratura del manometro è stata effettuata presso il Laboratorio per le Esperienze sui Materiali da Costruzione del Dipartimento di Ingegneria Civile dell’Università di Pisa. La relazione che lega pressione e forza esercitata è espressa dalla seguente equazione:

$$F(\text{daN}) = 9,8154 \cdot p(\text{bar}) + 81,221 \quad (3.1)$$

In cui F è la forza esercitata dal martinetto e p è la pressione letta sul manometro. Questa relazione è valida per intervalli di pressione che variano tra 20 e 400 bar. Le specifiche tecniche del manometro sono:

- Manometro analogico Bourdon
- Diametro cassa 100mm,
- attacco al processo tipo radiale da ½”
- Classe di precisione 1
- Materiale cassa e anello AISI 304
- Quadrante in alluminio bianco con scale e graduazioni in nero
- Riempimento in glicerina
- Ago trascinato
- Fondo scala 400 bar
- Manopola di azzeramento manuale

2. **Manometro analogico in acciaio con fondo scala a 25 bar.** Sostanzialmente è identico al manometro descritto in precedenza, quindi anch'esso è in bagno di glicerina ed è dotato di ago morto. L'unica differenza riguarda il fondo scala che in questo caso è di 25 bar.

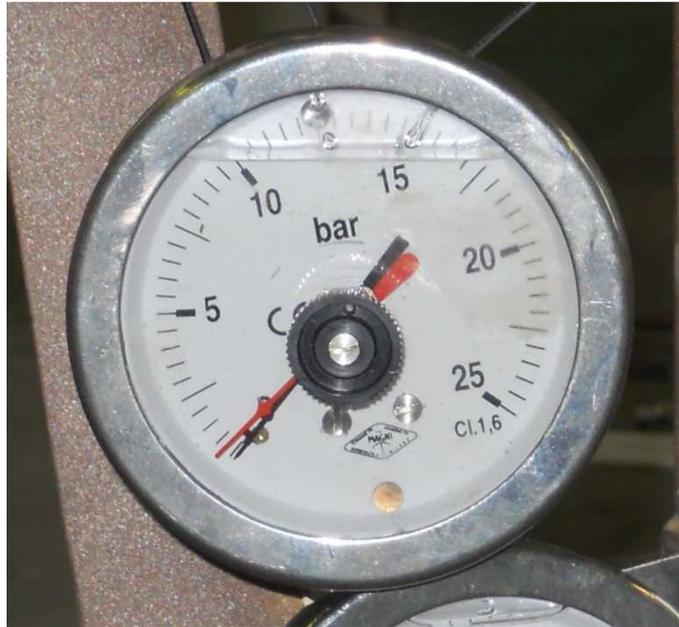


Figura 21: Manometro a 25 Bar

Questo manometro ha un uso più limitato rispetto al precedente e viene utilizzato quando c'è la necessità di leggere valori di carico molto piccoli. A titolo di esempio si può dire che un provino di malta impastato con calce idraulica presenta carichi di rottura a trazione per flessione di circa 50:60 daN, carichi che non sono leggibili con il manometro da 400 bar.

La relazione che lega forza e pressione per il calibro da 25 bar è:

$$F(\text{daN}) = 9,4175 \cdot p(\text{bar}) \quad (3.2)$$

Le specifiche tecniche del manometro sono:

- Manometro analogico Bourdon
- Diametro cassa 100mm,
- attacco al processo tipo radiale da ½"
- Classe di precisione 1
- Materiale cassa e anello AISI 304
- Quadrante in alluminio bianco con scale e graduazioni in nero
- Riempimento in glicerina
- Ago trascinato
- Fondo scala 25 bar
- Manopola di azzeramento manuale

3. **Calibro digitale:** è un calibro centesimale ed il suo utilizzo è finalizzato a misurare gli spostamenti dei provini sottoposti a prova. Il calibro è collegato, mediante dei fili di acciaio armonico, alle teste di carico del martinetto e quindi lo spostamento delle teste è misurabile con il calibro.

Da notare che con il calibro è possibile misurare solo gli spostamenti relativi tra due posizioni delle



Figura 22: Calibro digitale centesimale

teste e non gli spostamenti assoluti. Le specifiche tecniche del calibro digitale sono riportate di seguito

- Tolleranza Display 0.01 mm
- Tolleranza Misurazione 0.01 mm
- Velocità di misurazione 1,5 m/s
- Misura Massima Misurabile : 150 mm
- Misurazione espressa in pollici o mm
- Azzeramento del valore per misure parziali
- Timer autospegnimento dopo 5 min. di inattività

Capitolo 4. La campagna sperimentale per la validazione del dispositivo portatile di prova

Per validare il dispositivo portatile di prova è stata effettuata, in collaborazione con il Laboratorio per le Esperienze sui Materiali dell'Università di Pisa, una campagna di prove su varie tipi di materiali. La metodologia di prova mirava al conseguimento di due obiettivi: in primo luogo validare quale fosse la precisione delle misure effettuate con il dispositivo portatile di prova eseguendo le stesse prove sia sul dispositivo che sui macchinari del laboratorio. Secondariamente si sono anche sperimentate metodi di prova nuovi finalizzati a ricavare, dai dati forniti dal dispositivo, quelle caratteristiche dei materiali che vengono correntemente utilizzate per progettare le opere, in genere si tratta dei valori di tensioni normali di rottura a compressione o di snervamento a trazione. I vari campioni si sono supposti, per ipotesi, come descrivibili da una distribuzione di probabilità di tipo Gaussiano, o normale. La verifica di questa ipotesi è stata effettuata successivamente utilizzando il metodo descritto in (51), e la descrizione della verifica è riportata, per ogni singolo campione di provini nell'allegato 2. Nei paragrafi seguenti si descrivono le prove che sono state eseguite sui singoli materiali, i materiali che sono stati oggetto di indagine sono quelli di uso più comune nel settore delle costruzioni e cioè: calcestruzzo, acciaio da cemento armato e mattoni di laterizio.

Campagna sperimentale					
Materiale	Prova	Provino	Norma riferimento	Macchina di prova	N. provini
Calcestruzzo	Flessione	Prisma 10x10x50 cm	UNI 12390-5	Macchina Universale Instron	35
Calcestruzzo	Flessione	Prisma 10x10x50 cm	UNI 12390-5	Dispositivo Portatile di Prova	35
Calcestruzzo	Compressione	Cubo 10x10x10 cm	UNI 12390-3	Macchina Compressione Galdabini	35
Calcestruzzo	Indentazione	Cubo 10x10x10 cm	//	Dispositivo Portatile di Prova	11
Calcestruzzo	Compressione	Carote diametro 3,3 cm	UNI 12390-3	Dispositivo Portatile di Prova	16
Acciaio ϕ 10	Trazione	Barra 50 cm	UNI-EN-ISO 6892-1	Macchina Trazione Comazzi	50
Acciaio ϕ 12	Trazione	Barra 50 cm	UNI-EN-ISO 6892-1	Macchina Trazione Comazzi	50
Acciaio ϕ 16	Trazione	Barra 50 cm	UNI-EN-ISO 6892-1	Macchina Trazione Comazzi	50
Acciaio ϕ 10	Flessione	Barra 50 cm	UNI 552*	Dispositivo Portatile di Prova	20
Acciaio ϕ 12	Flessione	Barra 50 cm	UNI 552*	Dispositivo Portatile di Prova	20
Acciaio ϕ 16	Flessione	Barra 50 cm	UNI 552*	Dispositivo Portatile di Prova	20
Laterizio	Compressione	Prisma 5,5x12x25 cm	UNI 772-1	Macchina Compressione Galdabini	28
Laterizio	Flessione	Prisma 5,5x12x25 cm	UNI 9730*	Macchina Universale Instron	25
Laterizio	Flessione	Prisma 5,5x12x25 cm	UNI 9730*	Dispositivo Portatile di Prova	35
Laterizio	Indentazione	Prisma 3x5,5x12 cm	//	Dispositivo Portatile di Prova	50
Laterizio	Indentazione	Prisma 3x5,5x12 cm	//	Macchina Universale Instron	30

*Norme prese a riferimento e modificate per adattarle al caso di studio

4.1 Le prove sugli elementi di calcestruzzo

La campagna sperimentale che è stata condotta presso il “Laboratorio Per Le Esperienze Sui Materiali” del dipartimento di Ingegneria Civile dell’Università di Pisa ha previsto la realizzazione di 70 provini prismatici di dimensioni 10x10x50, come stabilito da (4) , i provini sono tutti omogenei fra loro in quanto appartenenti allo stesso getto. L’impasto dei provini è stato calcolato secondo il metodo proposto in (52) ed i dettagli del calcolo sono riportati nell’allegato A4.

4.1.1 Prove di flessione

La prova di flessione è stata condotta cercando di rispettare il più possibile i dettami della (6), la velocità di carico che è stata utilizzata per effettuare le prove di flessione con il dispositivo portatile è stata di 66 N/s che corrisponde ad una velocità sul manometro di 1 gradazione (100 daN) ogni 15 secondi. La stessa velocità è stata impostata anche sulla macchina del laboratorio.

Per effettuare queste prove il dispositivo viene regolato in modo tale che la distanza tra i coltelli superiori sia di 30 cm e si utilizza la testa di carico a due coltelli, il provino viene posizionato in maniera simmetrica rispetto al martinetto. Lo schema riprodotto è quindi quello di trave su due appoggi con due punti di applicazione del carico a 1/3 e 2/3 della distanza dagli appoggi (vedi Tabella 18). I risultati delle prove effettuate con il macchinario di laboratorio e con il dispositivo portatile di prova sono riassunti nella Tabella 4 e Tabella 5.

Provino		Carico rottura		Dimensioni provino			Sollecitazioni a rottura	
N.		%	Carico (daN)	L	H	B	M	σ (daN/cm ²)
1	13	30,41	1520,5	50,7	10,4	10,4	7602,5	40,55157
2	14	34,31	1715,5	50,4	10,6	10,2	8577,5	44,90556
3	15	29,06	1453	50,5	10,7	10,3	7265	36,96427
4	16	32,42	1621	50,6	10,6	10,2	8105	42,43189
5	17	35,45	1772,5	50,7	10,7	10,4	8862,5	44,65875
6	18	32,64	1632	50,5	10,5	10,3	8160	43,11472
7	19	28,96	1448	50,7	10,8	10,2	7240	36,51255
8	20	30,64	1532	50,8	10,2	10,3	7660	42,88866
9	21	37,71	1885,5	50,5	10,6	10,1	9427,5	49,84421
10	22	36,71	1835,5	51,1	10,5	10,2	9177,5	48,96625
11	23	40,02	2001	50,7	10,7	10,3	10005	50,90537
12	25	31,29	1564,5	50,8	10,7	10	7822,5	40,99485
13	26	32,09	1604,5	50,3	10,6	10,3	8022,5	41,59221
14	31	35,28	1764	50,7	10,5	10,3	8820	46,60194
15	40	27,55	1377,5	50,7	10,8	10,6	6887,5	33,42408
16	41	34,35	1717,5	50,6	10,5	10,5	8587,5	44,50923
17	42	29,54	1477	50,4	10,7	10,5	7385	36,85911
18	43	33,73	1686,5	50,7	10,4	10,2	8432,5	45,86071
19	44	31,2	1560	50,6	10,6	10,2	7800	40,83513
20	45	30,73	1536,5	50,5	10,5	10,4	7682,5	40,20147
21	46	27,82	1391	50,7	10,6	10,3	6955	36,05782
22	47	36,18	1809	50,6	10,7	10,6	9045	44,71841
23	48	30,01	1500,5	50,9	10,6	10,3	7502,5	38,8963
24	49	36,12	1806	50,1	10,5	10,2	9030	48,17927
25	51	31,13	1556,5	50,7	10,8	10,1	7782,5	39,63707
26	52	30,55	1527,5	50,7	10,4	10,3	7637,5	41,13378
27	53	35,2	1760	50,4	10,5	10,2	8800	46,95211
28	63	35,06	1753	50,7	10,7	10,2	8765	45,03347
29	64	31,96	1598	50,6	10,2	10,3	7990	44,73634
30	65	33,09	1654,5	50,3	10,9	10,2	8272,5	40,95763
31	66	31,28	1564	51,2	10,5	10,4	7820	40,92098
32	67	29,8	1490	50,6	10,6	10,6	7450	37,53098
33	68	32,95	1647,5	50,3	10,4	10,4	8237,5	43,93865
34	69	34,25	1712,5	50,5	10,3	10,4	8562,5	46,56333
35	70	31,29	1564,5	50,3	10,3	10,5	7822,5	42,13404

Tabella 4: risultati prova flessione cls - macchina laboratorio

Provino		Carico rottura		Dimensioni provino			Sollecitazioni a rottura	
N.		Bar	Carico (daN)	L	H	B	M	σ (daN/cm ²)
1	1	220	2240,609	50	10,7	10,4	11203,05	56,45292
2	2	170	1749,839	50,4	10,2	10,3	8749,195	48,98711
3	3	170	1749,839	50,8	10,5	10,2	8749,195	46,68105
4	4	170	1749,839	50	10,7	10,3	8749,195	44,51584
5	5	170	1749,839	50,2	10,5	10,3	8749,195	46,22783
6	6	160	1651,685	50,1	10,4	10,3	8258,425	44,47793
7	7	150	1553,531	50,6	10,7	10,4	7767,655	39,14175
8	8	160	1651,685	50,2	10,7	10,2	8258,425	42,43075
9	9	150	1553,531	50,8	10,5	10,4	7767,655	40,64707
10	10	170	1749,839	50,5	10,6	10,2	8749,195	45,80443
11	11	160	1651,685	50,8	10,5	10,4	8258,425	43,2152
12	12	190	1946,147	50,7	10,6	10,3	9730,735	50,44846
13	24	170	1749,839	50,3	10,5	10,3	8749,195	46,22783
14	27	140	1455,377	50,6	10,6	10,2	7276,885	38,09648
15	28	150	1553,531	50,5	10,5	10,1	7767,655	41,85441
16	29	170	1749,839	50,6	10,6	10,4	8749,195	44,92357
17	30	170	1749,839	50,5	10,4	10,2	8749,195	47,58307
18	32	180	1847,993	50,8	10,7	10	9239,965	48,42326
19	33	190	1946,147	50,3	10,9	10	9730,735	49,14099
20	34	190	1946,147	50,3	10,6	10,1	9730,735	51,44744
21	35	180	1847,993	50,6	10,5	10,4	9239,965	48,35147
22	36	180	1847,993	50,6	10,6	10,2	9239,965	48,37374
23	37	160	1651,685	51	10,6	10,3	8258,425	42,81535
24	38	160	1651,685	50,2	10,6	10,4	8258,425	42,40367
25	39	170	1749,839	50,6	10,6	10,2	8749,195	45,80443
26	50	140	1455,377	51,1	10,6	10,2	7276,885	38,09648
27	54	150	1553,531	50,6	10,8	10,3	7767,655	38,79327
28	55	180	1847,993	50,9	10,4	10,3	9239,965	49,76427
29	56	180	1847,993	50,8	10,6	10,3	9239,965	47,90409
30	57	150	1553,531	50,3	10,4	10,3	7767,655	41,83476
31	58	170	1749,839	50,4	10,6	10,3	8749,195	45,35972
32	59	180	1847,993	50,3	10,5	10,3	9239,965	48,8209
33	60	180	1847,993	50,8	10,6	10,4	9239,965	47,44348
34	61	160	1651,685	50,5	10,4	10,3	8258,425	44,47793
35	62	190	1946,147	50,5	10,3	10,5	9730,735	52,41229

Tabella 5: Prove flessione cls - dispositivo portatile di prova

I risultati riportati sopra evidenziano una sostanziale equivalenza tra i risultati ottenuti con il dispositivo portatile di prova e con il macchinario di laboratorio, infatti le medie e deviazioni standard risultanti dalle prove sono:

- per le prove fatte con la strumentazione di laboratorio si è ottenuto
 - media tensione di rottura $\mu = 4,257$ MPa
 - deviazione standard $v = 0,409$ MPa
 - valore caratteristico tensione di rottura = 3,574 MPa
- per le prove fatte con il dispositivo portatile di prova si è ottenuto
 - media tensione di rottura $\mu = 4,569$ MPa
 - deviazione standard $v = 0,414$ MPa
 - valore caratteristico tensione di rottura = 3,88 MPa

Quindi l'errore che si è fatto utilizzando il DPP (dispositivo portatile di prova) è di circa 7% sulla stima della media, mentre è di circa il 1,5% sulla deviazione standard e di circa 8,6% sul valore della tensione di trazione caratteristica.



Figura 23: Calcestruzzo-Prova flessione DPP



Figura 24: Calcestruzzo-rottura provino a trazione per flessione DPP



Figura 25: Calcestruzzo-prova di flessione con strumentazione di laboratorio



Figura 26: Calcestruzzo-rottura provini a trazione per flessione- macchinario di laboratorio

4.1.2 Prove di compressione

Queste prove sono state eseguite solo su macchinari di laboratorio rispettando i dettami della (5). Si sono testati trentacinque (35) cubi di dimensioni 10x10x10 cm ricavati dal taglio dei monconi ottenuti con la prova di flessione precedentemente; i cubetti ricavati sono stati poi rettificati lungo le due facce in contatto con il macchinario di laboratorio, ogni cubetto è stato misurato e riporta il numero del provino prismatico da cui è stato ricavato. I risultati della prova di compressione sono riportati nella Tabella 6.

Tabella 6: Cls- risultati prove di compressione cubi 10x10x10 cm

	N° provino	Carico (kN)	Geometria (cm)			Area (cmq)	σ (daN/cm ²)
			L	H	B		
1	27-B	366	10,4	9,8	10,5	109,2	335,1648
2	34-B	378	10,8	9,8	10,2	110,16	343,1373
3	36-B	372	10,9	9,7	10,3	112,27	331,3441
4	50-B	328	10,7	9,9	10,4	111,28	294,752
5	35-B	306	10,5	9,7	10,4	109,2	280,2198
6	59-B	396	10,3	9,9	10,2	105,06	376,9275
7	7-B	390	10,5	10	10,1	106,05	367,7511
8	6-B	354	10,5	10,2	10,2	107,1	330,5322
9	58-B	368	10,2	9,7	10,7	109,14	337,1816
10	33-B	290	10,5	9,7	10,5	110,25	263,0385
11	61-B	396	10,4	9,7	10,2	106,08	373,3032
12	17	426	10	10,5	10,5	105	405,71429
13	15	420	10,2	10,2	10,3	105,06	399,77156
14	10	360	10,2	10,3	10,3	105,06	342,66134
15	53	414	10,3	10,3	10,5	108,15	382,80166
16	44	348	10,5	10,3	10,3	108,15	321,77531
17	56	358	10,4	10,4	10,2	106,08	337,48115
18	57	338	10,2	10,3	10,2	104,04	324,87505
19	42	380	10,3	10,2	10,1	104,03	365,27925
20	19	402	10,2	10	10	102	394,11765
21	45	344	10,4	10,3	10,5	109,2	315,01832
22	32	358	10,4	10,1	10	104	344,23077
23	20	414	10,1	10	10,2	103,02	401,86372
24	2	424	10	10,1	10,2	102	415,68627
25	62	390	10	10,2	10	100	390
26	37	348	10,4	10	10,1	105,04	331,30236
27	47	376	10,5	10,2	10,4	109,2	344,32234
28	43	388	10,5	10,6	10,6	111,3	348,60737
29	51	432	10,2	10,4	10,2	104,04	415,22491
30	55	355	10,2	10	10	102	348,03922
31	5	388	10,3	10,5	10,4	107,12	362,2106
32	18	394	10,4	10,4	10,4	108,16	364,27515
33	41	341	10,5	10,2	10	105	324,7619
34	40	368	10,1	10,4	10,1	102,01	360,74895
35	65	355	10,1	10,1	10	101	351,48515

I risultati ottenuti portano a definire un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- media resistenza a compressione: 35,216 MPa;
- deviazione standard resistenza a compressione: $\pm 3,551$ MPa;
- resistenza caratteristica: 29,391 MPa



Figura 27: Cls- prova di compressione standard



Figura 28: Cls- prova di compressione - rottura provino

4.1.3 Prove di indentazione

La prova di indentazione sui cubetti in calcestruzzo viene effettuata registrando il dispositivo di prova con una distanza tra i due coltelli superiori di 10 cm. Sui due coltelli viene incastrata la piastra contrasto con la piastra da 3 cm di spigolo rivolta verso il basso. Si utilizza, inoltre, la testa di carico a due coltelli sulla quale viene innestata la piastra da 3 cm di spigolo.

Per quanto riguarda il posizionamento del provino è opportuno, al fine di massimizzare il carico applicato dal martinetto, che il provino venga posizionato in modo tale che uno spigolo delle piastre di applicazione del carico coincida con uno spigolo del provino come illustrato in Figura 29.

La norma (5) prevede una velocità di applicazione delle tensioni compresa tra 0,4 e 0,8 (N/mm²s), questa velocità corrisponde ad una di applicazione del carico, attraverso una piastra di distribuzione quadrata con spigolo di 30 mm, di 360-720N/s. In termini di gradazioni sul manometro (ogni gradazione corrisponde circa a 1000N) significa una velocità compresa tra 1-2 gradazione ogni 3 secondi. Scegliamo la velocità minore tra quelle previste per cui 1 gradazione ogni 3 secondi, per semplificare l'esecuzione la stessa velocità può essere indicata come 5 gradazioni ogni 15 secondi.

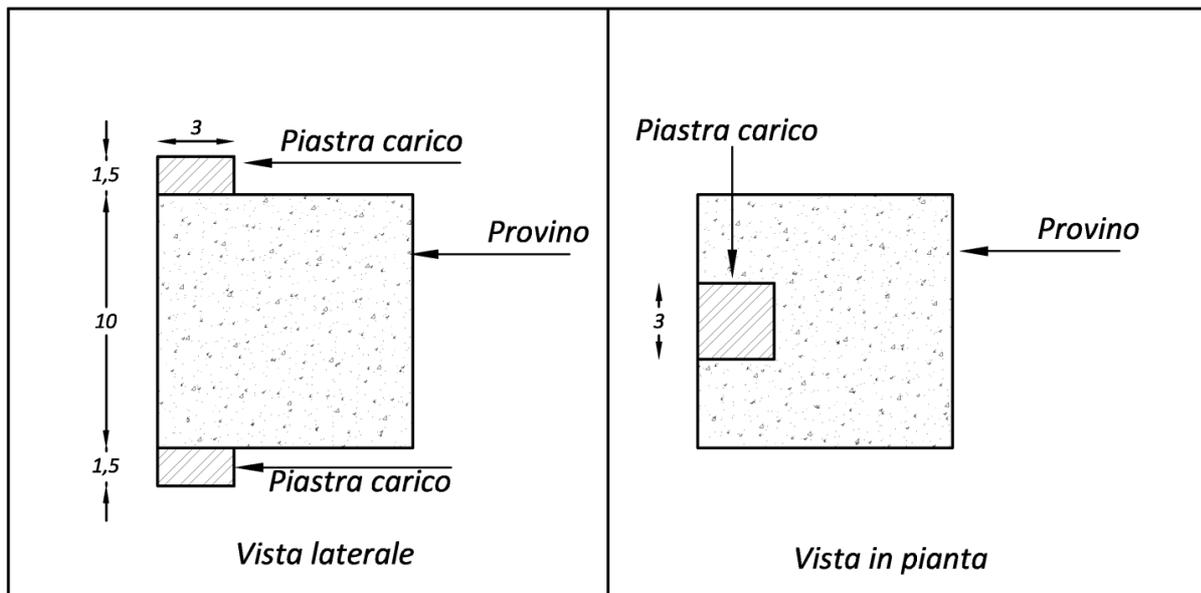


Figura 29: Calcestruzzo-schema prova di indentazione su cubetti 10x10 cm

I risultati ottenuti sono riportati nella Tabella 7, la tensione che ha provocato la rottura è calcolata semplicemente come il valore del carico totale diviso per l'area di applicazione del carico, pari a 9 cmq.

Tabella 7: Cls- risultati prova di compressione modificata

N° provino	Carico (Bar)	Carico (daN)	Geometria (cm)			σ (daN/cm ²)
			L	H	B	
27-A	260	2633,225	10,4	9,8	10,2	292,5806
34-A	320	3222,149	10,7	9,8	10,2	358,0166
36-A	290	2927,687	10,8	9,5	10,2	325,2986
50-A	320	3222,149	10,6	9,7	10,1	358,0166
35-A	320	3222,149	10,5	9,5	10,7	358,0166
59-A	360	3614,765	10,6	10,3	10,3	401,6406
7-A	330	3320,303	10,5	9,8	10,2	368,9226
6-A	320	3222,149	10	9,6	10,4	358,0166
58-A	340	3418,457	10,8	10,2	10,1	379,8286
33-A	300	3025,841	10,5	10	10	336,2046
61-A	290	2927,687	10,3	9,8	10,5	325,2986

I risultati ottenuti portano a definire un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- media resistenza a compressione: 35,1076 MPa;
- deviazione standard resistenza a compressione: $\pm 2,839$ MPa;
- resistenza caratteristica: 30,451 MPa



Figura 30: CIs- prova di compressione modificata su DPP



Figura 31: CIs- rottura prova di compressione modificata

Oltre a questa tipologia di prova è stata anche condotta una prova su micro carote di calcestruzzo ricavate dai monconi della prova di flessione. I cilindri avevano un diametro di 3,3 cm ed una altezza circa pari al doppio del diametro. Le modalità di prova sono le stesse che si sono utilizzate per la prova di indentazione. Di seguito sono riportati i dati ottenuti da queste prove.

PROVE COMPRESSIONE DPP						
CILINDRO d = 3,3 cm						
	N	d (cm)	h (cm)	P _{rott} (bar)	P _{rott} (daN)	σ _{rott} (daN/cm ²)
1	32	3,3	6,3	165	1700,762	198,8500
2	32	3,3	6,7	185	1897,070	221,8020
3	41	3,3	6,7	190	1946,147	227,5400
4	41	3,3	6,63	185	1897,07	221,8020
5	65	3,3	6,66	190	1946,147	227,5400
6	2	3,3	6,6	240	2436,917	284,9200
7	2	3,3	6,41	245	2485,994	290,6580
8	56	3,3	6,68	200	2044,301	239,0160
9	53	3,3	6,8	150	1553,531	181,6360
10	65	3,3	6,65	120	1259,069	147,2081
11	56	3,3	6,64	270	2731,379	319,3480
12	53	3,3	6,82	205	2093,378	244,7540
13	57	3,3	6,64	220	2240,609	261,9680
14	57	3,3	6,42	135	1406,3	164,4221
15	40	3,3	6,56	135	1406,3	164,4221
16	40	3,3	6,72	130	1357,223	158,6841

I risultati ottenuti portano a definire un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- media resistenza a compressione: 22,160 MPa;
- deviazione standard resistenza a compressione: $\pm 4,937$ MPa;
- resistenza caratteristica: 14,117 MPa

4.2 Le prove sulle barre d'acciaio da cemento armato

4.2.1 Prove di trazione

Le prove di trazione sono state eseguite seguendo i dettami della (9). Le prove, eseguite su spezzoni di acciaio lunghi 60 cm, hanno permesso di ricavare i seguenti dati:

- marchio di fabbrica della barra e tipo di acciaio;
- carico e tensione di snervamento;
- carico e tensione di rottura;
- A_5 ed A_{gt}

I valori delle tensioni di rottura e di snervamento sono state individuate mediante il calcolo della sezione equivalente del tondino utilizzando la formula

$$\Phi_{eq} = \sqrt{\frac{\text{Peso (kg)}}{\text{Lunghezza (cm)}}} \cdot 12,74 \quad (4.1)$$

I risultati, elencati nel seguito, sono divisi per diametro delle sbarre

Tabella 8: Risultati prova di trazione acciaio Φ 10

N	peso	lunghezza	Ps	Ps	Pr	Pr	A ₅	A _{gt}	A _{equiv}	σ_{sner}	σ_{rott}
	gr	mm	t	kN	t	kN	%	%	cmq	daN/cm ²	daN/cm ²
1	368	602	4,32	43,2	4,98	49,8	22,8	10,9	0,778721	5547,5609	6395,1049
2	368	602	4,36	43,6	5,04	50,4	22,8	10	0,778721	5598,9272	6472,1543
3	368	602	4,32	43,2	5,02	50,2	25,2	9,8	0,778721	5547,5609	6446,4712
4	368	602	4,32	43,2	4,96	49,6	23,2	11,4	0,778721	5547,5609	6369,4217
5	368	602	4,28	42,8	4,98	49,8	25	11	0,778721	5496,1946	6395,1049
6	368	602	4,64	46,4	5,08	50,8	23,2	10	0,778721	5958,4913	6523,5207
7	368	602	4,17	41,7	4,88	48,8	26	10,1	0,778721	5354,9372	6266,6891
8	368	602	4,26	42,6	4,96	49,6	23,6	8,5	0,778721	5470,5114	6369,4217
9	367	602	4,19	41,9	4,9	49	23	9,5	0,776605	5395,2815	6309,5177
10	368	602	4,18	41,8	4,86	48,6	26,4	11,1	0,778721	5367,7788	6241,006
11	368	602	4,14	41,4	4,9	49	24	10,2	0,778721	5316,4125	6292,3723
12	368	602	4,1	41	4,86	48,6	24,6	13,5	0,778721	5265,0462	6241,006
13	367	602	4,12	41,2	4,84	48,4	24,4	10,6	0,776605	5305,1455	6232,2583
14	366	600	4,22	42,2	5	50	25,4	12,7	0,77707	5430,6557	6434,4262
15	368	602	4,26	42,6	5,02	50,2	24	9,5	0,778721	5470,5114	6446,4712
16	368	602	4,28	42,8	5	50	24,1	10,2	0,778721	5496,1946	6420,788
17	366	600	4,32	43,2	5,02	50,2	25,4	12,4	0,77707	5559,3443	6460,1639
18	368	602	4,22	42,2	5	50	24	8,9	0,778721	5419,1451	6420,788
19	366	601	4,3	43	5	50	22	11	0,775777	5542,8292	6445,1503
20	368	602	4,28	42,8	4,96	49,6	25,2	10,4	0,778721	5496,1946	6369,4217
21	368	602	4,1	41	4,74	47,4	25,6	12,1	0,778721	5265,0462	6086,9071
22	364	596	4,08	40,8	4,74	47,4	26,6	15,2	0,778011	5244,1451	6092,4626
23	367	601	4,04	40,4	4,78	47,8	25,6	12	0,777897	5193,4916	6144,7747
24	368	601	4,07	40,7	4,78	47,8	27,4	12,8	0,780016	5217,8395	6128,0769
25	368	601	4,14	41,4	4,8	48	24,6	10,2	0,780016	5307,5813	6153,7174
26	367	600	4,44	44,4	5,12	51,2	24,3	9,3	0,779193	5698,2016	6570,8992
27	367	601	4,42	44,2	5,08	50,8	26,8	11,2	0,777897	5681,9883	6530,43
28	362	596	4,34	43,4	5	50	25,2	10,4	0,773736	5609,1503	6462,1547
29	366	600	4,1	41	4,98	49,8	25,1	12,1	0,77707	5276,2295	6408,6885
30	367	601	4,18	41,8	4,86	48,6	27,4	11,1	0,777897	5373,464	6247,6161
31	369	601	4,18	41,8	4,86	48,6	25,2	11,5	0,782136	5344,3396	6213,7537
32	368	601	4,16	41,6	4,88	48,8	25,5	10,3	0,780016	5333,2217	6256,2793
33	369	600	4,18	41,8	4,88	48,8	25,4	11	0,783439	5335,4472	6228,9431
34	369	601	4,12	41,2	4,85	48,5	26	10,3	0,782136	5267,6266	6200,9682
35	358	600	4,18	41,8	4,88	48,8	25,8	11,3	0,760085	5499,3855	6420,3352
36	366	585	4,24	42,4	4,98	49,8	25	9,2	0,796995	5319,9836	6248,4713
37	366	601	4,3	43	4,98	49,8	24,2	11,2	0,775777	5542,8292	6419,3697
38	366	603	4,26	42,6	4,96	49,6	24,8	11	0,773204	5509,5418	6414,8656
39	366	603	4,24	42,4	4,92	49,2	23,6	11,5	0,773204	5483,6754	6363,1328
40	367	602	4,24	42,4	4,96	49,6	23,2	10	0,776605	5459,6643	6386,7771
41	368	602	4,22	42,2	4,92	49,2	23,5	9,6	0,778721	5419,1451	6318,0554
42	366	602	4,44	44,4	5,06	50,6	23,4	9,7	0,774488	5732,8164	6533,3448
43	349	573	4,34	43,4	5,06	50,6	23,5	10,4	0,775892	5593,5636	6521,5281
44	369	602	4,3	43	4,98	49,8	25,4	8,6	0,780837	5506,9133	6377,774
45	367	602	4,34	43,4	5,08	50,8	22,6	8,4	0,776605	5588,43	6541,2959
46	355	581	4,3	43	5,03	50,3	22	10,5	0,778364	5524,4099	6462,2748
47	369	602	4,3	43	5,01	50,1	26	11,9	0,780837	5506,9133	6416,1943
48	367	602	4,36	43,6	5,04	50,4	24,4	10,3	0,776605	5614,1831	6489,7896
49	368	602	4,09	40,9	4,82	48,2	28	10,5	0,778721	5252,2046	6189,6397
50	368	602	4,06	40,6	4,72	47,2	24,2	12,4	0,778721	5213,6799	6061,2239

I risultati ottenuti portano a definire un acciaio con le seguenti caratteristiche:

- tensione di snervamento:
 - media: 545,028 MPa;
 - deviazione standard: $\pm 15,376$ MPa;
 - valore caratteristico: 519,785 MPa;
- tensione di rottura:
 - media: 634,882 MPa;
 - deviazione standard: $\pm 13,168$ MPa;
 - valore caratteristico: 613,286 MPa

Tabella 9: Risultati prova di trazione acciaio $\Phi=12\text{mm}$

N	peso	lunghezza	Ps	Ps	Pr	Pr	A ₅	A _{gt}	A _{equiv}	σ_{sner}	σ_{rott}
	gr	mm	t	kN	t	kN	%	%	cmq	daN/cmq	daN/cmq
1	532	590	6,24	62,4	7,36	73,6	24,3	12,9	1,148656	5432,4361	6407,4887
2	536	600	6,12	61,2	7,44	74,4	24,83	12,9	1,138004	5377,8358	6537,7612
3	534	602	6,16	61,6	7,44	74,4	25,5	13,2	1,129991	5451,3693	6584,1213
4	534	601	6,24	62,4	7,44	74,4	23,83	11,9	1,131872	5512,9933	6573,1843
5	552	623	6,2	62	7,48	74,8	25	10,4	1,128707	5493,0091	6627,0496
6	534	601	6,16	61,6	7,48	74,8	25	12,1	1,131872	5442,3139	6608,524
7	532	599	6,24	62,4	7,44	74,4	25,66	11,2	1,131397	5515,3038	6575,9391
8	532	600	6,28	62,8	7,44	74,4	25,5	13,3	1,129512	5559,9248	6586,9173
9	534	600	6,2	62	7,4	74	24,83	11,3	1,133758	5468,5393	6526,9663
10	536	601	6,24	62,4	7,44	74,4	26,8	10,3	1,136111	5492,4224	6548,6575
11	536	601	6,4	64	7,44	74,4	24,66	13,1	1,136111	5633,2537	6548,6575
12	532	599	6,16	61,6	7,44	74,4	24,66	13,1	1,131397	5444,5947	6575,9391
13	534	602	6,1	61	7,44	74,4	24,66	10,1	1,129991	5398,2715	6584,1213
14	532	601	6,12	61,2	7,4	74	25,5	11,8	1,127632	5427,3011	6562,4229
15	540	600	5,96	59,6	7,24	72,4	26,66	12,8	1,146497	5198,4444	6314,8889
16	532	602	6,08	60,8	7,36	73,6	26,83	15,1	1,125759	5400,8	6537,8105
17	536	601	6,12	61,2	7,32	73,2	26,33	16,1	1,136111	5386,7989	6443,034
18	537	602	6,44	64,4	7,48	74,8	24	13,9	1,13634	5667,3199	6582,5393
19	532	601	6,16	61,6	7,44	74,4	25,83	13,3	1,127632	5462,7737	6597,8955
20	534	602	6,16	61,6	7,36	73,6	26,66	14,8	1,129991	5451,3693	6513,3243
21	534	601	6,28	62,8	7,44	74,4	26,83	12,9	1,131872	5548,333	6573,1843
22	532	601	6,36	63,6	7,52	75,2	25,16	13,9	1,127632	5640,1365	6668,8406
23	533	601	6,2	62	7,44	74,4	24,33	14,6	1,129752	5487,9306	6585,5167
24	532	598	6,28	62,8	7,32	73,2	24,66	12,2	1,133289	5541,3917	6459,0744
25	540	600	6,08	60,8	7,24	72,4	25,5	11,7	1,146497	5303,1111	6314,8889
26	535	601	6,04	60,4	7,04	70,4	25,83	11,8	1,133991	5326,3204	6208,1615
27	537	601	6,32	63,2	7,52	75,2	25,83	13,1	1,13823	5552,479	6606,7471
28	540	601	6,28	62,8	7,52	75,2	23	12,1	1,144589	5486,6848	6570,043
29	532	599	6,24	62,4	7,48	74,8	26,83	16,2	1,131397	5515,3038	6611,2936
30	532	599	6,2	62	7,44	74,4	24	11,1	1,131397	5479,9492	6575,9391
31	534	601	6,16	61,6	7,44	74,4	26,83	13,1	1,131872	5442,3139	6573,1843
32	534	602	6,16	61,6	7,4	74	24,83	13,1	1,129991	5451,3693	6548,7228
33	531	602	6,28	62,8	7,52	75,2	26,83	13	1,123643	5588,9635	6692,5168
34	534	600	6,2	62	7,48	74,8	26	11,3	1,133758	5468,5393	6597,5281
35	533	600	6,08	60,8	7,44	74,4	25,3	15,4	1,131635	5372,758	6574,5591
36	533	601	6,32	63,2	7,48	74,8	24	15,1	1,129752	5594,1486	6620,9227
37	534	601	5,92	59,2	7,24	72,4	28	11,6	1,131872	5230,2757	6396,4858
38	534	601	6,16	61,6	7,36	73,6	26,5	11,4	1,131872	5442,3139	6502,5049
39	538	602	6,08	60,8	7,4	74	19,55	11,7	1,138456	5340,568	6500,0335
40	536	601	6,2	62	7,4	74	24	12,7	1,136111	5457,2146	6513,4496
41	533	601	6,19	61,9	7,44	74,4	26,83	12,4	1,129752	5479,0791	6585,5167
42	534	601	6,2	62	7,28	72,8	26,3	12,4	1,131872	5477,6536	6431,8255
43	534	601	6,2	62	7,32	73,2	25,75	12,4	1,131872	5477,6536	6467,1652
44	533	601	6,24	62,4	7,32	73,2	31,16	14,7	1,129752	5523,3366	6479,2987
45	534	601	6,08	60,8	7,29	72,9	24,33	13,9	1,131872	5371,6345	6440,6604
46	534	601	6,26	62,6	7,42	74,2	24	13	1,131872	5530,6631	6555,5144
47	534	601	6,2	62	7,38	73,8	27	11,9	1,131872	5477,6536	6520,1747
48	536	601	6,08	60,8	7,38	73,8	24,83	14,9	1,136111	5351,591	6495,8457
49	536	601	6,18	61,8	7,28	72,8	27,33	11,3	1,136111	5439,6106	6407,8261
50	537	601	6,21	62,1	7,41	74,1	24,16	12,5	1,13823	5455,8377	6510,1059

I risultati ottenuti portano a definire un acciaio con le seguenti caratteristiche:

- tensione di snervamento:
 - media: 546,148 MPa;
 - deviazione standard: $\pm 9,214$ MPa;
 - valore caratteristico: 531,031 MPa;
- tensione di rottura:
 - media: 652,849 MPa;
 - deviazione standard: $\pm 9,077$ MPa ;
 - valore caratteristico: 637,962 MPa

Tabella 10: risultati prove di trazione acciaio $\Phi=16$ mm

N	peso	lunghezza	Ps	Ps	Pr	Pr	A ₅	A _{gt}	A _{equiv}	σ_{sner}	σ_{rott}
	gr	mm	t	kN	t	kN	%	%	cmq	daN/cm ²	daN/cm ²
1	962	601	9,52	95,2	11,32	113,2	25,8	10,5	2,039064	4668,8079	5551,5657
2	964	602	9,46	94,6	11,32	113,2	25,6	10,4	2,039909	4637,4608	5549,266
3	964	602	9,56	95,6	11,32	113,2	25,6	10,4	2,039909	4686,4826	5549,266
4	962	601	9,52	95,2	11,34	113,4	26	13,3	2,039064	4668,8079	5561,3741
5	965	602	9,46	94,6	11,37	113,7	27,5	10,8	2,042026	4632,6551	5568,0009
6	966	603	10,2	102	12,08	120,8	27,5	14,4	2,040752	4998,1584	5919,3876
7	926	578	10,14	101,4	12,14	121,4	26,75	11,3	2,040861	4968,4905	5948,4689
8	966	603	10,1	101	12,12	121,2	26,6	13,7	2,040752	4949,1568	5938,9882
9	965	603	10,14	101,4	12,12	121,2	25,6	13,4	2,038639	4973,9064	5945,1426
10	966	603	10,16	101,6	12,15	121,5	27,37	12	2,040752	4978,5578	5953,6887
11	968	602	10,16	101,6	12,16	121,6	29,3		2,048374	4960,0322	5936,4165
12	968	602	10,2	102	12,14	121,4	27,8	13,5	2,048374	4979,5599	5926,6527
13	970	602	10,24	102,4	12,18	121,8	30,1	13,5	2,052606	4988,7802	5933,9202
14	968	601	10,22	102,2	12,2	122	29,6	11,9	2,051782	4981,0358	5946,0506
15	968	602	10,22	102,2	12,2	122	29,7	14,6	2,048374	4989,3238	5955,9442
16	966	600	9,68	96,8	11,6	116	29	11,5	2,050955	4719,7516	5655,9006
17	964	600	9,64	96,4	11,59	115,9	29	12,1	2,046709	4710	5662,749
18	966	601	9,7	97	11,58	115,8	27,75	12,1	2,047543	4737,3856	5655,5593
19	965	601	9,64	96,4	11,59	115,9	28,87	14,3	2,045423	4712,961	5666,309
20	964	601	9,68	96,8	11,56	115,6	28,12	12,1	2,043304	4737,4261	5657,5048
21	964	601	9,6	96	11,58	115,8	28,8	11,3	2,043304	4698,2739	5667,2928
22	966	601	9,64	96,4	11,58	115,8	28,37	11,8	2,047543	4708,0822	5655,5593
23	965	601	9,66	96,6	11,58	115,8	28,87	11,5	2,045423	4722,739	5661,42
24	964	601	9,68	96,8	11,58	115,8	27,2	11,3	2,043304	4737,4261	5667,2928
25	964	601	9,64	96,4	11,64	116,4	27,5	10,9	2,043304	4717,85	5696,6571
26	965	601	10,2	102	12,2	122	30,12	14,9	2,045423	4986,743	5964,5358
27	966	601	10,08	100,8	12,08	120,8	28,5	11,1	2,047543	4922,9739	5899,7545
28	965	601	10,16	101,6	12,12	121,2	27,75	11	2,045423	4967,1872	5925,424
29	965	601	10,24	102,4	12,16	121,6	29,12	12,6	2,045423	5006,2989	5944,9799
30	964	601	10,14	101,4	12,1	121	30,2	15,5	2,043304	4962,5518	5921,7827
31	965	601	10,16	101,6	12,14	121,4	27,87	12,2	2,045423	4967,1872	5935,202
32	965	601	10,14	101,4	12,12	121,2	27,8	12,4	2,045423	4957,4092	5925,424
33	965	601	10,2	102	12,12	121,2	27,8	13,3	2,045423	4986,743	5925,424
34	966	601	10,16	101,6	12,14	121,4	28,5	11,3	2,047543	4962,0451	5929,0579
35	966	601	10,2	102	12,14	121,4	25,75	9,8	2,047543	4981,5807	5929,0579
36	963	600	9,52	95,2	11,4	114	27,37	11	2,044586	4656,1994	5575,7009
37	965	601	9,54	95,4	11,44	114,4	27,25	14,4	2,045423	4664,0714	5592,9745
38	963	600	9,42	94,2	11,4	114	27,2	10,2	2,044586	4607,2897	5575,7009
39	965	601	9,46	94,6	11,4	114	27	11,5	2,045423	4624,9597	5573,4187
40	964	601	9,42	94,2	11,36	113,6	27,5	11,9	2,043304	4610,1812	5559,6241
41	964	600	9,4	94	11,4	114	27,6	11,8	2,046709	4592,7386	5569,917
42	964	600	9,48	94,8	11,4	114	28,6	13,1	2,046709	4631,8257	5569,917
43	962	600	9,46	94,6	11,4	114	26,8	10,8	2,042463	4631,6632	5581,4969
44	965	601	9,48	94,8	11,38	113,8	28,4	11,8	2,045423	4634,7376	5563,6407
45	828	516	9,48	94,8	11,4	114	27,5	11,6	2,044142	4637,6435	5576,913
46	970	602	9,88	98,8	11,85	118,5	27,5	13,4	2,052606	4813,3934	5773,149
47	968	601	9,94	99,4	11,88	118,8	27,6	13,4	2,051782	4844,5691	5790,0886
48	966	600	9,86	98,6	11,84	118,4	29,1	10,4	2,050955	4807,5155	5772,9193
49	970	602	9,84	98,4	11,82	118,2	29	12,4	2,052606	4793,906	5758,5334
50	967	600	9,88	98,8	11,84	118,4	27,12	11,1	2,053079	4812,2854	5766,9493

I risultati ottenuti porterebbero a definire un acciaio con le seguenti caratteristiche:

- Snervamento:

- tensione di snervamento media: 480,6536 MPa;
- deviazione standard tensione di snervamento: $\pm 14,639$ MPa;
- tensione di snervamento caratteristica: 456,645 MPa
- Rottura
 - tensione di rottura media: 575,464 MPa;
 - deviazione standard tensione di rottura: $\pm 15,914$ MPa;
 - tensione di rottura caratteristica: 549,364 MPa

4.2.2 Prove di flessione

Per le prove di flessione sull'acciaio non viene dato dalla norma (1) nessun riferimento circa la velocità di applicazione del carico da utilizzare; per questa ragione si è deciso di prendere spunto dalla norma che regola le prove di trazione (9), nella quale si indicano varie velocità di deformazione in funzione delle caratteristiche che si vuole determinare. Leggendo la (9) si evince che esiste una velocità di deformazione (che indicheremo con $\dot{\epsilon}_L$) pari a $\dot{\epsilon}_L = 0,00025 \text{ s}^{-1}$ che è l'unica velocità che può essere utilizzata per determinare:

- Il carico superiore di snervamento;
- Il carico inferiore di snervamento;
- Il carico di rottura.

Per le ragioni sopra esposte si è deciso di assumere questa velocità di deformazione come riferimento.

Nota la velocità di deformazione si può ricavare la velocità di applicazione delle tensioni

$$\dot{\sigma} = E \dot{\epsilon}_L \quad (4.2)$$

L'abbassamento del punto B in Figura 32 è

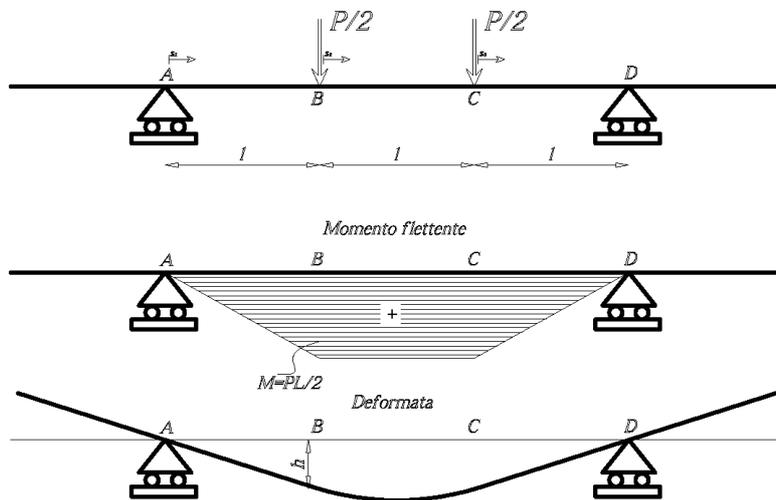


Figura 32: Deformate prova di flessione

$$v_1(l) = \frac{5Pl^3}{12EJ} = \frac{5Pl^3}{12EJ} \frac{D}{2} \frac{2}{D} = \left(\frac{PlD}{2J}\right) \frac{10l^2}{6ED} = \frac{5l^2}{3ED} \sigma \quad (4.3)$$

Passando dallo spostamento alla velocità di spostamento ottengo

$$\dot{v}_1(l) = \frac{5l^2}{3ED} \dot{\sigma} = \frac{5l^2}{3ED} E \dot{\epsilon}_L = \frac{5l^2}{3D} \dot{\epsilon}_L \quad (4.4)$$

Nella Tabella 11 si calcolano le velocità di abbassamento per vari diametri dei provini.

Diametro	Velocità
0,8	0,051
1	0,040
1,2	0,034
1,4	0,029
1,6	0,025
1,8	0,022
2	0,020

Tabella 11: Velocità abbassamento-diametro barra

Si nota che la velocità diminuisce con l'aumentare del diametro del provino. Per una maggiore semplicità di esecuzione si è deciso di utilizzare una sola velocità per tutti i diametri dei provini pari a 0,020 cm/s che equivale circa ad imporre una velocità di spostamento di 1 centimetro ogni minuto. Le prove sono state eseguite su barre di diametro Φ 12, 10 e 16 mm. Nel corso della prova sono stati misurati gli spostamenti del punto B del provino, Figura 32, al raggiungere di determinate soglie di carico, variabili in funzione del diametro del provino. La prova si è considerata conclusa quando il provino ha raggiunto uno spostamento finale di 4 cm. Per ovviare a eventuali problemi di ingranamento delle corrugature del provino sui coltelli di carico, in corrispondenza degli appoggi laterali sono state molate le corrugature presenti sulla sbarra (Figura 33)



Figura 33: Provino inflesso-molature laterali

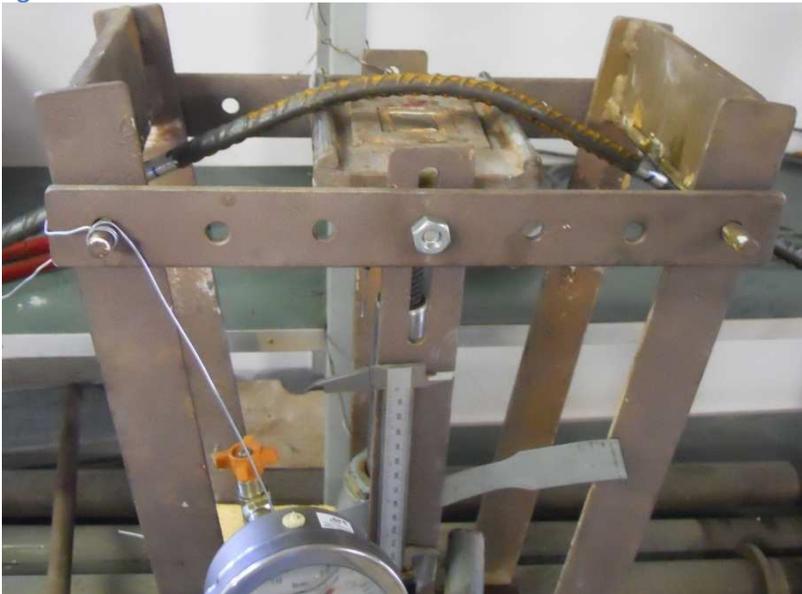


Figura 34: Acciaio-prova di flessione

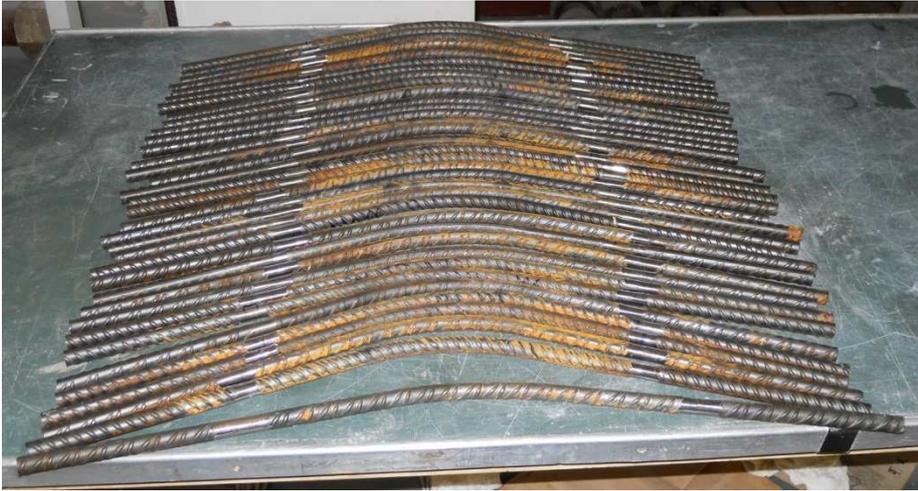


Figura 35: Provini testati

Tabella 12: Acciaio- risultati prova flessione Φ 10

N	Lunghezza	Peso	bar	Spostamento del coltello a soglie di carico (mm)										
	Mm	gr		2,5	5	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	24	24,5
1	600	361		1,51	2,67	3,98	5,15	6	7,44	8,35	10,89	26,27	/	/
2	600	361		1,82	3,03	4,54	5,88	7	8,24	9,42	11,07	20,17	24,93	/
3	600	360		0,97	2,15	3,61	4,83	5,9	7,26	8,51	10,26	15,45	27,9	/
4	600	362		0,25	1,41	3,11	4,42	5,6	6,79	8,29	11,85	28,87	/	/
5	600	361		0,73	2,06	3,57	5,11	6,3	7,56	8,56	11,53	23,94	27,91	/
6	599	361		1,35	2,77	4,18	5,38	6,6	7,81	9,03	11,43	20,96	/	26,62
7	601	360		0,44	2,25	3,3	4,74	5,7	6,69	7,68	9,14	12,03	17,99	21,71
8	600	359		0,17	1,34	3,24	4,66	6	7,38	8,55	10,43	14,39	26,13	/
9	581	351		0,6	1,9	3	4,28	5,6	6,55	7,65	9,39	13,7	29,4	/
10	599	359		0,32	2,03	2,94	4,1	6,3	7,39	8,81	11,37	15,81	35,68	/
11	601	361		0,37	1,29	2,68	3,8	4,9	5,97	7,47	10,65	37,8	/	/
12	598	360		1,47	3,04	4,51	5,55	6,6	7,7	8,93	10,4	14,25	31,96	/
13	600	361		0,47	1,75	3,26	5,61	6,8	8,05	/	13,2	27,8	/	32,6
14	599	360		0,08	0,65	2,42	3,92	5,2	6,3	8,11	12,16	33,73	/	/
15	599	361		0,67	1,95	2,92	4,01	5,1	6,22	7,44	8,69	22,43	28,74	31,86
16	599	358		0,96	2,18	3,45	4,73	6	7,16	8,36	10,73	16,27	22,11	26,43
17	600	362		0,19	1,32	2,89	3,86	5,1	6,16	7,35	9,24	14	30,6	/
18	600	361		0,55	1,78	2,88	4,13	5,5	7,34	8,2	10,29	15,63	29,1	/
19	600	361		0,3	0,96	1,46	2,53	3,6	4,56	5,84	8,39	19,7	26,11	/
20	602	363		0,24	1,28	2,5	4,04	5,1	6,13	7,27	9,98	21,72	31,02	/

Tabella 13: Acciaio-risultati prova a flessione Φ 12

N	Lunghezza	Peso	bar	Spostamento del coltello a soglie di carico (mm)										
	Mm	gr		5 bar	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
1	600	532		2,05	2,91	3,97	6,75	7,58	13,4	/	/	/	/	/
2	600	540		2,57	3,73	4,73	7	8,6	16,1	/	/	/	/	/
3	602	534		1,61	2,69	3,7	6,03	7,45	31,3	/	/	/	/	/
4	600	534		1,8	3,07	4,12	6,84	8,93	18,1	/	/	/	/	/
5	601	535		2,03	3,33	4,35	6,97	/	17,7	/	/	/	/	/
6	600	538		2,2	3,17	4,15	6,72	8,08	15,1	/	/	/	/	/
7	600	536		2,24	3,8	4,88	7,49	9,43	16,4	/	/	/	/	/
8	602	536		0,85	2,07	3,13	5,59	/	16,7	/	/	/	/	/
9	601	535		1,86	2,89	3,91	6,19	7,78	15,2	/	/	/	/	/
10	601	535		1,72	2,77	3,47	5,7	7,73	13,7	21,6	/	/	/	/
11	601	534		1,75	2,94	3,99	7,39	19,4	40,3	/	/	/	/	/
12	601	536		1,41	2,36	3,3	5,4	77,3	16,5	/	/	/	/	/
13	601	536		2,01	3,24	4,39	7,18	9,31	23,6	/	/	/	/	/
14	599	532		1,66	3,07	4,05	7,1	8,15	15,1	/	/	/	/	/
15	600	534		2,08	4,18	5,2	7,8	9,29	14,2	/	/	/	/	/
16	600	530		2,2	3,44	4,48	6,83	10,7	20,6	/	/	/	/	/
17	601	532		1,77	2,77	3,78	6,29	8,08	14,9	/	/	/	/	/
18	613	547		1,87	3,15	4,24	6,84	11,6	/	/	/	/	/	/
19	600	532		1,43	2,63	3,82	6,42	8,35	15,6	/	/	/	/	/
20	601	534		2,06	3,19	4,17	6,13	7,17	11,5	/	/	/	/	/

Tabella 14: Acciaio-risultati prova a flessione Φ 16

N	Lunghezza mm	Peso gr	bar	Spostamento del coltello a soglie di carico (mm)										
				10	20	30	40	50	60	70	75	80	85	90
1	602	952		0,97	1,92	2,29	2,99	3,51	4,15	20,4	/	43,44	/	/
2	602	946		1,59	2,29	2,81	3,39	3,98	4,51	13,2	/	28,77	44,77	47,77
3	600	951		5,32	5,73	6,47	6,91	7,59	8,25	9,89	18,75	43,56	/	/
4	600	964		0,96	1,7	2,24	2,92	3,43	4,12	17,8	20	38	/	/
5	603	954		0,3	0,83	1,56	2,19	2,86	3,45	4,15	8,94	11,87	/	/
6	602	951		0,63	1,23	1,76	2,32	2,82	3,48	4,77	14,94	22	38,77	/
7	602	948		0,74	1,67	2,31	2,87	3,5	4,13	10,9	17,49	22,81	/	/
8	603	951		1,89	3,4	4,19	4,88	5,42	6,03	11,2	16,61	26,62	/	43,88
9	603	950		0,93	1,67	2,37	3,2	3,83	4,52	15,9	23,45	28,1	/	/
10	602	951		1,18	3,28	3,95	4,6	5,23	5,82	12,7	19,04	31,4	36,71	41,91
11	602	949		0,57	1,05	1,65	2,31	3,1	3,83	8,47	14,53	21,9	34,12	40,38
12	601	947		0,72	1,05	1,61	2,12	2,7	3,49	8,64	15	21,95	31,12	38,92
13	603	947		0,67	1,33	4,77	4,77	5,58	6,18	12,0	19,69	30,49	32,79	41,91
14	602	951		0,35	0,95	1,59	1,76	1,7	2,25	4,4	10,23	20,25	33,72	38,81
15	601	949		0,73	1,41	2,14	2,83	3,63	4,5	7,88	15,42	24,72	42,28	/
16	600	950		2,33	3,25	3,74	4,29	4,96	5,83	9,96	17,12	23,96	26,56	36,05
17	603	953		1,47	2,05	2,58	3,15	3,59	4,14	11,3	15,5	28,16	30,49	39,91
18	602	952		0,56	1,17	1,73	2,38	2,9	3,46	11,2	15,39	27,59	39,04	41,93
19	602	952		0,57	1,06	1,61	2,19	2,78	3,41	11,5	14,85	21,89	24,23	40,13
20	603	954		0,77	1,46	2,14	2,98	3,35	3,96	12,5	20,68	25,96	31,26	42,25

4.3 Le prove sugli elementi di laterizio

4.3.1 Prove di compressione

Queste prove sono state eseguite solo su macchinari di laboratorio rispettando i dettami della (8), i mattoni, prima di essere sottoposti a compressione sono stati pesati e sottoposti a rettifica delle facce superiore ed inferiore. Il gruppo di mattoni che sono stati testati si compone di 28 (ventotto) elementi ed i risultati delle prove sono evidenziati nella Tabella 15

Tabella 15: Laterizio- prove di compressione su mattoni

Provino	Dimensioni			Carico di Rottura (kN)	Tensione di rottura (daN/cm ²)
	L (cm)	H (cm)	B (cm)		
N	L (cm)	H (cm)	B (cm)	(kN)	(daN/cm ²)
1	24,5	5,8	12,0	1680	571,4286
2	24,6	5,8	12,0	1755	594,5122
3	24,6	5,6	11,9	1725	589,2601
4	24,5	5,4	11,9	1770	607,1
5	24,5	5,9	12,0	1655	562,9252
6	24,5	5,5	12,0	1665	566,3265
7	24,5	5,6	12,0	1640	557,8231
8	24,5	5,6	12,0	1670	568,0272
9	24,5	5,5	12,0	1700	578,2313
10	24,4	5,5	11,9	1790	616,4761
11	11,9	11,9	11,2	708	499,96
12	12,0	11,9	11,5	774	542,02
13	12,0	12,0	11,3	640	444,44
14	12,0	11,9	11,4	746	522,41
15	12,0	12,0	11,4	754	523,61
16	12,0	12,0	11,5	770	534,72
17	12,1	11,9	11,2	742	515,31
18	11,9	12,0	11,2	712	498,60
19	12,0	12,1	11,3	686	472,45
20	12,0	12,0	11,1	620	430,56
21	12,0	11,9	11,6	752	526,61
22	12,0	12,2	11,3	626	427,60
23	12,2	12,0	11,4	686	468,58
24	11,9	12,0	11,5	674	471,99
25	11,9	12,0	11,5	728	509,80
26	12,0	12,0	11,3	725	503,47
27	12,0	12,0	11,3	740	513,89
28	12,0	12,0	11,3	740	513,89

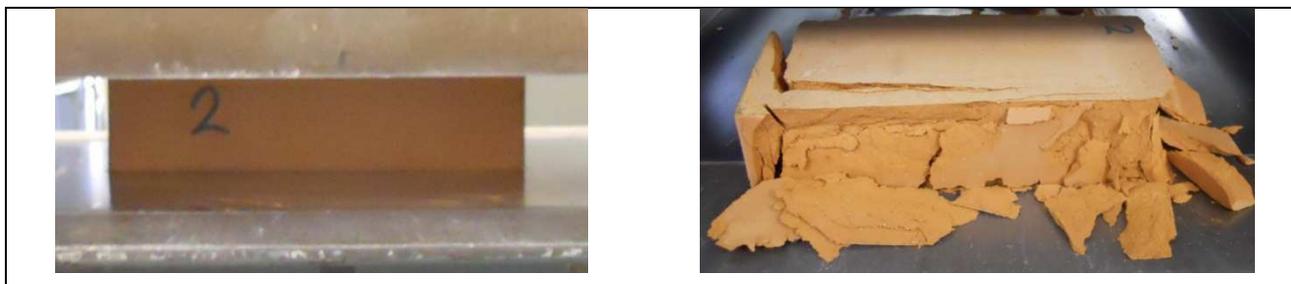


Figura 36: Laterizio-prova di compressione

Le prove sono state eseguite con due modalità: i provini dal n.1 al n.10 è stato schiacciato il mattone intero, dal n. 11 al n.28 il mattone è stato diviso in due metà, tagliandolo lungo il lato maggiore, e schiacciato tenendo le due metà sovrapposte.

I risultati, nella loro globalità, ottenuti portano a definire un laterizio con le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura media: 52,614 MPa;
- deviazione standard tensione di rottura: $\pm 5,053$ MPa;
- tensione di rottura caratteristica: 44,326 MPa

I risultati, se consideriamo le due distinte modalità di prova portano i seguenti risultati:

- provini 1-10
 - tensione di rottura media: 58,121 MPa ;
 - deviazione standard tensione di rottura: $\pm 1,880$ MPa;
 - tensione di rottura caratteristica: 55,018 MPa
- provini 11-28
 - tensione di rottura media: 49,555 MPa;
 - deviazione standard tensione di rottura: $\pm 3,398$ MPa;
 - tensione di rottura caratteristica: 43,946 MPa

Come si può notare esaminare il campione di provini nel suo complesso porta ad una resistenza caratteristica pari a 44,326 MPa mentre esaminare il campione derivante solo dalle prove dalla 11 alla 28, eseguite con la normativa più aggiornata, porta ad una resistenza caratteristica pari a 43,946 MPa con una differenza minima tra i due valori.

4.3.2 Prove di flessione

Per quanto riguarda la prova di flessione su mattoni in laterizio questa non è contemplata dalla normativa UNI, tuttavia esiste una normativa (2) che riguarda prove di flessione su listelli di laterizio e dalla quale si è preso spunto per definire le caratteristiche della prova. La norma (2) stabilisce quale debba essere lo schema di carico da utilizzare ma non specifica un valore di velocità di carico. Per questa ragione si è scelto di utilizzare le velocità di carico prevista per i provini di malta specificata in (3) dato che quest'ultima prevede lo stesso schema di carico. Da ciò si deduce che la velocità di carico deve essere tale che:

- la rottura del provino venga ottenuta entro 90 secondi dall'inizio della prova;
- deve essere compresa tra 5 e 10 daN/s.

Considerando che un mattone si rompe intorno ai 1500 daN si può utilizzare la velocità più alta prevista dalla norma di 10 daN/s che corrisponde a una tacca di manometro (1000 daN circa) ogni 10 secondi. Per quanto riguarda la preparazione del provino, si è ritenuto necessario, per non introdurre ulteriori fonti di incertezza, rettificare i provini in modo tale da avere il maggior contatto possibile fra coltelli e provino.

Tabella 16: Laterizio-prove di flessione

Provino	dimensioni			Carico di Rottura (bar)	Carico di Rottura (daN)	Momento Flettente di Rottura (daNcm)	Tensione di rottura (daN/cm ²)
	L (cm)	H (cm)	B (cm)				
1	24,6	5,6	12	130	1357,223	3393,058	54,09849
2	24,5	5,6	11,9	150	1553,531	3883,828	62,44363
3	24,5	5,5	12	140	1455,377	3638,443	60,13955
4	24,5	5,5	11,9	150	1553,531	3883,828	64,73495
5	24,5	5,6	11,9	160	1651,685	4129,213	66,3889
6	24,5	5,7	11,9	180	1847,993	4619,983	71,696
7	24,4	5,8	11,9	170	1749,839	4374,598	65,56716
8	24,5	5,7	11,9	150	1553,531	3883,828	60,27185
9	24,5	5,6	11,9	130	1357,223	3393,058	54,5531
10	24,5	5,7	11,9	170	1749,839	4374,598	67,88795

Prove eseguite in altri studi utilizzando uno schema di carico con distanza tra gli appoggi di 20 centimetri.

Provino	dimensioni			Carico di Rottura (bar)	Carico di Rottura (daN)	Momento Flettente di Rottura (daNcm)	Tensione di rottura (daN/cm ²)
	L (cm)	H (cm)	B (cm)				
1	24,3	5,8	11,8	85	915,53	4577,65	69,191993
2	24,5	5,7	11,9	72,5	792,8375	3964,1875	61,518929
3	24,6	5,6	12	90	964,607	4823,035	76,897879
4	24,4	5,7	12	77,5	841,9145	4209,5725	64,782587
5	24,5	5,5	12	85	915,53	4577,65	75,663636
6	24,8	5,2	11,8	37,5	449,2985	2246,4925	42,244243
7	24,5	5,6	12	82,5	890,9915	4454,9575	71,029297
8	24,5	5,8	11,9	97,5	1038,2225	5191,1125	77,805221
9	24,5	5,6	11,9	77,5	841,9145	4209,5725	67,680916
10	24,4	5,5	12	82,5	890,9915	4454,9575	73,635661
11	24,5	5,5	12	87,5	940,0685	4700,3425	77,691612
12	24,5	5,5	12	77,5	841,9145	4209,5725	69,579711
13	24,5	5,7	12	82,5	890,9915	4454,9575	68,558903
14	24,4	5,5	11,9	77,5	841,9145	4209,5725	70,164414
15	24,5	5,5	11,9	67,5	743,7605	3718,8025	61,984346
16	24,5	5,7	12	87,5	940,0685	4700,3425	72,335219
17	24,6	5,7	12	92,5	989,1455	4945,7275	76,111534
18	24,5	5,6	11,9	67,5	743,7605	3718,8025	59,790385
19	24,5	5,7	12	87,5	940,0685	4700,3425	72,335219
20	24,5	5,6	11,9	97,5	1038,2225	5191,1125	83,461979
21	24,5	5,5	11,9	77,5	841,9145	4209,5725	70,164414
22	24,5	5,5	12	90	964,607	4823,035	79,719587
23	24,6	5,7	12	47,5	547,4525	2737,2625	42,124692
24	24,5	5,6	12	87,5	940,0685	4700,3425	74,941685
25	24,5	5,7	11,9	67,5	743,7605	3718,8025	57,710879

I risultati ottenuti portano a definire un laterizio con le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura media: 6,699 Mpa;
- deviazione standard tensione di rottura: $\pm 0,93$ MPa;
- tensione di rottura caratteristica: 5,173 MPa



Figura 37: Laterizio-flessione su mattone

Prove di verifica ottenute utilizzando macchina di prova ufficiale del Laboratorio per le Esperienze della Università di Pisa

Provino	dimensioni			Carico di Rottura (daN)	Momento Flettente di Rottura (daNcm)	Tensione di rottura (daN/cm ²)
	L (cm)	H (cm)	B (cm)			
1	24.3	5.8	11.8	889.8	4449	74.783583
2	24.5	5.7	11.9	588.2	2941	48.61157
3	24.6	5.6	12	1002.2	5011	79.89477
4	24.4	5.7	12	984	4920	76.35187
5	24.5	5.5	12	961.8	4809	76.674107
6	24.8	5.2	11.8	878.8	4394	73.238419
7	24.5	5.6	12	903.4	4517	75.288562
8	24.5	5.8	11.9	895.8	4479	71.412628
9	24.5	5.6	11.9	829.8	4149	66.70704
10	24.4	5.5	12	1010.6	5053	77.762388
11	24.5	5.5	12	1024.2	5121	79.471124
12	24.5	5.5	12	709	3545	60.785322
13	24.5	5.7	12	968.8	4844	71.997622
14	24.4	5.5	11.9	865	4325	64.283591
15	24.5	5.5	11.9	777	3885	67.175018
16	24.5	5.7	12	768.4	3842	63.504132
17	24.6	5.7	12	925.2	4626	76.46281
18	24.5	5.6	11.9	959	4795	79.922217
19	24.5	5.7	12	1000.6	5003	77.63992
20	24.5	5.6	11.9	860.2	4301	71.090909
21	24.5	5.5	11.9	875.2	4376	69.770408
22	24.5	5.5	12	1019	5095	79.067638
23	24.6	5.7	12	908.4	4542	67.508918
24	24.5	5.6	12	899.4	4497	69.20591
25	24.5	5.7	11.9	933.3	4666.5	77.780401

I risultati ottenuti portano a definire un laterizio con le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura media: 7,185 Mpa;
- deviazione standard tensione di rottura: $\pm 0,72$ MPa;
- tensione di rottura caratteristica: 6,003 MPa

4.3.3 Prove di indentazione

La prova di indentazione sui mattoni viene effettuata registrando il dispositivo di prova con una distanza tra i due coltelli superiori di 10 cm. Sui due coltelli viene incastrata la piastra contrasto descritta nel paragrafo precedente con la piastra da 3 cm di spigolo rivolta verso il basso. Si utilizza, inoltre, la testa di carico a due coltelli sulla quale viene innestata la piastra da 3 cm di spigolo.

Per quanto riguarda la forma ed il posizionamento del provino è opportuno, al fine di massimizzare il carico applicato dal martinetto, che il provino, preparato in laboratorio, sia costituito da un prisma avente dimensioni 3x12x6 cm. Questa forma particolare, insieme al posizionamento del provino, fatto in modo tale che uno spigolo delle piastre di applicazione del carico coincida con uno spigolo del provino lungo 3 cm, come illustrato in Figura 38, è stata scelta per facilitare le operazioni di messa in prova del provino.

La norma (8) stabilisce che, per le prove di compressione, la velocità di carico varia in base alla resistenza presunta del mattone. La norma stabilisce di attuare due velocità di carico distinte durante la prova: una prima velocità, a piacere, fino ad arrivare alla metà del presunto carico di rottura, una seconda velocità, da mantenere costante fino alla rottura del provino, compresa tra 0,5 a 10 daN/(cm²s). Questo è quello che stabilisce la norma, ma, a queste condizioni si deve aggiungere anche una ulteriore condizione dovuta alle caratteristiche peculiari del dispositivo: durante alcune prove eseguite in laboratorio si è notato che, quando si verifica la rottura del provino l'ago trascinato del manometro tende a tornare indietro, probabilmente a causa dello scuotimento indotto dalla rottura fragile del provino. Il "salto indietro" compiuto dall'ago è tanto maggiore quanto più è alta la velocità di carico per cui si ritiene di dover utilizzare la velocità bassa ma consentita dalla norma al fine di minimizzare il "salto" dell'ago.

Supponendo, quindi, che il provino raggiunga la rottura per un valore compreso tra 300 e 400 bar allora si è deciso di adottare la seguente procedura:

- Nella 1° parte della prova (fino a 200 bar) si utilizza una velocità di carico tale da raggiungere la pressione di 200 bar in circa 30 secondi che quindi corrisponde ad una velocità $v_1=6,66$ bar/s. Per semplicità di esecuzione della prova si approssima la velocità a 50 bar ogni 10 secondi (sul manometro 10 bar corrispondono ad una gradazione).
- Nella 2° parte della prova si imposta una velocità di carico pari consentita dalla norma $v_2= 2$ daN/(cm²s) che corrisponde ad una velocità di 10 bar (una gradazione di manometro) ogni 5 secondi, questa velocità è stata scelta tentando di coniugare precisione della prova con un tempo di esecuzione ragionevole. Si evidenzia che maggiore è il tempo di prova maggiore è l'impegno dell'operatore che applica manualmente il carico, quindi è ragionevole pensare che più è il tempo in cui l'operatore è sotto sforzo maggiore è la probabilità che l'applicazione del carico sia meno costante ma tenda ad avere un andamento a "scatti" che potrebbe falsare la prova.

- Il tempo di prova complessivo è quindi, ipotizzando una rottura a 400 bar, di 40 secondi per la prima parte e 100 secondi per la seconda per un complessivo di 140 secondi pari a circa 2 minuti e mezzo

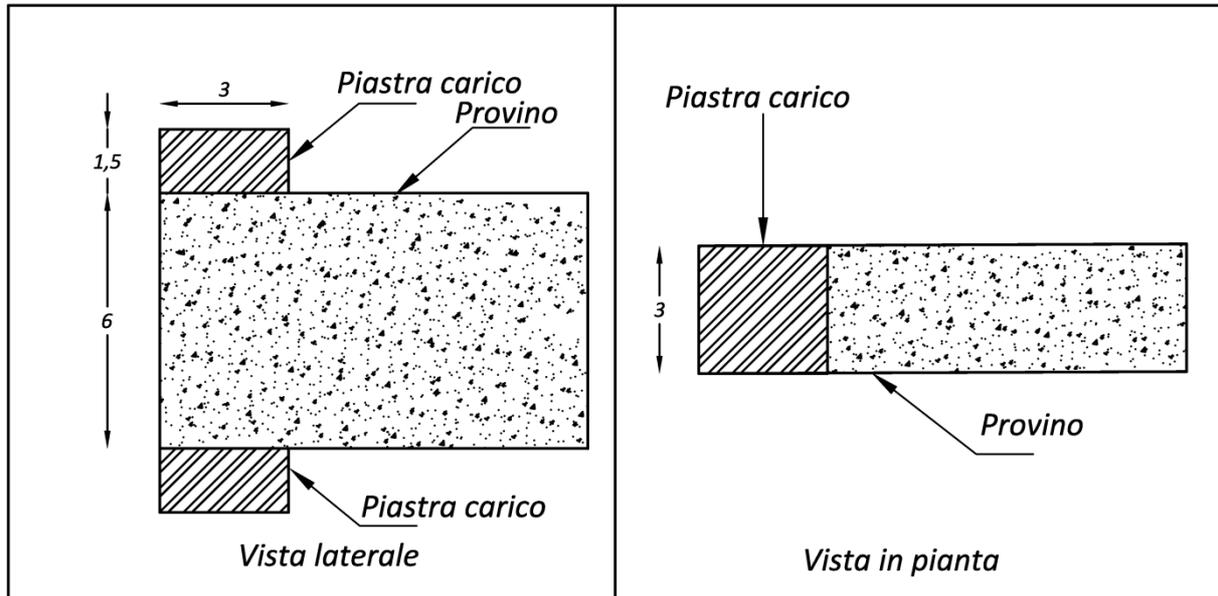


Figura 38: Laterizio- schema di prova di indentazione

I risultati della prova di indentazione sono di seguito riassunti.

Tabella 17: Laterizio-prove di indentazione

Provino		Carico di rottura A	Carico di rottura B	Carico di rottura A	Carico di rottura B	Tensione di rottura A	Tensione di rottura B
N°		(bar)	(bar)	(kN)	(kN)	(daN/cm ²)	(daN/cm ²)
1	C	340	310	34.18	31.24	379.8	347.1
2	C	350	240	35.17	24.37	390.7	270.8
3	C	350	350	35.17	35.17	390.7	390.7
4	C	70	320	7.68	32.22	85.4	358.0
5	C	390	190	39.09	19.46	434.4	216.2
6	C	170	380	17.50	38.11	194.4	423.5
7	C	220	230	22.41	23.39	249.0	259.9
8	C	230	260	23.39	26.33	259.9	292.6
9	C	270	280	27.31	28.30	303.5	314.4
10	C	290	230	29.28	23.39	325.3	259.9
11	4	367.5	400	36.88	40.07	409.8	445.3
12	5	292.5	252.5	29.52	25.60	328.0	284.4
13	9	300	377.5	30.26	37.87	336.2	420.7
14	10	277.5	272.5	28.05	27.56	311.7	306.2
15	12	380	352.5	38.11	35.41	423.5	393.5
16	13	367.5	322.5	36.88	32.47	409.8	360.7
17	14	272.5	292.5	27.56	29.52	306.2	328.0
18	15	327.5	327.5	32.96	32.96	366.2	366.2
19	18	317.5	387.5	31.98	38.85	355.3	431.6
20	19	247.5	332.5	25.11	33.45	278.9	371.6
21	20	317.5	352.5	31.98	35.41	355.3	393.5
22	21	400	327.5	40.07	32.96	445.3	366.2
23	22	377.5	252.5	37.87	25.60	420.7	284.4
24	24	352.5	292.5	35.41	29.52	393.5	328.0
25	25	307.5	362.5	30.99	36.39	344.4	404.4

I risultati ottenuti portano a definire un laterizio con le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura media: 34,755 MPa;
- deviazione standard tensione di rottura: $\pm 6,170$ MPa;
- tensione di rottura caratteristica: 24,635 MPa

Risultati prove di verifica eseguite con macchina di laboratorio

Provino	Provino	Carico di rottura A	Carico di rottura B	Tensione di rottura A	Tensione di rottura B
		(kN)	(kN)	daN/cm ²	daN/cm ²
1	23	40,21	47,81	446,7	531,2
2	9	32,99	41,10	366,5	456,6
3	16	46,29	29,97	514,3	333,0
4	2	48,78	22,39	542,0	248,7
5	7	32,22	38,52	358,0	428,0
6	10	35,21	31,47	391,2	349,6
7	5	43,29	31,40	481,0	348,8
8	19	36,65	27,02	407,2	300,2
9	3	51,31	41,81	570,1	464,5
10	24	36,40	35,19	404,4	391,0
11	13	36,78	36,95	408,6	410,5
12	15	39,21	42,40	435,6	471,1
13	8	49,27	37,41	547,4	415,6
14	18	47,36	47,36	526,2	526,2
15	6	40,55	35,30	450,5	392,2

I risultati ottenuti portano a definire un laterizio con le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura media: 43,06 MPa;
- deviazione standard tensione di rottura: $\pm 7,676$ MPa;
- tensione di rottura caratteristica: 30,471 MPa

Le sigle A e B, che identificano sia i valori del carico che della tensione di rottura, si riferiscono al fatto che su ogni provino sono state effettuate due prove di indentazione, una per ogni lato. La tensione di rottura è stata convenzionalmente calcolata come il carico totale diviso l'area di applicazione del carico (piastra da 9 cm²)

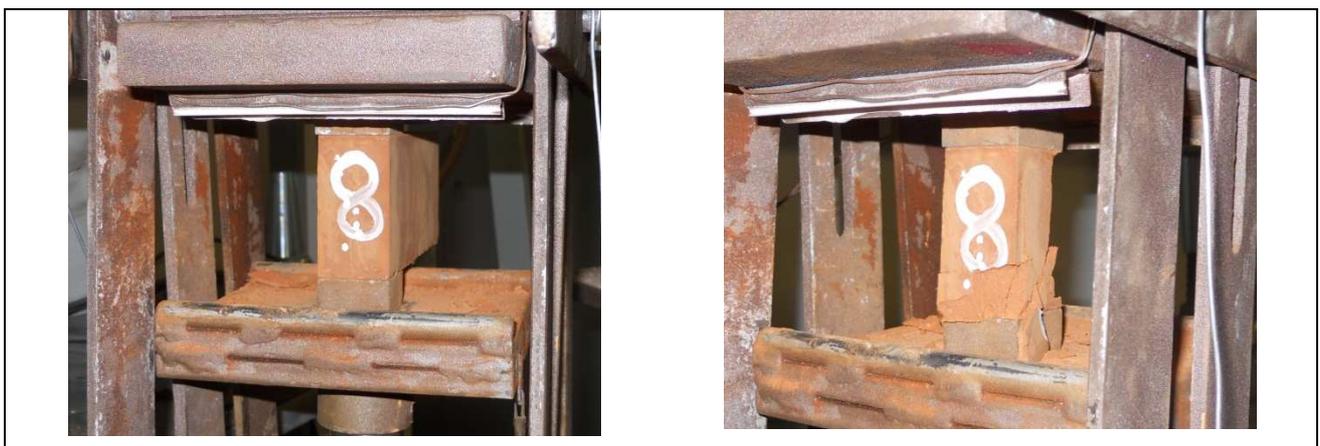


Figura 39: Laterizio-prova di indentazione con DPP

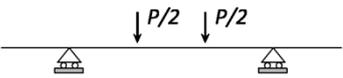
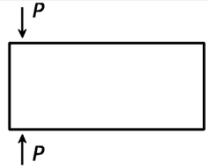
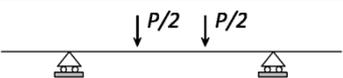
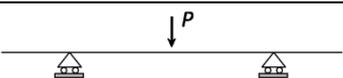
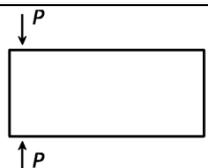


Figura 40: Laterizio- prova di indentazione con macchina di laboratorio

4.4 Quadro riassuntivo dei risultati delle prove

Nella seguente tabella sono riassunti schematicamente i tipi di prova realizzati con il dispositivo portatile, con l'indicazione dei materiali utilizzati, della forma dei provini, lo schema di carico e la velocità di esecuzione della prova.

Tabella 18: Quadro riassuntivo prove con DPP

Materiale	Tipo prova	Forma Provino (cm)	Schema carico	Velocità prova
Calcestruzzo	Flessione	Prismatico 10x10x50		1000 N/15 s**
Calcestruzzo	Indentazione	Cubico 10x10x10		5000 N/15 s**
Acciaio	Flessione	Cilindrico Lunghezza 60		1 cm/60 s***
Mattone in laterizio	Flessione	Prismatico 6x12x25		1000 N/10 s**
Mattone in laterizio	Indentazione	Moncone 3x5x11(circa)		5000 N/10 s** 1000 N/10 s**
*: velocità misurata con cronometro ed il manometro da 25 bar, 1 gradazione = 50 N				
**: velocità misurata con cronometro ed il manometro a 400 bar, 1 gradazione = 1000 N				
***: velocità misurata con il calibro digitale				

Nello specchio seguente, invece, si indica le prove che sono state eseguite con i macchinari di laboratorio e quelle con il dispositivo portatile di prova (DPP).

Prove Laboratorio						Prove DPP					Δ%	
Materiale	Tipo	N	μ MPa	v MPa	σ= μ-1,65 v MPa	Materiale	Tipo	N	μ MPa	v MPa		σ= μ-1,65 v MPa
Calcestruzzo	Flessione	35	4,257	0,409	3,574	Calcestruzzo	Flessione	35	4,569	0,414	3,880	-8,56
Calcestruzzo	Comp. Cubo	35	35,216	3,551	29,391							
						Calcestruzzo	Indentazione	11	35,1076	2,839	30,451	
						Calcestruzzo	Comp. Carote	16	22,160	4,937	14,117	
Acciaio φ10	Trazione (rottura)	50	634,882	13,168	613,286							
Acciaio φ12	Trazione (rottura)	50	652,849	9,077	637,962							
Acciaio φ16	Trazione (rottura)	50	575,464	15,914	549,364							
						Acciaio φ10	Flessione	20	N.R.	N.R.	N.R.	
						Acciaio φ12	Flessione	20	N.R.	N.R.	N.R.	
						Acciaio φ16	Flessione	20	N.R.	N.R.	N.R.	
Laterizio	Compressione	28	52,614	5,053	44,326							
Laterizio	Flessione	25	7,185	0,72	6,003	Laterizio	Flessione	35	6,699	0,93	5,173	13,8
Laterizio	Indentazione	30	43,06	7,676	30,471	Laterizio	Indentazione	50	34,755	6,170	24,635	19,15

Tabella 19: Risultati prove con DPP e macchine di laboratorio

Le prove che sono state eseguite sia su DPP che su macchine da laboratorio mostrano che i risultati ottenuti hanno una differenza massima di circa il 20%.

4.5 Verifiche campioni statistici

I risultati esposti nei paragrafi precedenti, e raccolti nella Tabella 19 evidenziano i valori di media, deviazione standard e valore caratteristico ottenuti con le varie prove sui materiali. I valori citati, però, sottointendono che la distribuzione di probabilità associata ai vari campioni di provini sia una distribuzione di probabilità di tipo Gaussiano o Normale. Solo in questo caso, infatti ha senso parlare di valore caratteristico calcolato come

$$\sigma_X = \mu_X - 1,65\nu_X \quad (4.5)$$

σ_X : Valore caratteristico della variabile X

ν_X : Deviazione standard della variabile X

μ_X : Media della variabile X

X è la generica variabile misurata con le prove (tensione di snervamento acciaio, resistenza compressione calcestruzzo ,etc,etc..)

L'ipotesi che un campione possa essere rappresentato con una distribuzione di probabilità di tipo Gaussiano, tuttavia, non è scontata e ha bisogno di essere verificata. Per verificare la correttezza di questa ipotesi si è scelto di utilizzare il metodo proposto in (51) che viene brevemente riassunto.

- Noto il campione si calcolano i valori di media e deviazione standard e quindi la distribuzione di probabilità teorica è completamente definita
- Si calcola le cumulative empirica, derivata dal campione di provini, e teorica, derivata dalla distribuzione di probabilità calcolata
- Si definisce la distanza tra le due cumulative mediante l'espressione

$$I := \int_{-\infty}^{+\infty} |\hat{F}(x) - F(x)| dx \quad (4.6)$$

In cui $\hat{F}(x)$ è la cumulative teorica

$F(x)$ è la cumulative empirica ricavata dal campione

- Si definisce *errore di adattamento* della cumulativa teorica a quella empirica con l'espressione

$$E_x = 100 \frac{I}{\max(x) - \min(x)} \quad (4.7)$$

Quello definito sopra altro non è che una misura percentuale della distanza che intercorre tra le cumulative. Nel grafico seguente si mettono a confronto le due cumulative, quella sperimentale è tracciata in rosso e quella teorica è tracciata in blu. *L'errore di adattamento* ci da una stima delle aree in verde, che sono le differenze tra le due curve

- Noto l'errore di adattamento E_x del campione in esame alla distribuzione di probabilità teorica ad esso associato, attraverso un programma di un generatore di numeri casuali

online, rintracciabile sul sito RANDOM.ORG, si fa generare 100 campioni casuali estratti dalla distribuzione di probabilità teorica che abbiamo calcolato per il campione X

- Per ognuno dei 100 campioni generati si calcola l'errore di adattamento E_i
- Noti gli errori di adattamento dei singoli campioni generati si definisce la variabile p -value come

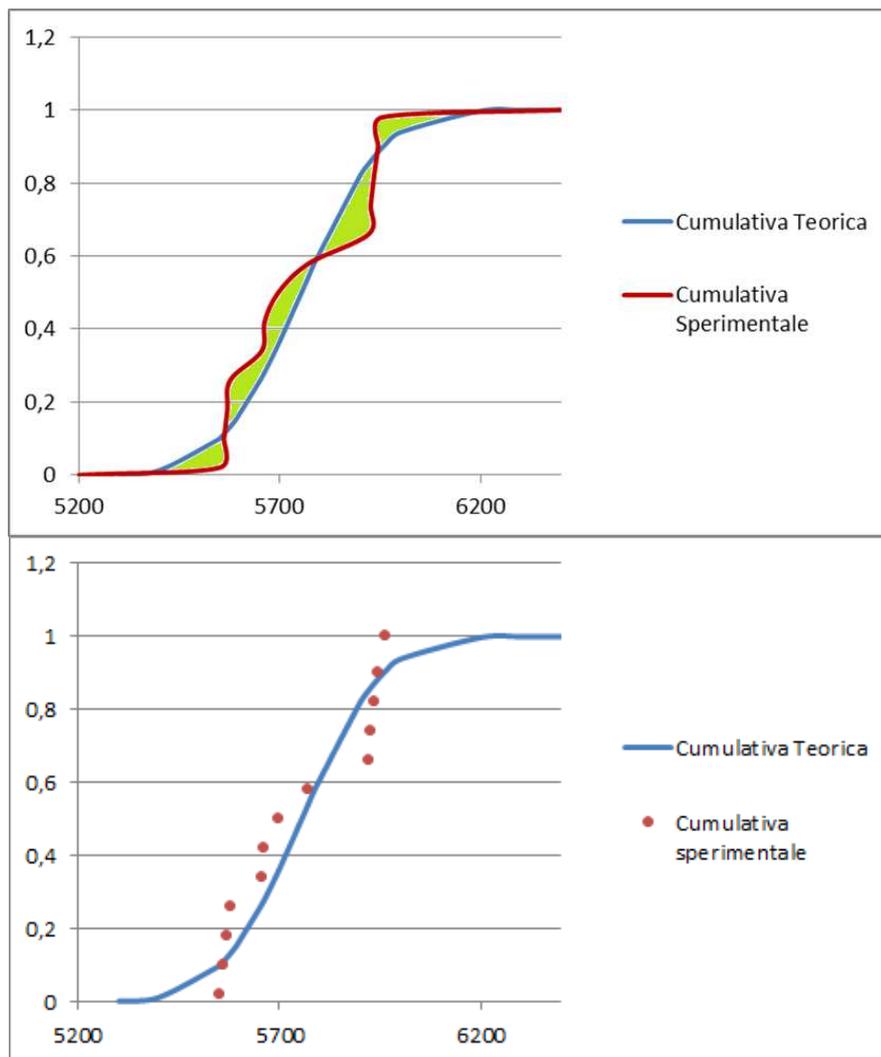


Figura 41: Grafico distanze tra cumulative empirica e teorica

$$p - value = \frac{A}{100} \quad (5.1)$$

- Dove con A si indica il numero di errori di adattamento $E_i > E_x$
- Se il valore di $p-value > 0,05$ la distribuzione di probabilità scelta per rappresentare il campione sperimentale non può essere scartata.

Nella tabella successiva si riportano i valori di $p-value$ ottenuti per i campioni delle varie prove

Prove			
Materiale	Tipo	N	P-value
Calcestruzzo	Flessione	35	0,96
Calcestruzzo	Comp. Cubo	35	0,88
Calcestruzzo	Flessione DPP	35	0,97
Calcestruzzo	Indentazione	11	0,96
Calcestruzzo	Comp. Carote	16	0,74
Acciaio $\varnothing 10$	Trazione	50	0,28
Acciaio $\varnothing 12$	Trazione	50	0,27
Acciaio $\varnothing 16$	Trazione	50	0
Laterizio	Flessione	35	0,84
Laterizio	Compressione	28	0,89
Laterizio	Flessione DPP	25	0,88
Laterizio	Indentazione	30	0,82

Tabella 20: p-value prove

Come si vede dalla Tabella 20 ai campioni ottenuti dalle prove possono essere associate delle distribuzioni di probabilità normali. Solo nel caso delle prove di trazione per l'acciaio da armatura con diametro $\varnothing 16$ si è ottenuto un valore di $p-value$ pari a zero per cui quel campione non è associabile ad una distribuzione di probabilità normale. Per questa ragione, nel seguito, il campione in questione non viene analizzato. I dettagli dei calcoli dei vari errori di adattamento per i vari campioni sono riportati nell'allegato A5.

Capitolo 5. Interpretazione dei risultati della campagna di prove

Il problema della caratterizzazione dei materiali può essere ricondotto, in maniera molto semplice, alla soluzione della seguente equazione

$$\sigma_R = \mu_R - 1,65\nu_R \quad (5.1)$$

σ_R : Valore caratteristico della variabile R

ν_R : Deviazione standard della variabile R

μ_R : Media della variabile R

R è la generica variabile di interesse Ricercata (tensione di snervamento acciaio, resistenza compressione calcestruzzo ,etc,etc..)

Le prove standard di laboratorio sono progettate in maniera tale da consentire di individuare direttamente i valori della variabile R, esempio la prova di trazione per l'acciaio. Purtroppo il DPP, a causa dei limiti di portabilità e leggerezza che sono stati imposti in questo studio, non è in grado di misurare direttamente i valori delle variabili ricercate, esempio non è in grado di rompere a compressione un cubetto di calcestruzzo di 10 cm di spigolo.

Per questo motivo è necessario studiare dei metodi che, dati i valori in uscita delle prove fatte con il DPP, permettano di ricavare i valori di media e deviazione standard della variabile Ricercata.

Due dei modi con cui si può risolvere il problema sopra esposto sono:

- A. Definire una variabile Surrogata (S) i cui valori possano essere desunti direttamente dalle prove e con la quale si possa esprimere la variabile Ricercata come funzione della variabile Surrogata. In questo caso, nota la funzione che lega le due variabili è possibile ricavare i valori della media e della deviazione standard della variabile Ricercata noti quelli della variabile surrogata. In formule il problema è così espresso:

$$R = f(S) \quad (5.2)$$

$$\mu_R = f(S = \mu_S) \quad (5.3)$$

$$\nu_R = \frac{df(S = \mu_S)}{dS} \cdot \nu_S \quad (5.4)$$

- B. Un altro modo di risolvere il problema, qualora non sia possibile trovare una variabile Surrogata che soddisfi alle richieste espresse sopra, è quella di scomporre il problema iniziale in due sotto problemi e cercare, separatamente due variabili aleatorie, M ed N, dalle quali si possa ricavare separatamente i valori della media e della deviazione standard della variabile Ricercata. In formule il problema è espresso così:

$$\mu_R = f(M) \quad (5.5)$$

$$\nu_R = g(N) \quad (5.6)$$

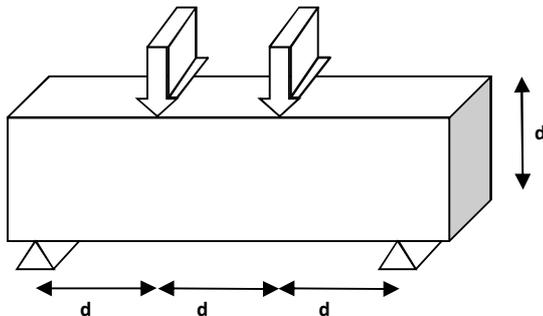
Per alcuni materiali, come il calcestruzzo ed il laterizio, si è dovuto ricorrere all'approccio di tipo B in quanto non si è riusciti a trovare una variabile Surrogata che soddisfacesse alle condizioni, per quanto riguarda l'acciaio da armatura, invece, è stato possibile utilizzare un approccio di tipo A.

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Introduzione

Il calcestruzzo è un materiale di difficile schematizzazione teorica in quanto, per la sua stessa natura, presenta molti fattori che possono modificare la sua risposta strutturale a sollecitazioni esterne. In (12) vengono riassunti alcuni degli aspetti che possono influire sulla risposta del cls tra cui: l'età del conglomerato, il rapporto acqua/cemento, la composizione granulometrica etc etc. Nella pratica corrente quello che viene fatto è calcolare una grandezza caratteristica, la resistenza a compressione, mediante prove convenzionali su provini cubici o cilindrici, (4) (5). Il dispositivo portatile di prova non è in grado di realizzare le prove così come sono previste dalle normative, per cui è necessario individuare una procedura di calcolo che consenta di ricavare la resistenza a compressione mediante altre prove, eseguibili con il dispositivo.

5.1.2 Resistenza a trazione per flessione



La resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo (f_t) viene misurata portando a rottura un provino prismatico a base quadrata di lato d ed altezza superiore a $3,5 d$.

Il carico viene applicato in due punti distanti tra di loro d e la distanza dei punti di applicazione del carico dagli appoggi è ancora d

Come abbiamo già detto, il calcestruzzo non è un materiale che è schematizzabile matematicamente in modo preciso per cui il voler investigare questo tipo correlazioni fra diverse caratteristiche porta necessariamente ad analisi di tipo statistico.

Sperimentalmente si è visto che le due grandezze, o, meglio, il rapporto tra le due resistenze che si vuole investigare è influenzato da una serie di fattori che sono così schematizzabili:

- età del conglomerato: se analizziamo un grafico (12) riportante lo sviluppo nel tempo della resistenza a trazione per flessione ed a compressione del calcestruzzo è possibile notare che la resistenza a compressione dopo i 28 gg di stagionatura continua ad aumentare fino ad un valore asintotico superiore di circa il 50% rispetto al valore dopo 28gg; di per contro la resistenza a trazione per flessione tende asintoticamente ad un valore che è superiore del 20% di quello a 28gg. Questa caratteristica, quindi limita fortemente la

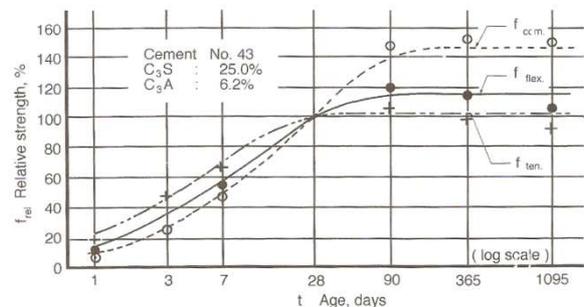


Figura 42: Cls- rapporti resistenze nel tempo

possibilità di valutare la resistenza a compressione data quella a trazione per flessione in quanto il loro rapporto varia nel tempo anche di percentuali significative.

- rapporto acqua cemento: (12) se verifichiamo il rapporto fra f_t ed f_c al variare del rapporto A/C accorgiamo che esso non è costante bensì varia esponenzialmente con l'aumentare di detto rapporto. Nel grafico, tratto da (12), si evince come vari studiosi abbiano dedotto questa caratteristica e quindi anche questa proprietà costituisce un limite alla deduzione di una caratteristica dall'altra.

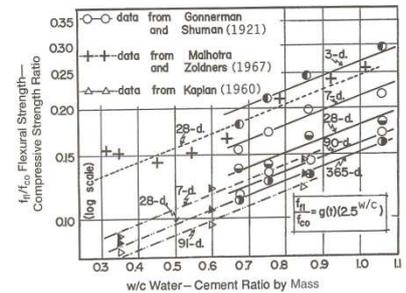


Figura 43: rapporto tra res. a compressione ed a flessione in funzione di A/C

- forma e dimensione degli inerti: la forma degli inerti influenza, ovviamente le caratteristiche del calcestruzzo, il problema è che non influenza in egual misura entrambe le caratteristiche in studio. Nel suo libro, "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Mario Collepardi (53) pubblica un grafico con cui esplicita i risultati dei suoi studi. Analizzando il grafico si vede che è possibile tracciare varie curve che calcolano la resistenza a trazione per flessione in funzione di quella a compressione a seconda del tipo di inerte usato. Più

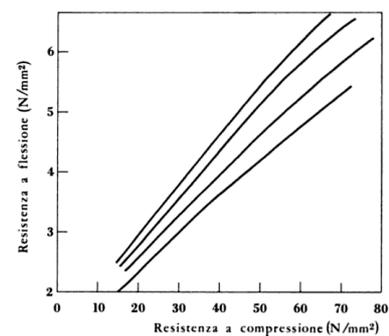


Figura 44: Cls- rapporto resistenza a compressione ed a flessione

nello specifico si può dire che le curve più basse corrispondono a calcestruzzi confezionati con inerti lisci e tondeggianti mentre quelle più in alto si riferiscono a conglomerati contenenti rocce frantumate. Infine, sempre nel libro di Collepardi, si citano i risultati ottenuti da Kaplan, il quale afferma che le dimensioni degli inerti influenzano in maniera diretta la resistenza a compressione, cioè ad inerti di dimensione maggiore corrispondono resistenze a compressione maggiori, ed in maniera inversa quella a trazione per flessione, cioè ad inerti più grandi corrispondono resistenze a trazione per flessione minore. Questo è dovuto, secondo l'autore, al fatto che, diminuendo la dimensione degli inerti aumenta la superficie di contatto tra questi ed il legante .

Da quanto è emerso fino ad ora si evince che il problema di esprimere con una relazione univoca la resistenza a compressione in funzione di quella a trazione per flessione, senza l'aggiunta di condizioni aggiuntive, presenta troppe incognite per essere studiato con una accettabile approssimazione. Riconducendo questa affermazione al nostro problema si può dire che la variabile aleatoria Resistenza a trazione per Flessione non può essere utilizzata come variabile Surrogata nel problema espresso dalla (5.2). È comunque da rilevare che lo studio del rapporto fra queste due grandezze non è un argomento nuovo. Diversi ricercatori hanno studiato il problema, ognuno con un diverso approccio, e , magari, anche isolando di volta in volta un diverso aspetto del problema: es. Kaplan ha fatto variare la dimensione degli inerti, altri hanno variato il rapporto A/C e così via..

Nella Tabella 21 si riporta un estratto dei risultati ottenuti dai vari ricercatori (12).

Come si vede, alcuni presentano una variabilità estrema (dell'ordine del 300%) e ciò è una conferma della non solvibilità del problema generale in modo univoco, ancorché approssimato, senza considerare, nella relazione di legame tra queste due grandezze, gli apporti dovuti alle variabili in gioco, (rapporto A/C, dimensioni inerti, età conglomerato etc..).

Tabella 21: Cls- correlazione tra resistenza a compressione ed a flessione (12)

Tuttavia l'autore (12) afferma che *"the flexural strength....may be used for checking the compressive strength on the construction site only if the same concrete-making materials are used continuously, and the entire testing procedure, is kept unchanged....in such a case, value for equations can be obtained from a couple of trial mixes, and the formulas can be used for practical purpose"*. Questa frase quindi fa sì che si possa ipotizzare che per uno stesso conglomerato esiste una

f_t/f_{c0}	Ente	Annotazioni
0,09 → 0,12	Walz and Wischers	Calcestruzzo strutturale
0,1 → 0,3	Kaplan	$f_{c0}=f_{cm}$
0,11 → 0,20	Bonzel	f_{c0} varia tra 600 e 100 kg/cmq;
0,112 → 0,23	Gonnerman e Shuman	$f_{c0}=f_c$
0,12 → 0,22	Kesler	$f_{c0}=f_c$
0,125 → 0,20	Ros	$f_{c0}=f_p$
0,125 → 0,20	Graf	$f_{c0}=f_{cu}$
0,13 → 0,25	Kenis	$f_{c0}=f_c$
0,13 → 0,25	Bonzel	f_{c0} varia tra 600 e 100 kg/cmq;
0,13 → 0,20	Walker e Bloem	f_c varia da 6500 a 1500 psi con
0,13 → 0,17	Walz	$f_{cu} \approx 460$ kg/cmq a 28 gg
0,154 → 0,289	Akazawa	$f_{c0}=f_c$
0,14-0,001 f_{cu}	Palotas	f_c in kg/cmq
0,29-0,000032 f_c	Abrams	f_c in psi
1,15/ f_{cu}	Williams	f_{cu} in psi; calcestruzzo alleggerito
5/(f_c) ^{0,5} → 11/(f_c) ^{0,5}	ACI Committee 435	f_c in psi
7,5/(f_c) ^{0,5}	ACI Committee 435	f_c in psi
8/(f_{cu}) ^{0,5}	Short & Kinniburgh	f_{cu} in psi
9,2/(f_{cu}) ^{0,5}	Road Research Lab	f_{cu} in psi
0,75/(f_{cu}) ^{0,33}	Palotas	f_{cu} in kg/cmq
1/(f_{cu}) ^{0,3} →	Hummel	Funzione della forma inerti
2,793/(f_{cm}) ^{0,37}	Sen	f_{cm} in psi
0,09+50/ f_{cu}	Williams	f_{cu} in psi
0,11+1,7/ f_{cu}	Komlos	f_{cu} in MPa
0,16+12/ f_{cu}	Ujhelyi	f_{cu} in kg/cmq
3000/(4 f_c +12000)	Sozen & Al.	f_c in psi
g(t)(2,5) ^{w/c}	Popovics	w/c rapporto acqua cemento
0,25(u) ^{0,5} /(f_{c0}) ^{0,3}	Popovics	f_c in psi, u peso specifico cls
a ₁ (u/ f_{c0}) ^{0,5}	ACI Committee 209	a ₁ varia tra 0,6 e 1

relazione tra resistenza a compressione e resistenza a trazione per flessione anche se l'espressione analitica di questa relazione non è nota a priori. Quindi è possibile affermare che esista una funzione g tale che:

$$g(f_t) = f_c \quad (5.7)$$

Se si suppone che questa relazione sia di tipo lineare allora

$$f_t = k f_c \quad (5.8)$$

E quindi il valore della deviazione standard della resistenza a compressione può essere messo in relazione con quello della resistenza a trazione per flessione con una formula del tipo

$$v_{fc} = \frac{df(f_t = \mu_{ft})}{dS} v_{ft} = \frac{1}{k} v_{ft} \quad (5.9)$$

Il coefficiente k , presente nell'equazione, è un coefficiente che tiene conto di tutte le variabili di cui si è discusso in precedenza.

In teoria, quindi, è possibile utilizzare i valori della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo per seguire un approccio B come quello individuato dalla (5.6) e cioè utilizzare questi dati per avere informazioni sulla deviazione standard della variabile resistenza a compressione.

Ciò che è stato detto sopra si esprime in formule:

$$v_R = v_{fc} = g(N) = \frac{1}{k} v_N = \frac{1}{k} v_{ft} \quad (5.10)$$

Il problema è che ancora non siamo in grado di individuare una variabile che possa essere legata efficacemente alla media della variabile resistenza a compressione del calcestruzzo. Questo aspetto viene affrontato nel paragrafo successivo.

5.1.3 Resistenza a compressione in micro-provini derivanti da carotaggi

La resistenza a compressione ottenuta da provini di piccola dimensione derivanti da carotaggi è diversa da quella che si ottiene da provini cubici o cilindrici di dimensioni standard. Questo in funzione del fatto che, diminuendo le dimensioni del provino, aumenta percentualmente la dimensioni dei difetti presenti nel provino stesso. In questo caso anche il singolo inerte è visto come un difetto. Tuttavia Duncan (10) ha dimostrato che è possibile ottenere alcune informazioni anche da provini di dimensioni molto piccola. Nel lavoro citato (10), facendo riferimento ad una serie di confronti fra micro carote e provini standard, ottenute su calcestruzzi di diversa composizione granulometrica, l'autore riporta alcuni grafici in cui si confrontano le medie delle resistenze a compressione ottenute dopo 7, 28 e 90 gg di maturazione con provini cilindrici di diametro 46 e 69 mm, con la resistenza a compressione ottenuta dopo 28 gg su provini cubici standard. La popolazione del campione preso in esame dall'articolo è di 2982 provini. I grafici fanno riferimento a determinati mix design del cls che sono riportati in tabella 25.

Tabella 22: Cls- miscele calcestruzzo (10)

Mixture	MIX PROPORTION (kg/mc)				Caratteristiche		
	Inerte	Inerte	Cemento	acqua	A/C	Tipo inerte	Diam.max
MIX-A	696	1043	356	215	0,6	Roccia frantumata	10
MIX-B	729	1094	331	200			15
MIX-C	1034	846	315	190			22
MIX-D	1128	752	315	190			30
MIX-E	507	1259	356	195	0,55	Inerti naturali	10
MIX-F	833	994	331	181			15
MIX-G	1158	706	315	173			22
MIX-H	1300	565	315	173			30

Dai grafici riportati nell'articolo citato si evincono alcune considerazioni che possono rivelarsi utili:

- In termini di media, il rapporto tra la resistenza a compressione su provino standard e quella misurata su una micro carota varia in funzione della dimensione della carota;
- Fissato il diametro della carota, il diametro massimo dell'inerte induce una variazione del rapporto tra le due misure di resistenza pari a circa il 15%. La variazione proporzionale al diametro massimo dell'inerte, cioè maggiore è il diametro dell'inerte minore è il rapporto tra resistenza del micro provino e resistenza del provino standard.

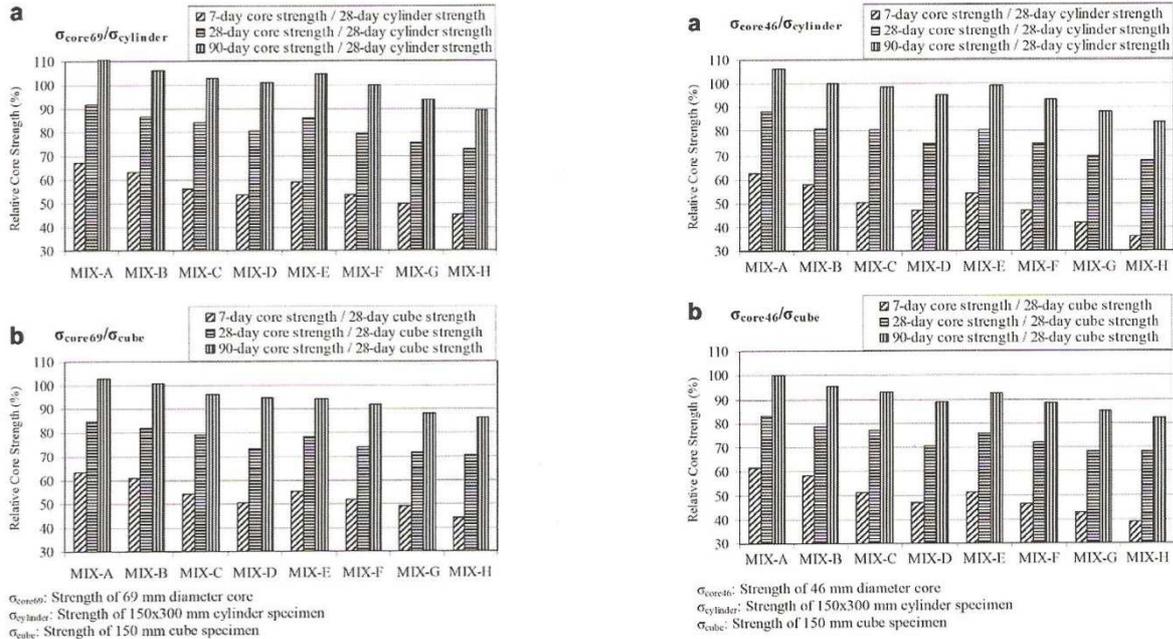


Figura 45: CIs- rapporti resistenza a compressione standard e su micro-provini (10)

Da quanto detto poc'anzi si deduce che, qualora si sia interessati ad individuare **solo** il valore medio della resistenza di una popolazione di provini, questo è possibile farlo correlando i valori medi delle due variabili in compressione attraverso un coefficiente costante. Il valore del coefficiente costante sarà funzione della geometria del micro-provino. Chiaramente, è bene ribadirlo, questo vale solo se si è interessati al valore medio di resistenza a compressione e se si è disposti a valutare come accettabile un errore massimo di circa il 15% che è attribuibile, secondo quanto detto sopra, al valore del diametro dell'inerte presente nel provino. In virtù di ciò è possibile scrivere:

$$\mu_{\sigma c} = K_1 \mu_{\sigma mc} \quad (5.11)$$

Dove:

- $\mu_{\sigma c}$ = media della resistenza a compressione ottenuta su provini standard;
- $\mu_{\sigma mc}$ = media della resistenza a compressione ottenuta su micro provini;

A questo punto, allora, è possibile seguire un approccio, per calcolare la resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo, di tipo B indicando, con riferimento alla (5.6) e (5.7) :

$$\mu_R = \mu_{\sigma c} = f(M) = K_1 \mu_{\sigma mc} \quad (5.12)$$

$$v_R = g(N) = \frac{1}{k} v_N = \frac{1}{k} v_{ft} \quad (5.13)$$

5.1.4 Resistenza alla indentazione su provini cubici di calcestruzzo

quanto specificato nel paragrafo precedente fa sì che sia possibile tentare di ricavare il valore della resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo utilizzando i risultati di compressione su micro-provini e flessione su provini 10x10x50 (come quelli utilizzati nelle prove).

Purtroppo, però, la realizzazione di queste prove, in particolar modo per le compressioni su micro-provini rende necessario l'utilizzo di attrezzatura particolare, nello specifico una carotatrice, per cui è

alta la probabilità che in condizioni di contingenza, come quelle in cui si è ipotizzato di lavorare, sia difficile se non impossibile avere accesso ad un tale tipo di strumentazione. Comunque l'idea che è stata suggerita nel paragrafo precedente, e cioè che a livello di medie le relazioni tra resistenza a compressione di micro-provini e provini standard possa essere espressa da un coefficiente che è legato solo alla forma del provino, trascurando le variazioni indotte dalle dimensioni degli inerti presenti nel provino, suggerisce anche un nuovo modo di procedere.

Per spiegarlo realizziamo un modello FEM con le caratteristiche di seguito descritte:

- si tratta di un modello che simula un provino di cls di forma prismatica a base quadrata di dimensioni 10x10x20 cm, per modellare il quale sono stati usati elementi shell (piani) con una maglia di dimensioni 0,25x0,25 cm;
- il materiale con cui è stato modellato è un cls Rck 300 considerato elastico lineare, omogeneo ed isotropo. Le caratteristiche del materiale sono: E (modulo di Young)=312200 daN/cm², ν (coefficiente di Poisson) = 0,25;
- si è considerato che il provino fosse caricato su una superficie centrale di 10x10 cm per cui:
 - è stato applicato un carico ai nodi rispettivamente di 750 daN nei nodi centrali;
 - la metà nei nodi alla estremità della piastra di carico;
 - il totale complessivo di 30000 daN;
- il modello è stato vincolato con l'introduzione di 40 appoggi semplici ed una cerniera centrale posizionati sui nodi inferiori, sulla verticale dei carichi applicati;
- l'analisi che è stata condotta è una analisi lineare statica.

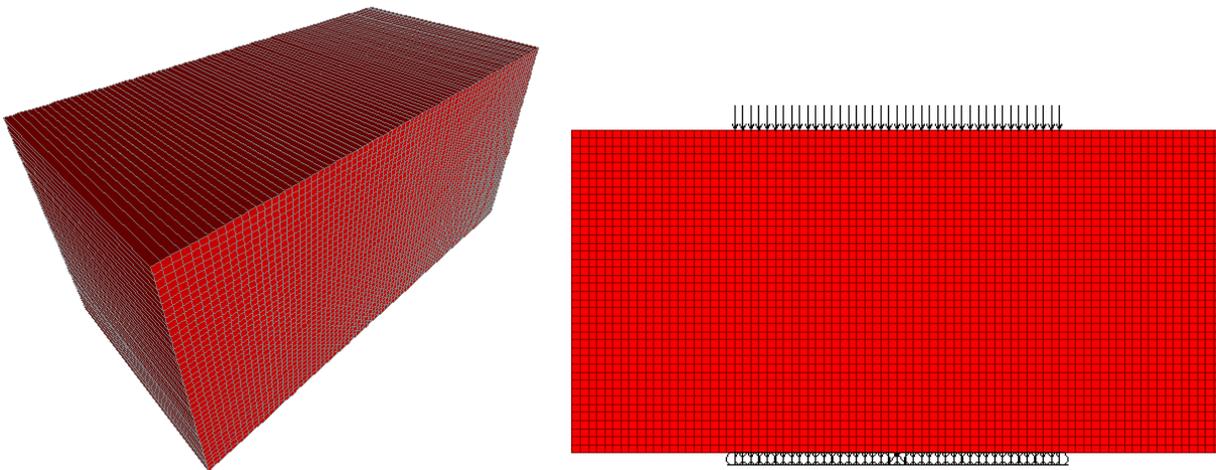


Figura 46: Cls- modello FEM provino prismatico

Una volta risolto il modello si è controllato l'andamento delle tensioni principali di compressione e di trazione nel modello ed i grafici di queste grandezze sono riportati sotto. I grafici hanno come limiti: il grafico per la tensione principale di compressione (a destra) 0:-300 daN/cm²; il grafico per la tensione principale di trazione 0:26 daN/cm².

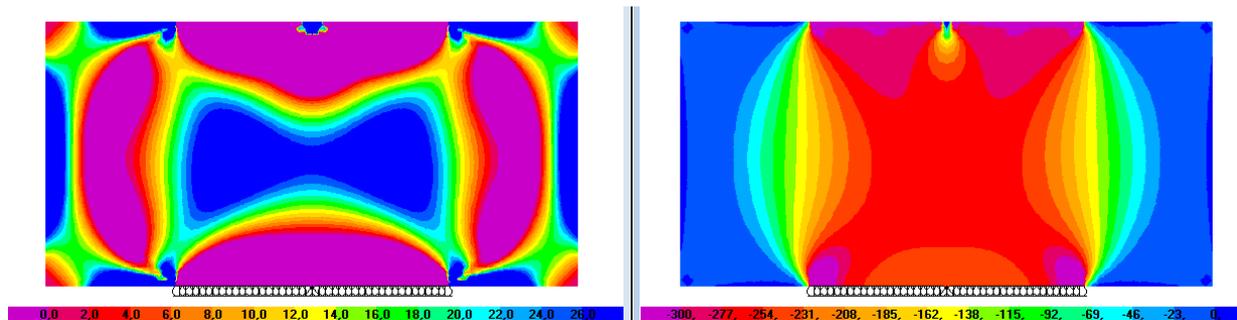


Figura 47: Cls- tensioni principali provino prismatico per $P=750$ daN/nodo

I grafici sopra illustrati mostrano che per bassi valori del carico, si formano delle zone in cui la tensione principale di trazione è superiore a quella che il materiale è in grado di sopportare. Questo significa che nel provino prismatico si formeranno delle fessure, che saranno orientate come le isostatiche di trazione, e che tenderanno a separare le “ali” laterali del provino ben prima che si sia raggiunta la tensione massima sopportabile di compressione. Il disegno illustra un possibile distacco delle ali mostrando, anche, come la sezione resistente del provino, dopo il distacco delle ali, ed indicata con d , sia inferiore alla sezione resistente del provino cubico, indicata con $L1$.

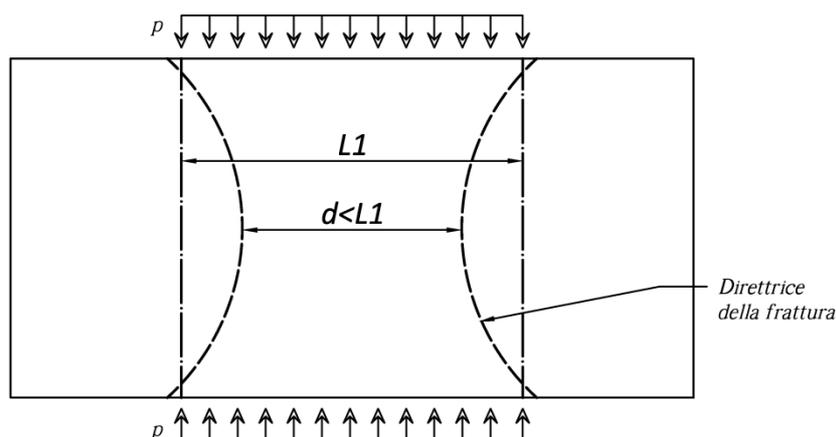


Figura 48: Cls- direzioni preferenziali di frattura

Chiaramente la forma del provino, una volta epurato delle zone in cui si manifesta una trazione superiore al limite è difficile, se non impossibile, da prevedere in via teorica a causa della presenza di disomogeneità presenti all’interno del provino e di cui non si conosce a priori né la forma né la dimensione. Si può, però, dire che, anche se il solido fosse perfettamente omogeneo, il distacco delle “ali” porterebbe alla realizzazione di un provino soggetto solo a tensioni di compressione con una sezione trasversale del provino diminuita rispetto alla superficie di carico e quindi ad un aumento della tensione di compressione sulla sezione ridotta. In altre parole si può dire che in un materiale come il calcestruzzo, che ha una scarsa resistenza a trazione, questo modo di applicare il carico tende a far sì che il carico “crei”, dal blocco originale, una specie di micro-provino con una forma grosso modo a “clessidra” a causa delle tensioni di trazione che si generano durante l’applicazione del carico stesso.

Quello che si suppone è che, anche in questo caso, come nel caso dei micro-provini la sezione resistente del provino vari principalmente in funzione della forma originale del provino e solo marginalmente in base alle dimensioni degli inerti che compongono il provino stesso.

Facendo questa supposizione è possibile legare, esattamente come nel caso dei micro-provini i valori di resistenza medi che si misurano durante questa prova con quelli medi della resistenza a compressione ottenuti con prove eseguite secondo la (3). In questo caso potremmo scrivere:

$$\mu_R = \mu_{\sigma c} = f(M) = K_1 \mu_{\sigma in} \quad (5.14)$$

Dove con

$\mu_{\sigma in}$ si indica il valore medio della resistenza a indentazione misurata come nelle prove di cui al paragrafo 4.1.3.

5.1.5 Proposta di calcolo per la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo utilizzando i dati emersi dalle prove con DPP

In base a quanto detto nei paragrafi precedenti si hanno tutte i valori per poter calcolare il valore della resistenza caratteristica del calcestruzzo. Mettendo a sistema quanto indicato nella (5.1) con quello indicato nelle (5.5) (5.6) (5.12) (5.13) e (5.14) si ha che

$$\sigma_R = \mu_R - 1,65v_R = f(M) - 1,65g(N) = K_1 \mu_M - 1,65 \frac{1}{k} v_N \quad (5.15)$$

Con

$$k = \frac{K_1 \mu_M}{\mu_N} \quad (5.16)$$

μ_M è il valore medio della resistenza ottenuta o su micro-provini e con prove di indentazione

K_1 è una costante che varia in base al tipo di prova (compressione su micro-provini o indentazione)

k è un coefficiente che si calcola, noti, valori delle medie e varianze delle variabili in gioco, con la seguente

μ_N è il valore della media ottenuta dalle prove di flessione

v_N è il valore della deviazione standard ottenuta dalle prove di flessione

Utilizzando il metodo sopra esposto per calcolare il valore caratteristico della resistenza a compressione, impiegando i dati che si sono ricavati dalle prove con il DPP si ottengono i seguenti risultati

Parametri Distribuzioni (MPa)	Prove				
	Compressi one Lab	Flessione Lab.	Flessione DPP	Compressione micro carote DPP	Indentazio ne DPP
μ media	35,216	4,257	4,569	22,16	35,1076
v dev. standard	3,551	0,415	0,4209	4,937	2,839
σ val. caratteristico	29,391	3,574	3,879	14,117	30,451

Calcolo resistenza compressione caratteristica utilizzando risultati flessione- indentazione DPP

Seguendo le indicazioni descritte nel paragrafo precedente con i risultati delle prove di indentazione e i risultati della prova di flessione fatta sul DPP ottengo:

Parametri Distribuzioni (MPa)	Prove		K1	k	σ val. caratteristico Calcolato
	Flessione DPP	Indentazione DPP			(MPa)
μ media	4,569	35,1076	1	0,13	29,798
v dev. standard	0,4209	2,839			
σ val. caratteristico	3,879	30,451			

Utilizzando i valori espressi nella (5.17) e nella (5.18) si ottiene un valore della resistenza caratteristica a compressione dalla (5.15) pari a 29,798 MPa con un errore rispetto a quella calcolata con prove standard pari al 1,38%, che è assolutamente accettabile per i fini progettuali e di verifica che ci si è proposti in questo studio.

Calcolo resistenza compressione caratteristica utilizzando risultati flessione- compressione micro-carote DPP

Seguendo le indicazioni descritte nel paragrafo precedente con i risultati delle prove di indentazione e i risultati della prova di flessione fatta sul DPP ottengo:

Parametri Distribuzioni (MPa)	Prove		K1	k	σ val. caratteristico Calcolato
	Flessione DPP	Micro-carote DPP			(MPa)
μ media	4,569	22,160	1,58	0,13	29,798
v dev. standard	0,4209	4,937			
σ val. caratteristico	3,879	14,117			

Utilizzando i valori espressi nella (5.17) e nella (5.18) si ottiene un valore della resistenza caratteristica a compressione dalla (5.15) pari a 29,798 MPa con un errore rispetto a quella calcolata con prove standard pari al 1,38%, che è assolutamente accettabile per i fini progettuali e di verifica che ci si è proposti in questo studio.

5.2 Laterizio

5.2.1 Proposta di calcolo resistenza a compressione

Per quanto riguarda il laterizio il problema è simile a quello che sia ha per il calcestruzzo, ovvero per effettuare prove di compressione standard, (8), sono necessarie forze applicate molto superiori a quelle applicabili con il dispositivo. I modi di risolvere questo problema sono essenzialmente due:

- ricorrere a stime indirette della resistenza a compressione, approccio A, come in (54), (13) basandosi sulla individuazione o della resistenza a trazione per flessione o del modulo elastico E del laterizio.

Questi tipi di approcci vengono sintetizzati dagli autori con delle semplici formule che sono scritte di seguito:

$$E_b \approx 300 f_b \quad (54) \quad (5.17)$$

$$f_b = 2,7f_{tb} + 184 \frac{kg}{cmq} \quad (13) \quad (5.18)$$

$$f_b = 3,7f_{tb} + 30\% \quad (13) \quad (5.19)$$

Purtroppo le stime effettuate non sono molto precise in quanto la (3.47) ha una variabilità di circa il 50% mentre per (3.48) e (3.49) l'errore che si compie è di circa il 30%. Da quanto detto si evince che la stima della resistenza a compressione con metodi indiretti presenta forti approssimazioni che non rendono affidabili le stime ricavate. Tuttavia in (13) si afferma che è possibile, per una partita di materiale, una volta noti i valori di resistenza a compressione ed a trazione per flessione, valutare la qualità del materiale semplicemente utilizzando prove di flessione. Questa è una indiretta conferma che per una data partita di materiale i valori delle due grandezze sono tra loro correlati;

- utilizzare un approccio come quello utilizzato il calcestruzzo, approccio B, dove si fa un utilizzo combinato di prove di indentazione, in cui si individua un valore medio della resistenza a compressione, e delle prove di flessione da cui ricavare il coefficiente di deviazione standard. Note queste due grandezze è possibile ricostruire la curva di Gauss per la resistenza a compressione. Una delle principali obiezioni che può essere fatta a questo metodo risiede nel fatto che si utilizzano, per i test di compressione, provini di dimensioni molto piccole e quindi questo potrebbe condurre ad una valutazione errata della resistenza a compressione media in virtù della maggiore influenza dei difetti su campioni piccoli. A questa obiezione, fortunatamente, è possibile rispondere citando (11) in cui si dimostra, utilizzando provini cubici della dimensione di 5 cm di spigolo, che effettivamente l'errore che si compie sulla media della resistenza a compressione è decisamente accettabile. La situazione in cui ci poniamo con questo studio non è esattamente quella di (11) ma è possibile pensare di creare una correlazione tra le medie che si ottengono su provini non standard, cubetti o monconi soggetti a compressione modificata, e quelle che si ottengono dalle prove UNI 772.

Fatte queste precisazione il metodo di calcolo con cui si ricostruisce la curva della distribuzione della resistenza a compressione è lo stesso indicato nel paragrafo 3.2.1.5

5.2.2 Verifica di calcolo della resistenza a compressione

Prendendo come riferimento i dati esposti in Tabella 15, Tabella 16 e Tabella 17 tenendo conto delle considerazioni fatte nel paragrafo precedente si calcolano i valori della resistenza a compressione utilizzando i parametri esposti per il calcestruzzo. I risultati sono riassunti nella seguente tabella dove:

R_{lm} è il valore della resistenza caratteristica a compressione calcolata con strumentazione di laboratorio;

R_{ll} è il valore della resistenza caratteristica a compressione ricavata utilizzando il metodo esposto in 3.2.1.5 utilizzando i valori delle prove fatte con strumentazione di laboratorio;

R_{ld} è il valore della resistenza caratteristica a compressione ricavata utilizzando il metodo esposto in 3.2.1.5 utilizzando i valori delle prove fatte con il DPP;

μ_{om} è il valore della resistenza a compressione media calcolata con strumenti di laboratorio;

v_{ftl} è il valore della deviazione standard della resistenza a trazione per flessione calcolata con strumenti di laboratorio;

v_{ftd} è il valore della deviazione standard della resistenza a trazione per flessione calcolata con il DPP;

μ_{id} è il valore della resistenza a compressione media per indentazione calcolata con il DPP;

μ_{il} è il valore della resistenza a compressione media per indentazione calcolata con strumentazione di laboratorio;

k e K_1 sono i coefficienti di calcolo che compaiono nella (3.18) il cui significato è stato discusso in 3.2.1

Tabella 23: risultati interpretazioni prove laterizi

R_{lm}	μ_{om}	μ_{id}	v_{ftd}	k	K_1	R_{ld}	e
MPa	MPa	MPa	MPa	ad.	ad.	MPa	%
44,327	52,614	32,543	0,930	0,127	1,61	40,386	8,89
R_{lm}	μ_{om}	μ_{il}	v_{ftl}	k	K_1	R_{ll}	e
MPa	MPa	MPa	MPa	ad.	ad.	MPa	%
44,327	52,614	43,06	0,720	0,136	1,22	43,851	1,07

Come si vede dai valori sintetizzati in tabella l'errore che si compie utilizzando il metodo di interpretazione proposto, con riferimento al solo valore caratteristico della resistenza a compressione dei laterizi, è di circa il 8,89%. Si può notare, tuttavia, che interpretando i dati delle prove realizzate con strumentazione di prova da laboratorio ufficiale l'errore scende al 1,09%. Questo risultato pone alcuni punti che possono essere oggetto di riflessione: in primo luogo si può dire che il metodo di interpretazione delle prove è valido in quanto i risultati ottenuti sia con il prototipo sviluppato in questo lavoro che con strumentazione ufficiale sono abbastanza soddisfacenti; la differenza tra i due risultati è quindi da ricercarsi in difetti costruttivi del prototipo che lo rendono soggetto, con questo tipo di materiale, a valori che possono risultare meno precisi e affidabili, pur rimanendo comunque un valido strumento per valutare con buona approssimazione la qualità del materiale laterizio.

5.3 Barre d'acciaio da cemento armato

5.3.1 Introduzione

In questo paragrafo ci si occupa dell'altro materiale che viene utilizzato comunemente per realizzare il calcestruzzo armato, ovvero l'acciaio da armatura. L'acciaio nel cemento armato è, in genere, utilizzato sotto forma di barre lisce e ad "aderenza migliorata" con diametri che variano da 4 a 50 mm e lunghezze commerciali attorno ai 12 metri. Gli acciai vengono classificati in base alla loro resistenza a trazione, alla curva caratteristica tensioni-deformazioni ed alla scabrezza della loro superficie.

Per l'utilizzo come armature è necessario che le barre abbiano le seguenti caratteristiche:

- siano prive di screpolature, di bruciature e di qualsiasi tipo di difetti, sia d'origine che prodotti nel trasporto;
- non presentino segni di attacco di corrosione;
- non presentino caratteri di fragilità, vale a dire che devono potersi facilmente piegare ed a tale scopo vengono effettuate delle prove di piegamento su macchinari appositi, in cui non si devono manifestare fenditure;
- le dispersione delle caratteristiche misurate in laboratorio, su provini, siano minime e tali da garantire una omogeneità di fornitura.

La maggior parte delle proprietà meccaniche degli acciai per c.a. si valutano mediante prove di trazione semplice su barre di lunghezza standard. Da queste prove vengono poi ricavati, in particolare:

- la tensione di rottura: R_r
- la tensione di snervamento: R_s
- l'allungamento a rottura $A\%$
- il modulo elastico E

Tutte queste proprietà vengono misurate, in genere, mediante delle prove di trazione su barre di lunghezza prefissata. Le prove sono condotte in condizioni standard per cui ogni singolo aspetto della prova è normato:

lunghezza barre, velocità di carico, relazioni per esprimere i risultati della prova. Il risultato delle prove di trazione è, in genere, rappresentato da un grafico che è riportato in maniera schematica nella figura successiva.

Nel grafico riportato, che non è in scala ma è riportato solo per scopi esemplificativi, possiamo distinguere varie zone:

- una zona in cui il comportamento del materiale è di tipo elastico lineare;
- una zona in cui le deformazioni aumentano oscillando intorno ad una tensione limite, detta di snervamento;

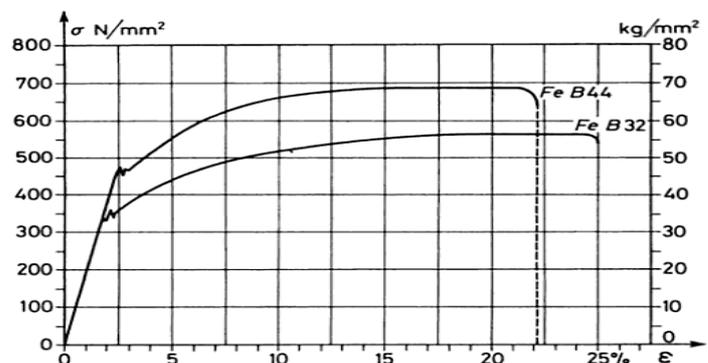


Figura 49: Acciaio-diagramma σ - ϵ (53)

- un tratto in cui la tensione tende ad aumentare all'aumentare delle deformazioni ma il rapporto che lega le due grandezze non è più lineare. In questa fase il comportamento del materiale non è più né elastico né lineare, in tale fase si ha quello che viene detto incrudimento del materiale. Le deformazioni aumentano fino a raggiungere la tensione ultima che viene indicata come tensione di rottura;
- per deformazioni ancora superiori si ha il così detto fenomeno della strizione del materiale in cui la sezione trasversale del provino diminuisce sensibilmente e si arriva alla rottura della barra per carichi inferiori al carico ultimo.

La prova di trazione nella barra è diventata, negli anni, la prova di riferimento per la caratterizzazione degli acciai e, probabilmente, uno dei motivi per cui ha assunto negli anni questa importanza preponderante, rispetto magari ad altre prove, è quella della sua facilità di lettura. Infatti la prova di trazione, inducendo uno stato di tensione monoassiale e in cui il verso della tensione non cambia all'interno della sezione, permette con relativa semplicità di ottenere quanto meno dei valori medi della tensione agente nella sezione anche quando il solido non lavora in regime elastico lineare.

Lo svantaggio di questa prova è che, proprio per i motivi detti sopra, la mono-direzionalità della tensione obbliga ad applicare carichi molto elevati e quindi necessità di macchinari molto potenti, pesanti e certamente non spostabili con semplicità.

Il macchinario che viene proposto in questo scritto è un macchinario portatile in grado di effettuare prove di flessione su barre di armatura. Il problema principale che si pone in queste prove, rispetto alle usuali prove di trazione, è che decade la caratteristica della mono-direzionalità della tensione; nella flessione, infatti la sezione non è sottoposta ad una tensione che può dirsi uniforme e costante in ogni punto, bensì la tensione varia da punto a punto in modulo e verso. Fino a che il provino lavora in un regime elastico lineare non emergono problemi in quanto si può calcolare la tensione, con qualche approssimazione dovuta all'incertezza sulla geometria della sezione, in ogni punto; quando si abbandona il regime elastico lineare si perde la certezza della distribuzione delle tensioni nella sezione.

5.3.2 Simulazione di prova

Per studiare le caratteristiche dell'acciaio, data la peculiarità della prova a cui si sottopone, si è prima di tutto costruito un modello matematico semplificato, in grado di approssimare qualitativamente la risposta di una barra da c.a. alla sollecitazione di flessione oltre il campo elastico. Si è preso un diagramma sforzi deformazioni tipo, presente in letteratura e proposto da Simple per barre di area inferiore a 1,40 in² (55) e ne abbiamo utilizzato l'espressione matematica dei vari tratti. Le curve che sono state utilizzate per descrivere i vari tratti sono:

- tratto elastico lineare: in cui vale la relazione $\sigma = E\varepsilon$ fino al raggiungimento della deformazione associata alla tensione di snervamento ε_y ;

- tratto plastico: retta parallela all'asse delle ascisse con dei valori delle deformazioni comprese tra ϵ_y fino a ϵ_{sh} , valore della deformazione per cui inizia l'incrudimento del materiale;
- tratto incrudente: per questo tratto si utilizza una espressione parabolica così fatta:

$$\sigma = \sigma_y + (\sigma_u - \sigma_y) \sqrt{\frac{\epsilon - \epsilon_{sh}}{\epsilon_u - \epsilon_{sh}}} \quad (5.20)$$

Il materiale che abbiamo scelto, di cui si riporta il grafico σ - ϵ , ha i seguenti parametri caratteristici:

- $E=206000$ N/mmq
- $\sigma_y=450$ N/mmq
- $\epsilon_y = 0,00218$
- $\epsilon_{sh} = 0,0150$
- $\epsilon_u = 0,090$
- $\sigma_u = 540$ N/mmq

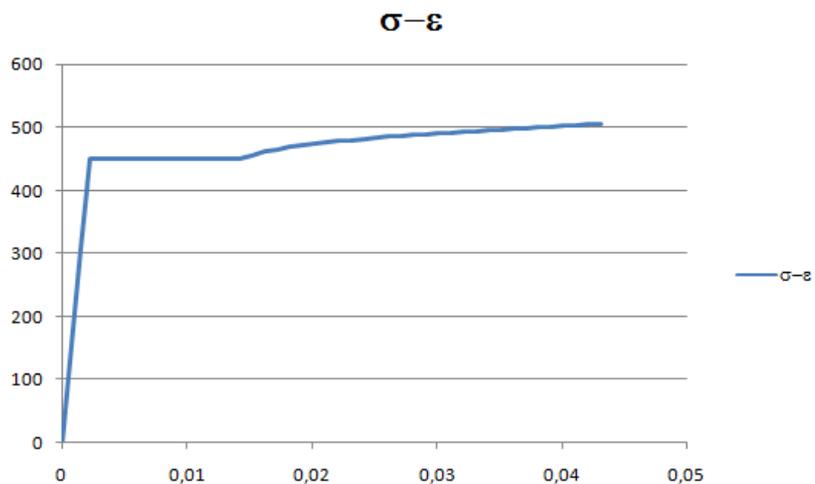


Figura 50: Acciaio-diagramma σ - ϵ proposto da (55)

Successivamente abbiamo diviso un tondino di ferro in tante fibre indipendenti di area e posizione nota e abbiamo imposto come condizione di congruenza la

conservazione delle sezioni piane durante la flessione. In questo modo conoscendo, per ogni fibra, il legame che lega tensioni e deformazioni, siamo in grado di calcolare la risposta di ogni fibra alla deformazione imposta dalla rotazione della sezione, e quindi, mediante somma, il momento complessivo con cui la sezione risponde ad una data deformazione imposta.

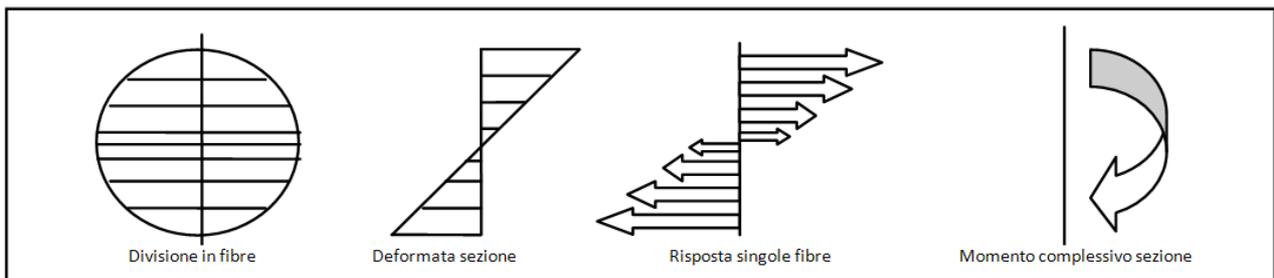


Figura 51: Acciaio-Schematizzazione per fibre della risposta a flessione del provino

I risultati sono esposti in figura. Come si vede dal diagramma momento-rotazione non si riesce ad individuare quale sia il punto di passaggio tra il regime elastico ed il regime plastico, qualitativamente si può dire che il materiale si comporta in maniera simile ad un materiale elastico perfettamente plastico ma con una tensione di snervamento di molto superiore a quella del materiale reale.

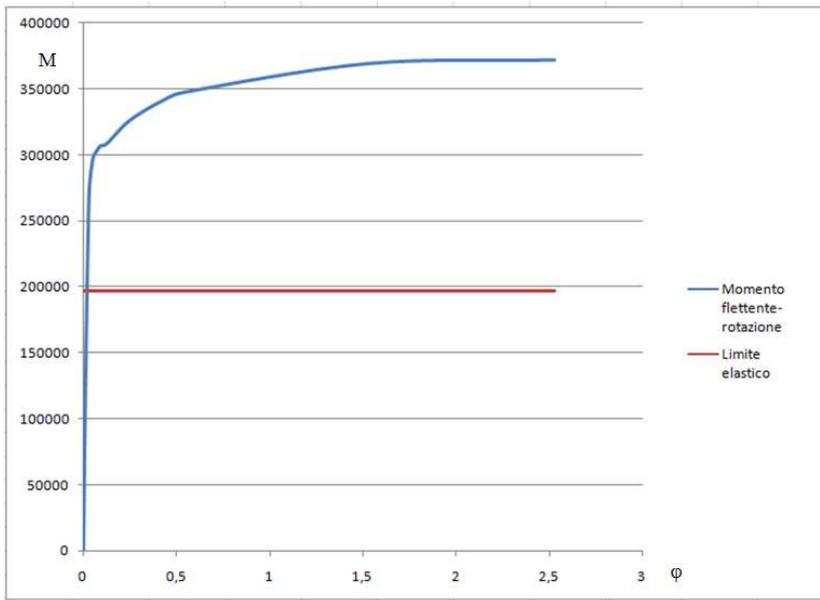


Figura 52: Acciaio- diagramma momento flettente-rotazione calcolata per fibre

5.3.3 Proposta di calcolo

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche delle barre di acciaio da armatura si propone un approccio di tipo A, cioè si cerca una variabile aleatoria in base alla quale si possano esprimere le variabili ricercate, che nel caso dell'acciaio sono due: la tensione di rottura e la tensione di snervamento.

Tensione di rottura

Per determinare questa variabile si fa riferimento a quello che succede durante le prove di flessione che sono state fatte con il Dispositivo Portatile di Prova. Si nota che durante la prova il carico aumenta fino ad un certo limite raggiunto il quale il carico si stabilizza e la freccia del provino continua ad aumentare anche con il carico costante. È ragionevole pensare che quando viene raggiunta una situazione di questo genere è perché il provino ha raggiunto il massimo valore del carico sopportabile e conseguentemente la sezione del provino sarà tutta sollecitata da tensioni che sono opposte nel verso di applicazione, una sarà di compressione una di trazione, ma saranno uguali in modulo. Si ipotizza, quindi che si verifichi la situazione rappresentata in Figura 54.

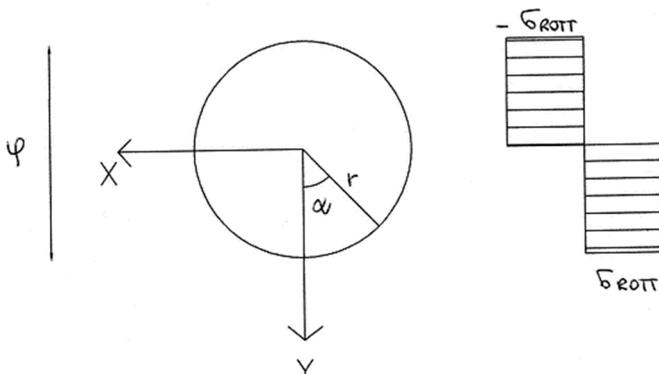


Figura 54: Distribuzione delle tensioni nella generica sezione al raggiungimento del carico ultimo del provino

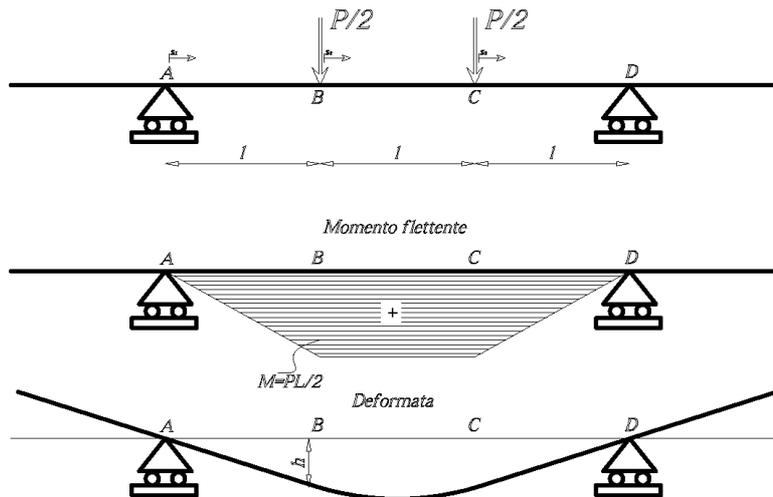


Figura 53

In questa situazione è possibile calcolare il valore della tensione a cui è sottoposto il provino, con riferimento alla Figura 53

$$M = 2S \frac{4\delta \pi \delta^2}{6\pi \cdot 8} \rightarrow S = \frac{3Pl}{\delta^3} \quad (5.21)$$

Dove si indica:

- δ diametro del provino
- S tensione massima all'interno del provino.

Si fa l'ipotesi che la tensione S che si ricava dalla (5.21) coincide con la tensione di rottura nominale di una prova di trazione standard eseguita secondo la (9) e che è la variabile che stiamo ricercando.

Una volta posta l'uguaglianza tra queste due grandezze è possibile ricavare in maniera diretta i valori sia della media che della deviazione standard della variabile che stiamo ricercando.

I valori ottenuti supponendo l'ipotesi esplicitata sopra sono:

- tensione di rottura per barre con diametro ϕ 10 mm:
 - media: 634,882 MPa;
 - deviazione standard: $\pm 13,168$ MPa;
 - resistenza caratteristica: 613,760 MPa
- tensione di rottura per barre con diametro ϕ 12 mm:
 - media: 649,137 MPa;
 - deviazione standard: $\pm 27,425$ MPa;
 - resistenza caratteristica: 604,158 MPa

Nella tabella seguente si mettono a confronto i valori ottenuti della tensione di rottura ottenuti con la prova di trazione standard e con l'interpretazione suggerita delle prove di flessione realizzate con DPP

<i>Prove realizzate in Laboratorio</i>				
Diametro provino	Media	Dev.Standard	Val. Caratteristico	
	MPa	MPa	MPa	
φ 10	634,882	13,168	613,286	
φ 12	652,849	9,077	637,962	
<i>Prove realizzate con DPP</i>				<i>Errore %</i>
	Media	Dev.Standard	Val. Caratteristico	
	MPa	MPa	MPa	
φ 10	695,142	22,145	658,820	-7,42%
φ 12	649,137	27,425	604,158	5,29%

Tabella 24: Confronto fra tensioni di rottura calcolate in laboratorio e con DPP

Tensione di snervamento

Tabella 25: Acciaio-resoconto provini

Il metodo prende le mosse dalla considerazione, fatta nel paragrafo precedente, che nel corso di una prova di trazione, la tensione massima misurata coincide con la tensione di rottura. Se fosse possibile stabilire una qualche relazione che lega la tensione di rottura alla tensione di snervamento potremmo calcolarla. Per questo motivo sono stati raccolti, presso l'archivio del Laboratorio per le esperienze sui materiali dell'Università di Pisa, un totale di 344 certificati di prova su barre in acciaio da c.a. I certificati in questione riportano le seguenti informazioni: il diametro del provino, la ditta produttrice del provino, il tipo di acciaio, la tensione di snervamento nominale e la tensione di rottura nominale. Una volta stabilito il nostro campione di prova, abbiamo ipotizzato che le grandezze in questione, tensione di snervamento nominale e tensione di rottura nominale, di seguito indicate con R_s e R_r , fossero due variabili aleatorie indipendenti, la cui distribuzione congiunta potesse essere rappresentata da una distribuzione normale bivariata di Gauss, di cui si riporta l'espressione analitica tratta da (56).

Diametro (mm)	N° di prove
8	49
10	43
12	46
14	45
16	48
18	43
20	43
22	16
24	11
Totale	344

$$f(R_s, R_r) = \frac{1}{2\pi\delta_{R_s}\delta_{R_r}\sqrt{1-\rho^2}} e^{-\frac{1}{2(1-\rho^2)}\left[\left(\frac{R_s-\mu_{R_s}}{\delta_{R_s}}\right)^2 + \left(\frac{R_r-\mu_{R_r}}{\delta_{R_r}}\right)^2 + 2\rho\left(\frac{R_s-\mu_{R_s}}{\delta_{R_s}}\right)\left(\frac{R_r-\mu_{R_r}}{\delta_{R_r}}\right)\right]} \quad (5.22)$$

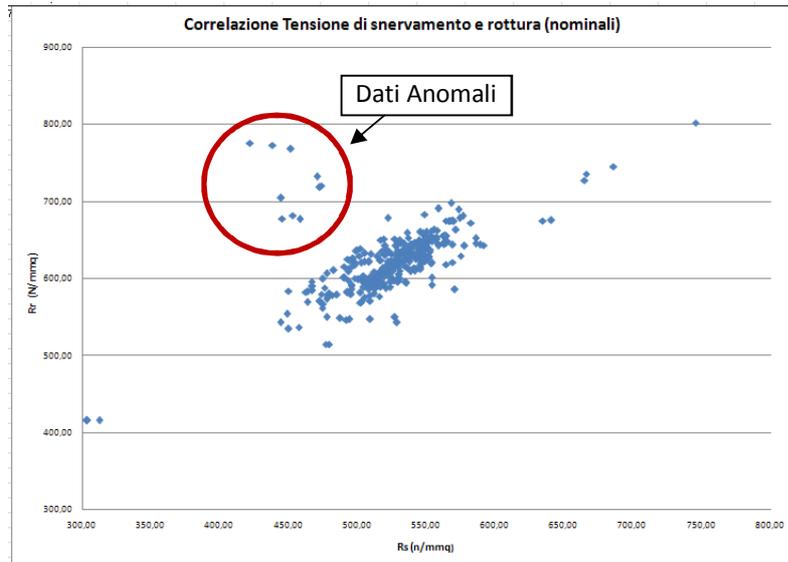


Figura 55: Correlazione Tensione di Snervamento e Rottura

Dove :

δ_{R_s} = deviazione standard della tensione di snervamento (in base ai dati raccolti = 41,45 N/mmq)

δ_{R_r} = deviazione standard della tensione di rottura (in base ai dati raccolti = 43,44 N/mmq)

μ_{R_s} = media della tensione di snervamento (in base ai dati raccolti = 523,57 N/mmq)

μ_{R_r} = media della tensione di rottura (in base ai dati raccolti = 612,16 N/mmq)

ρ = coefficiente di correlazione (in base ai dati raccolti = 0,61)

Come si vede il coefficiente di correlazione assume un valore di 0,61 che è già un buon risultato, tuttavia si è deciso di fare una analisi per verificare se fra i provini, che compongono il campione di prova, ve ne fosse qualcuno che può essere considerato anomalo e quindi scartato dal campione. Per far questo si è introdotto una nuova variabile aleatoria, Z, che è definita come il rapporto tra il valori di Rs e Rr. Di questa nuova variabile abbiamo calcolato i parametri caratteristici, la media ($\mu_z=1,19$), e la deviazione standard ($\delta_z= 0,087$). Una volta che ci siamo ricondotti allo studio di una sola variabile, si è verificato il campione secondo il criterio di Chauvenet che può essere così enunciato:

“Analizziamo la statistica dei dati e cerchiamo di determinare la distribuzione di probabilità degli errori. Se diciamo $P(\varepsilon)$ la probabilità che un errore sia maggiore di ε , il numero di errori maggiori di ε , su N misure, deve essere dell'ordine di $NP(\varepsilon)$. Se allora determiniamo un valore ε_0 tale che $NP(\varepsilon_0)=1/2$, un errore $\varepsilon > \varepsilon_0$ ha una probabilità maggiore di essere estraneo alla distribuzione che di appartenervi e quindi può essere rigettato” (57).

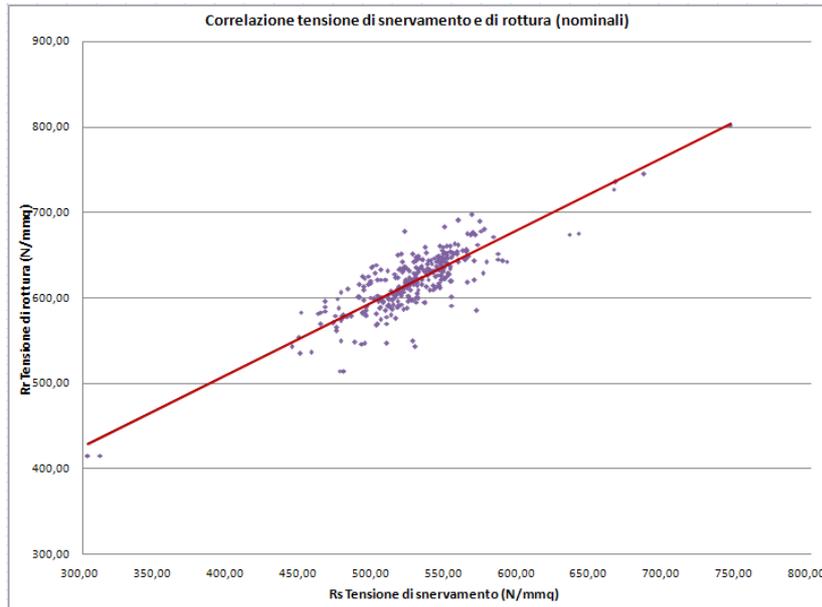


Figura 56: Correlazione tensione di Snervamento e Rottura con retta di regressione

Da ciò si deduce che in una serie di n dati sperimentali, con media μ e scarto quadratico δ , se alcuni valori presentano uno scostamento dal valore medio che ha probabilità di verificarsi inferiore di $1/(2n)$, allora quei valori possono essere scartati.

In base a questo criterio ci siamo calcolati, per ogni provino, o evento, (E_i), il numero di deviazioni standard di cui distava dalla media del campione

$$\frac{(E_i - \mu_z)}{\delta_z} = Z_s \quad (5.23)$$

in base a questa distanza ci siamo calcolati la probabilità di accadimento dell'evento

$$P_z = \text{prob}(Z < Z_s) \quad (5.24)$$

Se questa probabilità era minore di $1/2n$ (con $n=344$), allora l'evento analizzato è da considerarsi anomalo e quindi deve essere eliminato dal campione. Applicando questo tipo di analisi al nostro campione sono stati individuati dieci (10) provini anomali che sono stati eliminati dal campione.

Dopo aver eliminato questi provini anomali, abbiamo ricalcolato i parametri della distribuzione $f(R_s, R_r)$. I nuovi parametri sono :

$$\delta_{R_s} = 40,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta_{R_r} = 39,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu_{R_s} = 525,70 \text{ N/mm}^2$$

$$\mu_{R_r} = 618,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = 0,85$$

I risultati ottenuti utilizzando il campione “scremato” da provini anomali sono abbastanza significativi in quanto, a fronte di piccole variazioni delle medie e delle deviazioni standard, c’è un grosso aumento del coefficiente di correlazione che passa da 0,61 a 0,85 e che, quindi, fa pensare che effettivamente sia possibile l’esistenza di una relazione che legni tensione di snervamento nominale e tensione di rottura nominale, e che, magari, potrebbe essere degno di ulteriori e più approfondite analisi. Tuttavia, uno studio più approfondito di questo legame non è necessario ai nostri fini in quanto, quello che ci interessa è trovare una equazione, possibilmente semplice, che ci dia una approssimazione della tensione di rottura nominale una volta nota quella di snervamento (nominale).

A questo punto è possibile calcolare l’espressione della retta di regressione, ai minimi quadrati, che lega i dati delle due variabili aleatorie utilizzando l’espressione fornita in (5.6)

$$R_s = \mu_{R_s} + \rho \frac{\delta_{R_s}}{\delta_{R_r}} (R_r - \mu_{R_r}) = 525,70 + 0,85 \cdot \frac{40,07}{39,79} (R_r - 618,12) \quad (5.25)$$

$$R_s \approx 0,85R_r - 3,39 \quad (5.26)$$

Nota quindi dalla (5.21) il valore della tensione massima agente nel provino, che si assume coincidere con la R_r , si ricava agevolmente il valore della tensione di snervamento attesa utilizzando la (5.26)

$$\sigma_s = 0,85\sigma_r - 3,39 \text{ (MPa)} \quad (5.27)$$

L’errore che si compie, utilizzando la (5.27) per valutare la tensione di snervamento, nota la tensione di rottura, sul campione di prova è dell’ordine di circa il 16% che è assolutamente accettabile. Inoltre si rileva che l’errore di stima è superiore al 10% solo in 8 casi su un campione scremato di 334 provini con una probabilità di accadimento quindi del 2,34%. Facendo riferimento, invece al campione iniziale non scremato si ha che l’errore di stima è superiore al 10% solo in 18 casi su 344 con una probabilità di accadimento del 5,23%. Questo significa che la relazione (5.27) produce delle stime con errori inferiori al 10% nel 94,77% dei casi.

Nella tabella seguente si mettono a confronto i valori ottenuti della tensione di rottura ottenuti con la prova di trazione standard e con l’interpretazione suggerita delle prove di flessione realizzate con DPP

<i>Prove realizzate in Laboratorio</i>				
Diametro provino	Media	Dev.Standard	Val. Caratteristico	
	MPa	MPa	MPa	
φ 10	545,028	15,376	519,785	
φ 12	546,148	9,214	531,031	
<i>Prove realizzate con DPP</i>				<i>Errore %</i>
	Media	Dev.Standard	Val. Caratteristico	
	MPa	MPa	MPa	
φ 10	545,002	15,376	520,338	-0,10%
φ 12	548,376	23,312	510,144	3,93%

Tabella 26: Confronto tra tensioni di snervamento calcolate in laboratorio e con DPP

5.4 Riepilogo interpretazione prove

Nella tabella sottostante si riportano i dati riepilogativi che confrontano i risultati ottenuti interpretando le prove eseguite con il DPP e quelli ottenuti eseguendo prove standard con macchinari di laboratorio e secondo la normativa vigente.

Variabile Ricercata	Valore caratteristico calcolato in laboratorio σ	Valore caratteristico ricavato DPP σ'	Errore (%)
Res. Comp. Calcestruzzo	29,391 MPa	29,798 MPa	-1,384 %
Res. Comp. Laterizio	44,326 MPa	43,851 MPa	1,07 %
Tens. snervamento Acciaio $\varphi= 10$ mm	519,785 MPa	520,338 MPa	-0,10 %
Tens. snervamento Acciaio $\varphi= 12$ mm	531,031 MPa	510,144 MPa	3,93 %
Tens. rottura Acciaio $\varphi= 10$ mm	613,286 MPa	658,820 MPa	-7,42%
Tens. rottura Acciaio $\varphi= 12$ mm	637,962 MPa	604,158 MPa	5,29 %

Conclusioni

Il lavoro svolto nei capitoli precedenti prende le mosse da una ipotesi iniziale che prevede che il tecnico operi in paesi in cui non sono disponibili tutte le risorse normative, di elaborazione e di verifica delle opere realizzate normalmente presenti nei paesi sviluppati. Partendo da questa assunzione si è cercato di mostrare che alcune difficoltà imposte dalle condizioni sopra citate possono essere superate mediante la messa a punto di metodi, speditivi e di facile applicazione, che consentano da una parte di intuire quale sia il comportamento di strutture sensibilmente diverse, sia come materiali che come tecniche costruttive, da quelle presenti nei paesi sviluppati, dall'altra di valutare quali siano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati. In questa ottica, a titolo puramente esemplificativo e senza nessuna pretesa di esaustività del contenuto è analizzata una tipologia costruttiva che prevede che le strutture in c.a. siano realizzate in modo da rendere i tamponamenti collaboranti, per le quali si è cercato di mostrare come queste strutture possono essere studiate mediante la schematizzazione dei pannelli di tamponamento come travi deformabili a flessione e taglio. I confronti effettuati tra questo tipo di schematizzazione e metodi di calcolo più raffinati ed onerosi, come il metodo ad elementi finiti, hanno mostrato che la schematizzazione semplificata porta da errori che sono nella maggior parte dei casi piccoli e compatibili con i fini progettuali.

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei materiali, il problema è stato affrontato realizzando un dispositivo portatile di prova (DPP), realizzato con bassa tecnologia, con il quale effettuare delle prove non standard su provini di materiale direttamente in cantiere. La campagna sperimentale che è stata condotta per validare sia le prove che i metodi di interpretazione delle prove stesse hanno evidenziato che è possibile stimare le caratteristiche meccaniche di interesse progettuale, tipicamente i valori di resistenza a tensioni normali, con un errore inferiore al 15% rispetto ai risultati che si ottengono in laboratorio effettuando le prove su provini e con macchinari previsti dalla normativa vigente.

In conseguenza di quanto detto sopra, gli eventuali sviluppi dei temi analizzati in questo lavoro potrebbero essere quelli di:

- sul fronte dello studio delle tipologie costruttive, l'analisi strutturale di altre tipologie presenti nei paesi sottosviluppati, tenendo sempre presente la necessità di coniugare l'attendibilità dei calcoli svolti con la necessaria semplicità, fattore questo decisamente preponderante in quanto per lo più imposto dalla scarsità di risorse tecnologiche presenti nei contesti fin qui citati. Sbocco finale di questo percorso dovrebbe essere quello di arrivare alla definizione di criteri progettuali basati non tanto sul calcolo ma su regole costruttive che garantiscano, per lo meno nella maggior parte dei casi, una adeguata sicurezza delle strutture realizzate;
- sul fronte della caratterizzazione dei materiali, lo sviluppo di metodi di indagine basato sulla realizzazione di dispositivi di prova portatili che migliorino la capacità di valutare le caratteristiche dei materiali e contemporaneamente limitino l'influenza dell'operatore sui risultati delle prove. L'obiettivo finale dovrebbe essere quello di mettere a punto dei macchinari, e dei metodi, che diano risultati attendibili limitando al massimo le procedure di

preparazione del provino grezzo, quindi tagli, molatura, rettifica delle facce etc etc., e minimizzando il contributo dell'operatore al risultato della prova. Questi obbiettivi, una volta raggiunti, permetterebbero a una qualsiasi persona, anche sprovvista di una elevata cultura tecnica e sperimentale, di effettuare prove sui materiali da costruzione e verificarne la qualità.

Allegati

A1. Modelli teorici per lo studio di telai tamponati e muratura

Micro-modelli¹

L'approccio a micro-modelli è il più preciso, perché si può prendere in considerazione il contatto condizioni di interfaccia, le leggi costitutive diverse per il telaio e il tamponamento (elastico, elastoplastico, fragile, ecc) e molti altri parametri di modellazione, ed i loro risultati tendono alla "esatta" risposta della struttura in funzione della raffinatezza della maglia di elementi finiti utilizzati.

Una delle prime applicazioni di micro-modelli per l'analisi di telai tamponati è stata presentata nel 1968 da Mallick e Severn (16), per il calcolo della rigidezza elastica di più telai tamponati ad una campata. Il modello include 16 elementi piani rettangolari e 12 elementi trave assialmente rigidi. Riddington e Stafford Smith (17) hanno effettuato un'analisi elastica da un micro-modello con elementi piani per la struttura e tamponamento e hanno concluso che i momenti flettenti sul telaio sono stati notevolmente ridotti dalla presenza del tamponamento. Un modello simile, con l'aggiunta di elementi di attrito a livello di interfaccia, è stato presentato da King e Pandley (18). Nei casi di cui sopra sono state adottate procedure iterative per consentire separazione a livello di interfaccia, ma la possibilità scorrimento non è stata presa in considerazione.

Una analisi elastica a micro-modelli raffinata con aperture nel pannello di riempimento è stata presentata da Al Achyutha et al. (19), insieme ad una procedura iterativa che consenta di identificare la separazione e lo scorrimento dell'interfaccia. Doudoumis et al. (20) (21) hanno proposto un micro-modello consistente di 36 elementi piani a quattro nodi per il tamponamento, introducendo elementi specifici per simulare le condizioni di attrito all'interfaccia.

Liauw e Kwan (22) (23) hanno studiato analiticamente e sperimentalmente il comportamento non lineare di una coppia di telai a quattro piani e campata singola con la presenza di connettori a taglio alla interfaccia e senza connettori (che consentono scorrimento e separazione). Nella loro analisi hanno usato materiali con leggi anelastiche per la struttura ed il tamponamento, una fitta maglia triangolare di elementi di piani per il pannello di tamponamento e un metodo di soluzione iterativo con procedura incrementale e spostamenti imposti.

Maggio e Naji (24) hanno proposto un modello a elementi finiti per simulare il comportamento non lineare di telai in acciaio tamponati con pannelli in calcestruzzo sotto carico monotono o ciclico. L'acciaio del telaio è stato modellato come materiale plastico con incrudimento, il pannello di tamponamento, come calcestruzzo con fessurazioni, snervamento e frantumazione.

El Haddad (25) ha suggerito un micro-modello per l'analisi di cornici tamponate consentendo la rottura del telaio. Gli elementi del telaio sono stati suddivisi in elementi standard ed elementi

¹ adattato da "I.N. Doudoumis. *Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading*. Engineering Structures 29 (2007) 1004–1024 (84)"

fessurabili in prossimità degli angoli, mentre sono stati utilizzati per il pannello di tamponamento elementi elastici piani a 4 nodi. La superficie di contatto all'interfaccia telaio-tamponamento è stata considerata nota a priori ed è stato impedito lo scorrimento.

Singh et al. (26) ha presentato un micro-modello semplificato con solo quattro elementi piani (a 8 nodi) per il tamponamento e materiali di tipo anelastico sia per la muratura che per il telaio in c.a.. Le condizioni di interfaccia sono state modellate approssimativamente per consentire scorrimento e separazione.

Confrontando i risultati sperimentali esistenti con le analisi studi su telai tamponati, al fine di simulare il loro meccanismo di collasso, Mehrabi e Shing (27) hanno testato 5 telai in c.a. tamponati in muratura utilizzando un micro modello con 280 elementi per il pannello di tamponamento con una plasticità a fessurazione diffusa, insieme con un modello a legge costitutiva non lineare per i giunti di malta. Micro-modelli simili a quello sopra esposto sono stati utilizzati da Ghosh e Amde (28), insieme ad un modello per la superficie di interfaccia tra giunti e muratura del tipo "alla Coulomb". Anche questi autori verificano analiticamente le precedenti conclusioni sperimentali dei ricercatori (29), secondo i quali la rottura dei giunti di malta nel tamponamento non influenza notevolmente la rigidità e la resistenza del telaio tamponato. Di conseguenza, gli effetti della modellazione della malta a livello di interfaccia telaio-tamponamento con elementi separati sono trascurabili e possono essere utilizzate le condizioni al contorno di contatto con attrito. In aggiunta, i tamponamenti in muratura possono essere modellato come materiali omogenei materiali (28).

Da tutta la letteratura di cui sopra è evidente che diversi micro-modelli sono stati proposti finora, e tutti sono sufficientemente efficaci per effettuare una analisi attendibile sia in campo elastico che anelastico. Tuttavia, nessuno di loro è stato sistematicamente utilizzato per una indagine reale di edifici con tamponature, a causa del gran numero di parametri che ne influenzano il comportamento. Si deve notare che il numero di questi parametri viene notevolmente ridotto nel caso di un comportamento elastico dei materiali. In pratica, un comportamento perfettamente elastico in tutte le parti del telaio tamponato (con invariati i valori delle costanti di materiale elastico) si svolge solo se lo stato di tensione non supera mai la massima capacità di resistenza dei materiali in qualsiasi punto, e questo è un qualcosa che accade raramente nel corso della storia di carico delle strutture reali. Tuttavia, l'importanza della analisi elastica non dovrebbe essere sottovalutata, perché dà il primo indice affidabile sullo stato di deformazione e tensione all'interno della struttura esaminata e costituisce il primo passo necessario per un efficace analisi anelastica. Pertanto, anche solo per questi motivi, l'analisi elastica continua ad essere ampiamente accettabile in linea di principio dai codici moderni.

A conferma di ciò è possibile citare il lavoro di Amar.A. Chaker e Arslan Cherifati (30) in cui si mettono a confronto le risposte di una struttura reale, in fase di costruzione, con e senza i tamponamenti, sollecitate da un rumore bianco, con le risposte teoriche ottenibili da modelli agli elementi finiti piani e da modelli che utilizzano lo schema di biella inclinata. Il risultato è che in termini di risposta globale

del sistema, durante la fase elastica, il modello agli elementi finiti realizzato con elementi omogenei piani ha una risposta più simile all'edificio reale anche se l'errore massimo, sulla stima della frequenza naturale del sistema è di circa il 26%.

Macro-modell² per tamponamenti in strutture in c.a.

Sin dai primi tentativi di modellare la risposta delle strutture a telaio tamponato, si è osservato sia concettualmente che sperimentalmente che l'introduzione di un puntone diagonale con adeguate caratteristiche geometriche e meccaniche potrebbe fornire una soluzione al problema. Nel 1958, Polyakov (31) ha suggerito la possibilità di considerare l'effetto del riempimento in ciascun pannello equivalente alla diagonale di controventatura e questo suggerimento è stato poi ripreso da Holmes (58) che ha sostituito il riempimento con una biella diagonale equivalente fatta dello stesso materiale e che ha lo stesso spessore del pannello di tamponamento e una larghezza pari a un terzo della diagonale del tamponamento.

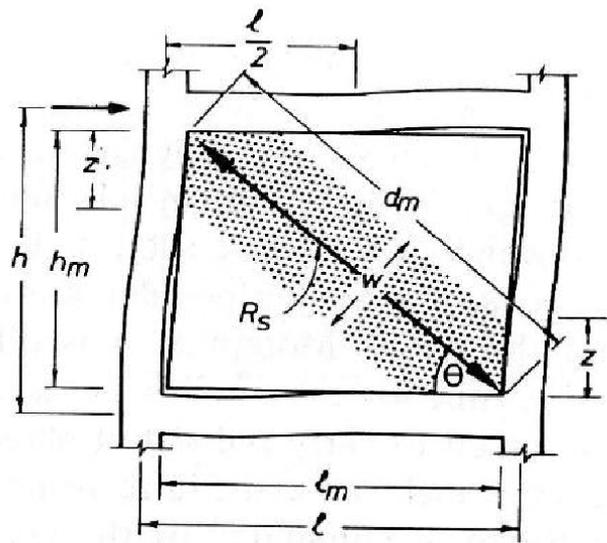


Figura 57: Schema di puntone compresso

$$b_w = \frac{d_w}{3} \quad (A.1)$$

La 'regola di un terzo' è stata proposta come applicabile a prescindere dalla relativa rigidezza del telaio

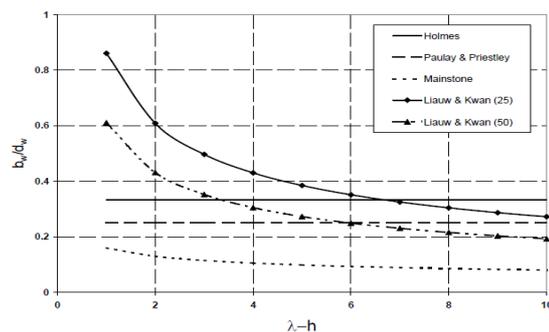


Figura 58: variazione del rapporto b_w/d_w in funzione di λh

e del tamponamento. Stafford Smith (32) e Smith & Carter (33) correlarono la larghezza del puntone diagonale equivalente alla lunghezza di contatto tra riempimento e telaio con una equazione analitica che è stata adattata dall'equazione della lunghezza di contatto di una trave libera su una base elastica

² Adattato da "P.G. Asteris, *Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames*, Electronic Journal of Structural Engineering (8) 2008 (83)"

sottoposta ad un carico concentrato (34). La relazione proposta per calcolare la lunghezza di contatto fra telaio e tamponamento è

$$z = \frac{\pi}{2\lambda} \quad (\text{A.2})$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t_w \sin 2\theta}{4E_c I_c h_w}} \quad (\text{A.3})$$

Dove λ rappresenta la rigidezza relativa tra il telaio e la parete. E_m è il modulo elastico della muratura, θ l'angolo del diagonale con le travi, E_c e I_c rappresentano modulo elastico e il momento di inerzia della colonna di calcestruzzo. Sulla base della lunghezza del contatto tra riempimento e telaio, sono state proposte soluzioni alternative alla valutazione della larghezza puntone equivalente da Mainstone (35) e Kadir (36).

Mainstone (35) ha condotto studi su campioni di piccole dimensioni ($h = 406$ millimetri) e ha proposto la seguente espressione per il diagonale compresso:

$$b_w = 0.16\lambda^{-0.3}d_w \quad (\text{A.4})$$

Smith e Carter (33), e Mainstone (35), hanno utilizzato l'approccio puntone equivalente per simulare il tamponamento in telai in acciaio e studiare il comportamento delle strutture tamponate sotto carichi monotoni. Essi hanno inoltre sviluppato equazioni con cui calcolare le proprietà di questi puntoni, quali la rigidezza e la resistenza iniziale e finale. Questo approccio si è rivelato il più popolare nel corso degli anni a causa della facilità con la quali può essere applicato. Negli ultimi due decenni è diventato chiaro che un puntone singolo elemento non è in grado di modellare il complesso comportamento dei telai tamponati. Successivamente Klingner e Berter (37) sulla base di prove in scala fatto da Mainstone (35) hanno proposto la seguente equazione:

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.175(\lambda h)^{-0.4}d_w \quad (\text{A.5})$$

Liauw e Kwan (23) hanno trovato la seguente relazione interpolando dati degli esperimenti:

$$b_w = \frac{0.95h_m \cos 2\theta}{\sqrt{\lambda h}} \quad (\text{A.6})$$

Nell'equazione di cui sopra si è ritenuto che θ è compreso tra 25° e 50° . Questi valori rappresentano valori limite per le strutture reali. Crisafulli (38) ha confrontato la variazione del parametro λ con il rapporto b_w/d_w e ha scoperto che il rapporto diminuisce all'aumentare di λ .

Come riportato da molti ricercatori (Reflak e Faijfar (39); Saneinejad e Hobbs (41); Buonopane e White (40)) il momento flettente e le forze di taglio nelle travi non possono essere riprodotti utilizzando un singolo puntone diagonale che collega i due angoli caricati. Più complessi macro-modelli sono stati poi proposti, ma erano ancora generalmente basato su una serie di diagonale di

irrigidimento. Chrysostomou (42) aveva l'obiettivo di simulare la risposta delle strutture tamponate sotto carico sismico tenendo conto della rigidità e del degrado della resistenza dei tamponamenti. Fu proposto di modellare ogni pannello di riempimento con sei puntoni inclinati (Figura 2). Tre puntoni paralleli sono utilizzati in ciascuna diagonale; quelli fuori dalla diagonale sono posizionati in punti critici lungo le travi. In qualsiasi momento nel corso della analisi della risposta non lineare solo tre dei sei puntoni sono attivi, ed i montanti sono passati a direzione opposta ogni volta che la loro compressione si riduce a zero. Il vantaggio di questa configurazione rispetto a quella a puntone diagonale unico è che permette la modellazione delle interazioni tra le tamponamento e la cornice circostante.

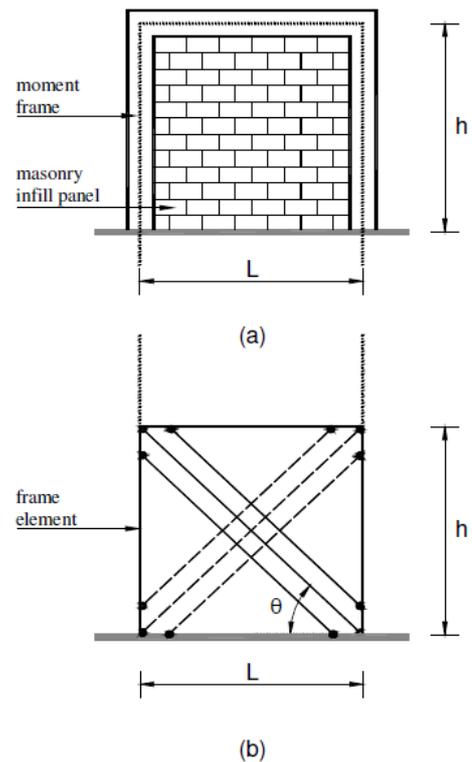


Figura 59: Modelli a sei puntoni per i pannelli di tamponamento

Macro-modelli per strutture in muratura³

Nel panorama piuttosto articolato dei modelli per l'analisi non lineare di edifici in muratura si ritiene che sia possibile individuare alcuni criteri di classificazione. Una prima distinzione individua i modelli basati sull'**analisi limite**, (59) e (60), in cui ci si limita al calcolo del carico di collasso e del relativo meccanismo. In tali modelli non si studia la deformabilità della struttura in fase elastica e post-elastica, in quanto ci si riconduce in sostanza ad uno studio di equilibri e cinematici di corpi rigidi. In alternativa a questo approccio di calcolo si trova una ampia casistica di modelli che considerano deformazioni in campo elastico, eventualmente seguite da deformazioni anelastiche. Nell'ambito di questa più ampia famiglia di modelli, si possono successivamente individuare modelli che mantengono una modellazione **bidimensionale** dei pannelli murari, in alternativa ad una modellazione **monodimensionale**, in cui si ipotizza di isolare degli elementi murari (maschi, fasce) idealizzabili come travi tozze con comportamento non lineare oppure come bielle (puntoni).

Nel caso dei modelli di tipo bidimensionale si nota come un ingrediente fondamentale della modellazione sia considerato il comportamento monolatero (o "no tension") del materiale che conferisce quindi una resistenza variabile all'elemento, in funzione dello stato di sollecitazione. Per comportamento monolatero si intende l'ipotesi di resistenza a trazione nulla, che può essere di tipo generalizzato (non si ammette trazione in qualunque giacitura) oppure limitato a giaciture particolari (orientate come i letti di malta). L'implementazione della condizione di "no tension" avviene quindi utilizzando tecniche che modificano la geometria degli elementi, al fine di eliminare le zone in trazione

³ Adattato da "G. Magenes, D. Bolognini, C. Braggio (A cura di), *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, 2000, 99 pp. (75)"

(61),(Figura 60), oppure mediante una opportuna formulazione del campo di sforzi all'interno del pannello (62), (Figura 61).

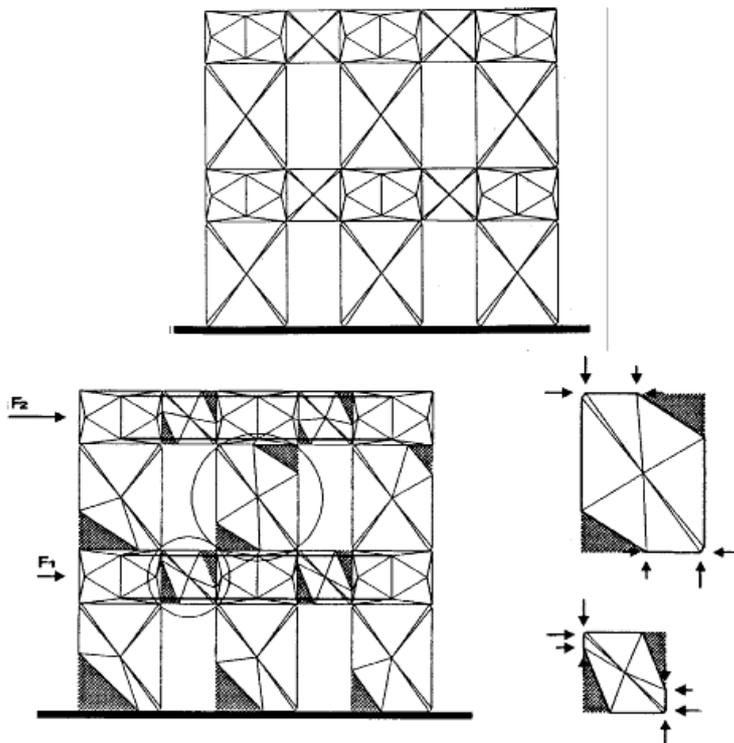


Figura 60: Modello con elementi a geometria variabile (61)

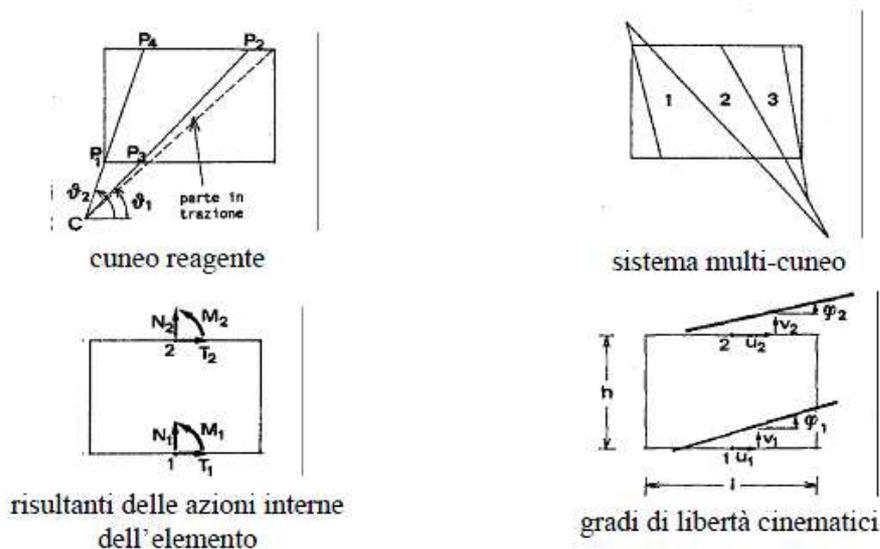


Figura 61: Modello a macroelementi con campi di sforzo "no tension" (62)

Considerando i due modelli appena citati, si nota che nelle zone compresse ovvero "reagenti" degli elementi vengono mantenute delle relazioni costitutive di tipo elastico lineare. Per tener conto di eventuali meccanismi di rottura quali ad esempio quelli legati allo schiacciamento della muratura compressa è quindi necessario introdurre delle verifiche sui valori massimi delle tensioni di compressione. Come si discuterà nelle pagine immediatamente seguenti, anche i meccanismi di rottura per taglio richiedono dei controlli sulle tensioni, in quanto l'ipotesi di comportamento "no tension" non è necessariamente cautelativa nei confronti di tali meccanismi. Nei due modelli citati si utilizzano

quindi dei criteri di verifica della resistenza nei confronti di alcuni possibili meccanismi di rottura delle parti reagenti, e l'analisi viene interrotta se uno dei criteri risulta violato.

Nel caso dei modelli con elementi monodimensionali la classe dei modelli basati sull'idealizzazione a biella o a puntone, in (63) e (64), si propone di modellare la porzione reagente del pannello murario mediante un elemento biella la cui inclinazione e la cui rigidezza riproducano in media il comportamento del pannello (Figura 62). Poiché al crescere della parzializzazione consegue una variazione delle proprietà geometriche della biella equivalente (inclinazioni, dimensioni della sezione), anche questi metodi sono classificabili come "a geometria variabile". La crisi dei singoli pannelli è associata al raggiungimento di una configurazione limite di equilibrio oppure alla rottura per compressione del puntone.

L'altra classe di modelli con elementi monodimensionali fa uso di elementi trave con deformazione a taglio. In questo ambito sono stati proposti sia elementi a rigidità variabile (basata sul calcolo in sezione parzializzata (65)) che elementi a rigidità costante in fase elastica, a cui segue una fase di deformazione plastica (Tomaževic (43), Dolce, (44), Tomaževic e Weiss, (45)). In quest'ultimo caso la non linearità del comportamento è innescata dal raggiungimento di una condizione limite di resistenza. Gran parte dei metodi basati sul "meccanismo di piano" (fra cui il POR) rientrano in questa classe di modelli. Un ulteriore importante elemento di distinzione fra i metodi consiste nel numero dei possibili meccanismi di comportamento anelastico, ed in particolar modo dei meccanismi di rottura dei singoli elementi e del complesso strutturale, di cui si discuterà più in dettaglio nei capitoli seguenti. E' appena il caso di ricordare, a titolo esemplificativo, il noto caso del metodo POR i cui limiti principali, nella sua versione originale ((43) e DT2, 1978 (46)), consistevano:

- a) nel considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e di rotture, senza valutare l'eventualità della rottura di altri elementi quali le fasce;
- b) nell'ipotizzare un solo possibile meccanismo di rottura dei maschi murari (rottura per taglio con fessurazione diagonale), trascurando le rotture per ribaltamento o per scorrimento.

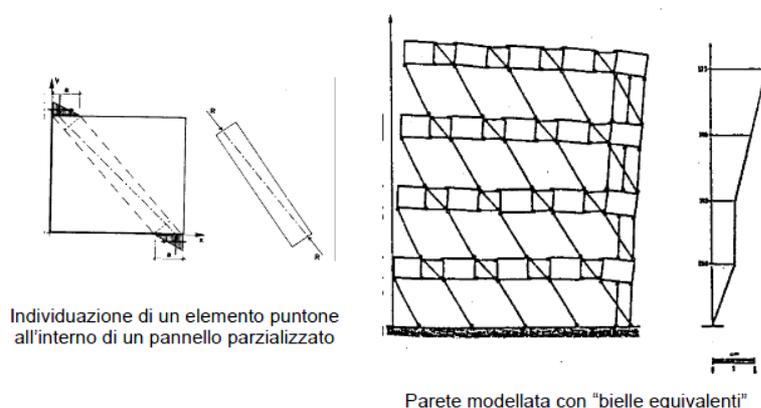


Figura 62: Modellazione dei pannelli parzializzati mediante puntone equivalenti (63) (64)

Successive proposte di miglioramento del metodo (Dolce, (44), Tomaževic e Weiss, (45)) hanno ovviato all'inconveniente b) in maniera piuttosto agevole introducendo opportuni criteri di rottura aggiuntivi. Difatti il modello è basato sull'ipotesi di "meccanismo di piano" ed esegue una analisi non

lineare taglio-spostamento separatamente per ogni interpiano. Tale approccio, che semplifica enormemente i calcoli, non può tuttavia prendere in considerazione il problema del calcolo delle sollecitazioni delle fasce se non facendo eventualmente ricorso a calcoli molto approssimati (Braga e Dolce (65), Fusier e Vignoli, (47)).

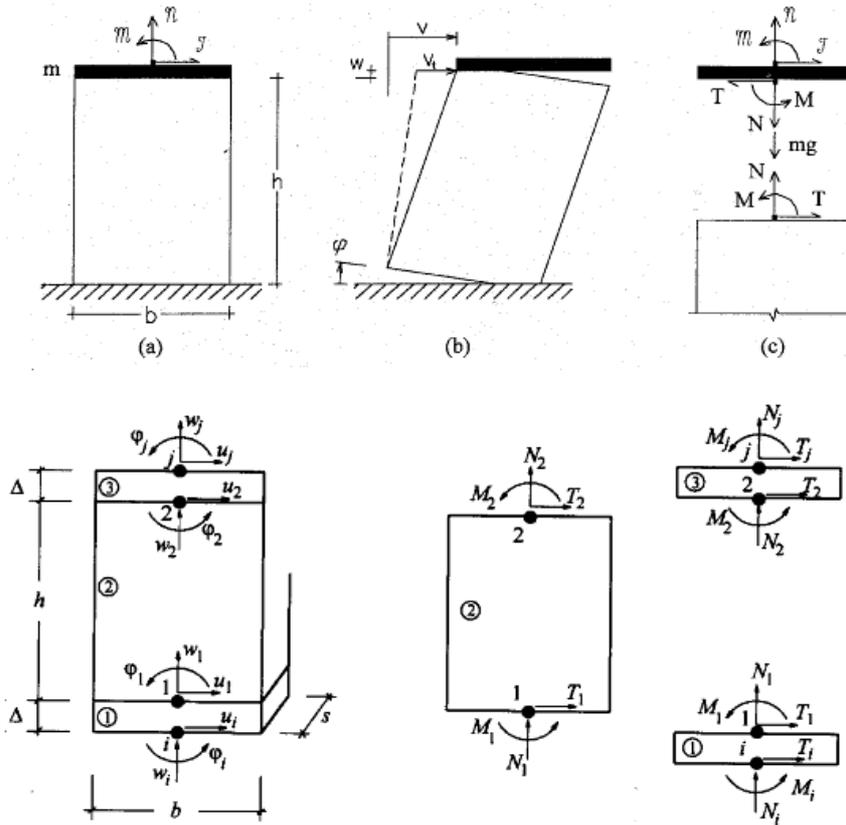


Figura 63: Modello a macroelementi proposto in (66), (67) e (68)

Una discussione a parte merita infine il metodo proposto dai ricercatori dell'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino (68), Brencich e Lagomarsino, (67) (66)). Il modello si distingue dai modelli finora citati in quanto, sebbene possa essere utilizzato per l'analisi non lineare statica, esso mira alla modellazione del comportamento ciclico delle pareti in muratura. Trattandosi di un modello a macro-elementi, esso ha quindi il grande pregio di consentire analisi dinamiche con un onere computazionale relativamente ridotto

Di fatto, le grandezze cinematiche e statiche utilizzate per la formulazione dell'elemento consistono in spostamenti e rotazioni nodali e in azioni risultanti M , T , N (Figura 63), che quindi richiamano i modelli monodimensionali. Tuttavia, l'introduzione di gradi di libertà interni all'elemento e di opportune considerazioni sui cinematicismi di ribaltamento o "rocking" e di taglio-scorrimento conferiscono un carattere di "bidimensionalità" all'elemento, che sembra quindi riprodurre in modo efficace e sintetico le caratteristiche più importanti della risposta non lineare dei pannelli murari. Attualmente il limite del metodo consiste nella necessità di una calibrazione a posteriori dei parametri del legame costitutivo per ottenere risultati confrontabili con la sperimentazione o con metodi di analisi più raffinati. Ciononostante, la capacità di riprodurre la risposta ciclica (e quindi i fenomeni di

dissipazione per isteresi dell'energia ad essa associati) rende il metodo uno strumento utile e versatile sia nella ricerca che nelle applicazioni pratiche.

Merita, infine, una citazione anche il modello proposto in (69) che è costituito da un quadrilatero articolati i cui lati sono infinitamente rigidi e i cui vertici, incernierati, sono collegati da molle diagonali e da un insieme discreto di molle distribuite lungo il perimetro del quadrilatero (Figura 64) che stabiliscono il legame non lineare con i quadrilateri eventualmente adiacenti o con i supporti.

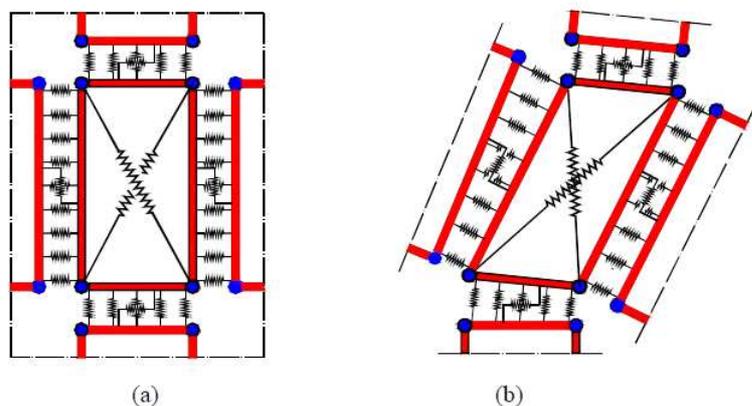


Figura 64: Porzione di parete modellata con il macroelemento proposto in (69), in configurazione deformata (b) e indeformata (a)

Dalla rassegna fatta fin qui si evince che, nella stragrande maggioranza dei casi, i vari studiosi si sono cimentati nel descrivere il comportamento di una struttura una volta che si è oltrepassato il limite del comportamento elastico.

Sicuramente il campo dello studio oltre il limite elastico ha il maggior interesse scientifico, tuttavia i modelli proposti nel seguito mirano soprattutto allo studio della struttura in fase elastica. Questa scelta scaturisce dal quadro in cui si sviluppa questa tesi e che è stato illustrato nel primo capitolo. Mi è sembrato, infatti, che addentrarsi nei meandri della non elasticità presupponesse un grado di conoscenza delle strutture che non è possibile raggiungere in uno scenario di tipo post bellico o post disastro naturale. Per questa ragione si è preferito esaminare dei modelli semplificati, elastico lineari appunto, e confrontarli con altri modelli, anch'essi elastici lineari, presenti in letteratura, come quelli suggeriti in (44) (30), che comunque danno una risposta abbastanza simile a quella degli edifici reali.

A2. Modello c: travi vincolate rigidamente in sommità ed elasticamente lungo l'asse

Un ulteriore sviluppo, dopo lo schema di travi aderenti, è quello di considerare le due travi, una rappresentante il telaio in calcestruzzo armato e l'altra rappresentante il pannello murario, come due travi collegate agli estremi da vincoli rigidi e lungo l'asse da un letto di molle di costante elastica k_m (figura 13.c). In questo caso il carico che si cambiano le due travi è una funzione che dipende sia dalla rigidità della molla, k_m , che dalle differenze delle deformate. Il sistema di equazioni differenziali che governa il sistema è quindi il seguente, i simboli sono gli stessi dello schema precedente:

$$EJ_1\varphi'''' = -k_m(v_1 - v_2) ; EJ_2\theta'''' = k_m(v_1 - v_2) \rightarrow EJ_1\varphi'''' = -EJ_2\theta'''' \quad (\text{A.7})$$

da cui si deduce che

$$\varphi = -\frac{EJ_2}{EJ_1}\theta + C + Bs + A\frac{s^2}{2} \quad (\text{A.8})$$

Cioè gli angoli sono opposti e differiscono tra loro per una curva parabolica. Per quanto riguarda le deformate si ha che :

$$-EJ_1\varphi'' = GA_1(v'_1 - \varphi) \rightarrow v'_1 = \varphi - \frac{EJ_1}{GA_1}\varphi'' \quad (\text{A.9})$$

$$-EJ_2\theta'' = GA_2(v'_2 - \theta) \rightarrow v'_2 = \theta - \frac{EJ_2}{GA_2}\theta'' \quad (\text{A.10})$$

Dopo vari passaggi si ottiene

$$-\theta'''' + \omega^2\theta'' - \delta^2\theta = \frac{k_m}{EJ_2}\left(\frac{EJ_1}{GA_1}A - C - sB - A\frac{s^2}{2}\right) \quad (\text{A.11})$$

In cui

$$\omega^2 = k_m\left(\frac{1}{GA_2} + \frac{1}{GA_1}\right) \quad (\text{A.12})$$

$$\delta^2 = k_m\left(\frac{1}{EJ_2} + \frac{1}{EJ_1}\right) \quad (\text{A.13})$$

L'integrale generale della equazione differenziale sopra esposta è:

$$\theta = c_1e^{-sG_1} + c_2e^{sG_1} + c_3e^{-sG_2} + c_4e^{sG_2} + c_5 + c_6s + c_7s^2 + c_8s^3 + c_9s^4 \quad (\text{A.14})$$

In cui si è posto:

$$G_1 = \sqrt{\frac{\sqrt{\omega^4 - \delta^2} + \omega^2}{2}} \quad (\text{A.15})$$

$$G_2 = \sqrt{\frac{\sqrt{\omega^4 - \delta^2} - \omega^2}{2}} \quad (\text{A.16})$$

Le costanti c5-c9 presenti nell'integrale particolare assumono questi valori:

$$c_5 = \frac{GA_1(k_mA\omega^2 + kC\delta^2) - k_mAEJ_1\delta^2}{GA_1EJ_2\delta^4} \quad (\text{A.17})$$

$$c_6 = \frac{k_mB}{EJ_2\delta^2} \quad (\text{A.18})$$

$$c_7 = \frac{k_m A}{2EJ_2 \delta^2} \quad (\text{A.19})$$

$$c_8 = 0 \quad (\text{A.20})$$

$$c_9 = 0 \quad (\text{A.21})$$

Noto l'integrale generale 2.86 è possibile determinare in funzione di θ le espressioni di v_1 , v_2 e φ , di cui si trascuria la scrittura. Per esprimere v_2 in funzione di θ è necessario introdurre una ulteriore costante D. Il sistema di equazioni così determinato è del tipo:

$$\theta = \theta(c_1, c_2, c_3, c_4, A, B, C) \quad (\text{A.22})$$

$$\varphi = \varphi(c_1, c_2, c_3, c_4, A, B, C) \quad (\text{A.23})$$

$$v_2 = v_2(c_1, c_2, c_3, c_4, A, B, C, D) \quad (\text{A.24})$$

$$v_1 = \frac{EJ_2}{k} \theta''' - v_2 \quad (\text{A.25})$$

Il sistema precedente presenta 8 costanti che devono essere determinate utilizzando le condizioni al contorno. Le condizioni al contorno che vengono utilizzate sono:

$$T_1(0) + T_2(0) = P \rightarrow -EJ_1 \varphi''(0) - EJ_2 \theta''(0) = P \quad (\text{A.26})$$

$$\theta(0) = 0 \quad (\text{A.27})$$

$$\theta(L_2) = 0 \quad (\text{A.28})$$

$$\varphi(0) = 0 \quad (\text{A.29})$$

$$\varphi(L_2) = 0 \quad (\text{A.30})$$

$$EJ_1 \varphi'''(0) = 0 \quad (\text{A.31})$$

$$-EJ_2 \theta'(L_2/2) = 0 \quad (\text{A.32})$$

$$v_2(0) = 0 \quad (\text{A.33})$$

La risoluzione del sistema descritto condizioni scritte sopra fornisce i valori delle otto costanti cercate. Le espressioni delle varie caratteristiche, carico di scambio q_c , momento flettente M_c , taglio T_c e spostamento dell'asse v risultano essere completamente determinate in funzione delle caratteristiche geometriche ed elastiche delle sezioni, dei carichi applicati e della rigidità del letto di molle k_m . È quindi evidente che la risoluzione del problema dipende dalla stima della rigidità del letto di molle che viene analizzata nel paragrafo seguente.

Stima di k_m

Per valutare la rigidità del letto di molle si è pensato di considerare le molle come delle bielle che collegano gli assi delle travi in c.a. e del pannello in muratura. Le bielle in questione saranno costituite da una parte in calcestruzzo armato e una parte in muratura, vedi figura, e avranno una lunghezza complessiva pari alla distanza tra gli assi delle travi, quindi indicando con λ la lunghezza delle bielle si avrà:

$$\lambda = h_1 + h_2 \quad (\text{A.34})$$

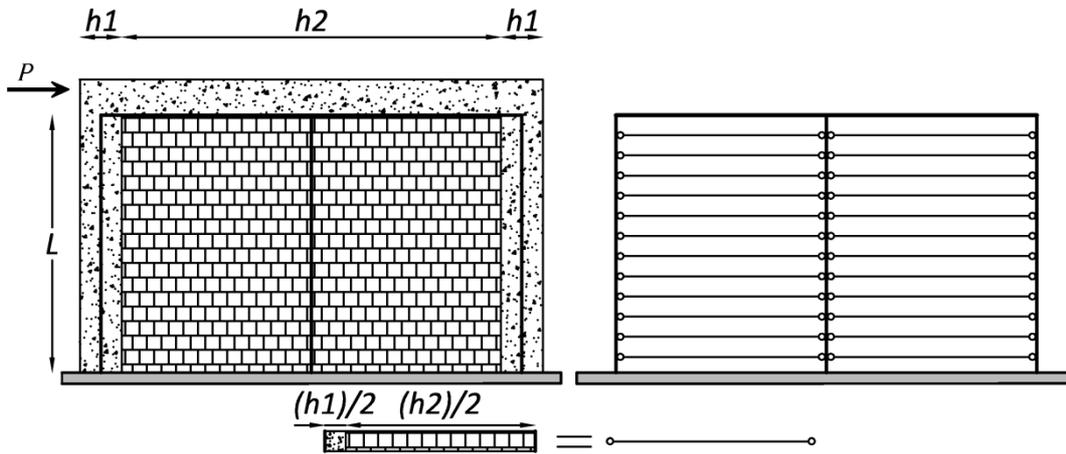


Figura 65: Schematizzazione bielle

L'area trasversale complessiva delle bielle sarà

$$A_{tot} = b \cdot L \quad (A.35)$$

Dove b è lo spessore del muro e L è l'altezza delle travi, la biella infinitesima avrà quindi area totale:

$$A_i = b \quad (A.36)$$

Le bielle che agiscono sono sempre due, una a sinistra e una a destra del pannello murario, per cui l'accorciamento complessivo delle due bielle sottoposte a sforzo normale N è pari a

$$\Delta\lambda = \frac{Nh_1}{A_i E_c} + \frac{Nh_2}{A_i E_m} \quad (A.37)$$

Che è la somma degli accorciamenti delle due parti in calcestruzzo armato ed in muratura conseguentemente la rigidezza della biella è:

$$N = R = \frac{A_i E_c E_m}{(E_m h_1 + E_c h_2)} = \frac{b E_m E_c}{(E_m h_1 + E_c h_2)} = k_m \quad (A.38)$$

Nota l'espressione di k_m è possibile calcolare tutte le caratteristiche che sono di interesse, carico di scambio, momento flettente, taglio, spostamenti dell'asse. Nel seguito si disegnano i grafici delle caratteristiche citate.

Carico distribuito q_c

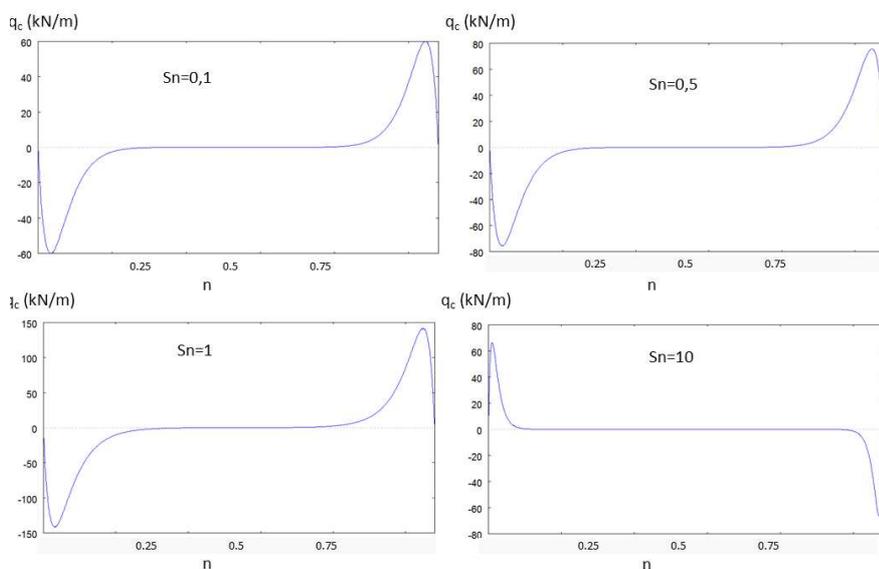


Figura 66: Carico lungo l'asse per $sn=0,1;0,5;1;10$

Il carico nel caso delle molle è costantemente uguale a zero nelle sezioni di incastro, tra l'altro non poteva che essere così in quanto in quei punti la differenza tra gli spostamenti delle travi è nulla, e presenta un tratto in cui il carico cresce molto velocemente fino ad arrivare al massimo, che si trova a circa $1/10$ della lunghezza della trave, per poi decrescere fino ad arrivare a zero in mezziera della trave. Oltretutto si nota anche, al di là dell'andamento diverso lungo l'asse della trave, anche una diversità numerica tra i due carichi, infatti, il valore massimo (o minimo) del carico nel caso di bielle rigide, a parità di geometria, è sempre più del doppio di quello che viene scambiato nel caso in cui vi siano le molle al posto delle bielle. Tuttavia tale diversità non si ripercuote così vistosamente nelle caratteristiche delle sollecitazioni taglio e momento flettente il cui grafico è qualitativamente simile a quello del caso con bielle rigide.

Confronto tra modelli :Modello con bielle rigide(b) vs Modello con molle(c)

Nel seguito verranno confrontati i risultati che si ottengono dai vari modelli semplificati che sono stati analizzati. I confronti verranno fatti considerando le differenze percentuali nei valori delle Caratteristiche della Sollecitazione, Taglio e Momento Flettente, nei vari schemi. Il fine è quello di dare una valutazione quantitativa di quali siano gli effetti che i vari carichi di scambio tra gli assi delle travi, siano indotti da bielle rigide o da molle elastiche, provocano a livello di sollecitazioni interne del pannello. I confronti sono effettuati solo su metà dell'asse del pannello, in quanto per condizioni di simmetria del problema l'altra parte è facilmente deducibile, e facendo variare la larghezza del pannello. Laddove possibile si utilizzeranno come variabili la snellezza del pannello sn e l'ascissa

relativa n , laddove, invece per problemi strettamente numerici e di visualizzazione, non fosse possibile utilizzare queste variabili utilizzeremo l'ascissa assoluta s (espressa in cm) e la larghezza del pannello h_2 (anch'essa in cm) ovviamente questo utilizzo non modifica assolutamente le condizioni del problema.

I confronti verranno fatti :

- tra il modello con bielle rigide (b) e quello con molle elastiche (c);
- tra il modello con bielle rigide (b) e quello senza nessun collegamento tra gli assi delle travi (a).

Le formule di confronto delle sollecitazioni sono:

- Taglio

$$\Delta_T = 100 \frac{T_b - T_{c/a}}{T_b} \quad (\text{A.39})$$

- Momento Flettente

$$\Delta_M = 100 \frac{M_b - M_{c/a}}{M_b} \quad (\text{A.40})$$

Dai confronti effettuati si evince che le differenze maggiori tra i due modelli si hanno in prossimità dell'incastro ($0 < s < 40$ cm), anche se un ruolo importante viene giocato dalla snellezza del pannello. Infatti, che al diminuire della snellezza del pannello le differenze tra i due modelli tendono a scomparire, per esempio per pannelli molto tozzi ($sn=0,1$) la differenza massima nei tagli è di circa 1,6% mentre per i momenti flettenti si attesta sullo 0,03% (in pratica indistinguibile). Nei casi più comuni, quelli con pannelli con una snellezza compresa tra 1 e 0,5 le differenze variano tra il 7 ed il 12% per i tagli e tra lo 0,1 e lo 0,15% per i momenti flettenti.

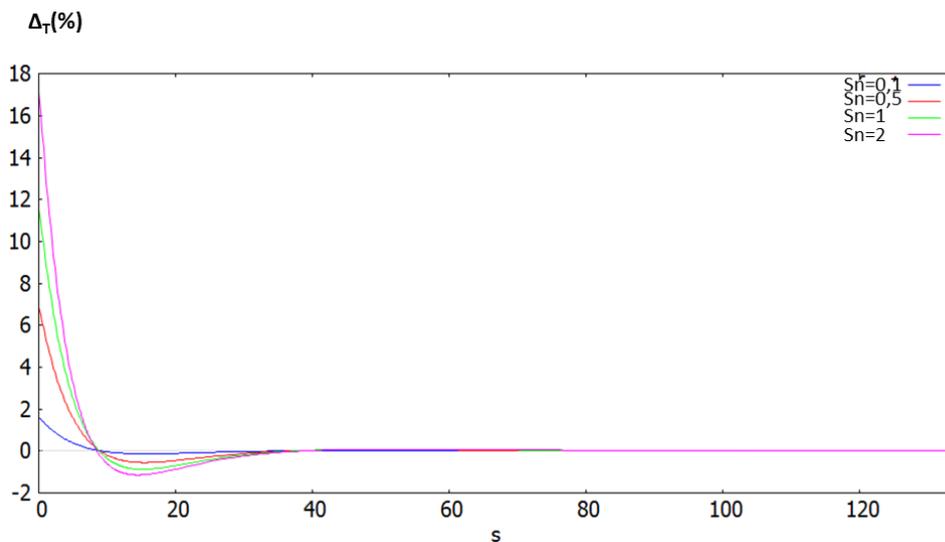


Figura 67: Confronto modello b vs modello c Taglio lungo l'asse

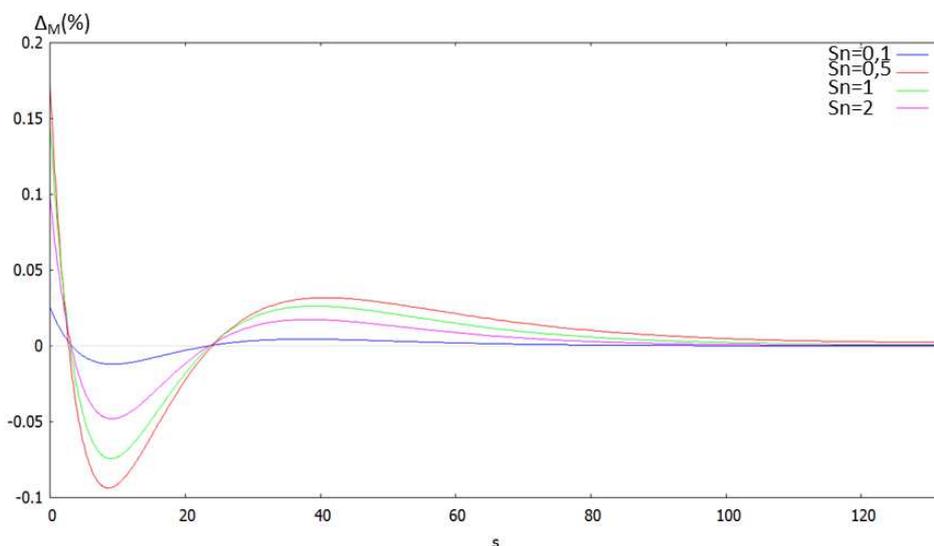


Figura 68: Confronto Modello b vs modello c Momento Flettente lungo l'asse

Per completezza del confronto, in virtù del fatto che l'espressione della rigidità delle molle è funzione non solo delle dimensioni degli elementi, e quindi dei loro rapporti, ma anche dei materiali impiegati, si è deciso di fare un confronto tra i due modelli mantenendo fissa la geometria ma variando i rapporti fra i moduli elastici dei materiali. I grafici che seguono si rifanno alla situazione in cui il pannello in muratura sia quadrato, $L_2 = 2,7$ m e $h_2 = 2,7$ m, mentre il modulo di Young della muratura varia da 5.000.000 kN/mq a 30.000.000 kN/mq.

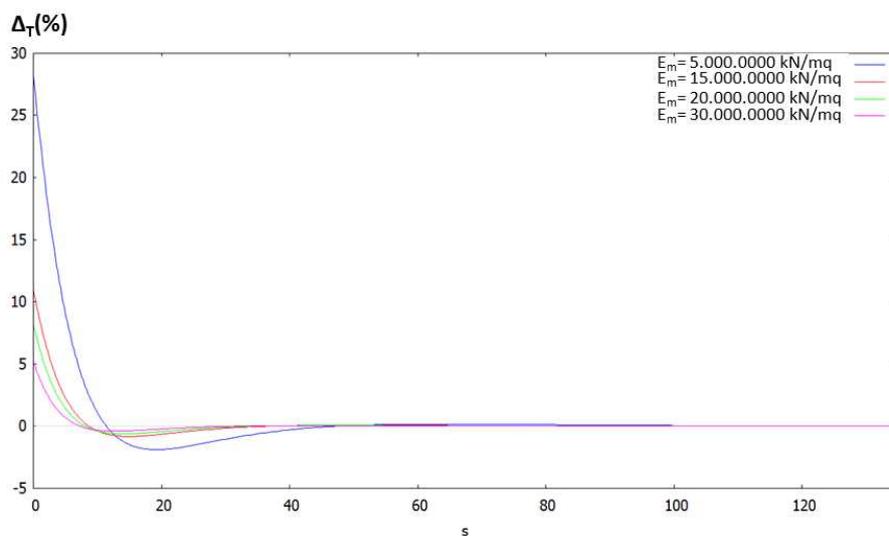


Figura 69: Confronto modello b vs Modello c Taglio lungo l'asse al variare del modulo elastico del pannello

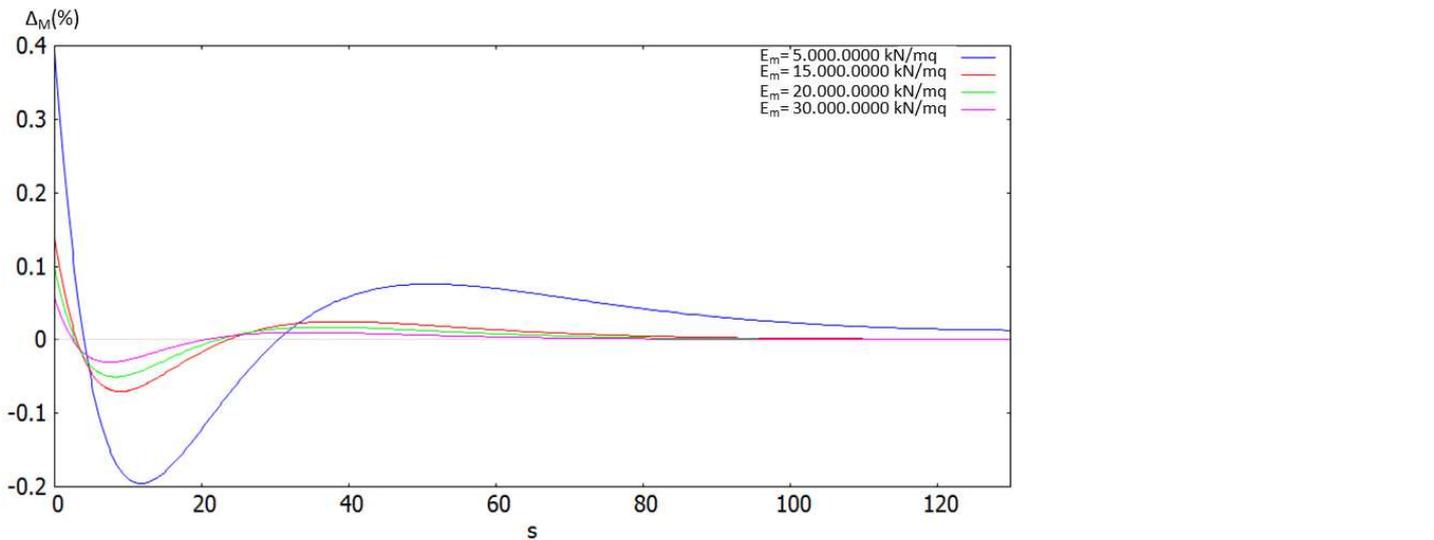


Figura 70: Confronto modello b vs modello c Momento Flettente lungo l'asse al variare del modulo elastico del pannello

Come si vede dai grafici anche qui le differenze sono più rilevanti sono quelle che si registrano nella sezione di incastro, per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche apicali, Taglio massimo nella mezzeria del pannello e Momento Flettente, le variazioni sono pressochè nulle. In conclusione si può affermare che, per gli intervalli di valori geometrici e elastici che sono stati analizzati, i due modelli sono praticamente identici ai fini della valutazione del comportamento globale della struttura.

A3. Modello FEM – ottimizzazione tessitura

Prima di procedere con l'analisi dei vari modelli FEM, è necessario verificare che la tessitura degli elementi finiti sia idonea a caratterizzare il problema. Per far questo si è redatto una serie di modelli FEM basati su una geometria comune. La geometria che si è scelto è quella di un pannello di dimensioni cm 300x25x270, ai lati di questo pannello vi sono due pilastri di dimensioni 25x25x270 il tutto sormontato da una trave orizzontale di dimensioni 30x25x350. Le caratteristiche dei materiali, dei carichi, dei vincoli e la tipologia di analisi svolte sono quelle descritte capitolo 2, mentre la tessitura degli elementi è:

- Modello 1: tessitura con elementi di dimensione 25x30 cm
- Modello 2: tessitura con elementi di dimensione 12,5x15 cm
- Modello 3: tessitura con elementi di dimensione 6,25x7,5 cm
- Modello 4: tessitura con elementi di dimensione 3,125x3,75 cm

Come parametri per confrontare i risultati ottenuti dai vari modelli si è scelto di valutare: lo spostamento in sommità del pannello murario ed il valore del taglio nella sezione di mezzeria del pannello. I risultati sono riportati nella seguente tabella

Modello	MESH (cm)	N.Nodi	N. Gradi Libertà	$v(L)$ - c m	T(L/2)kN	$\Delta v(L)$ %	Δ T(L/2)%
1	25x30	165	990	0,00651	94,7466		
2	12,5x15	609	3654	0,00657	94,9554	0,91	0,21
3	6,25x7,5	2337	14022	0,00659	95,034	0,3	0,08
4	3,125x3,75	9153	54918	0,00660	95,0348	0,15	0,0008

Tabella 27: Modelli con tessitura diversa

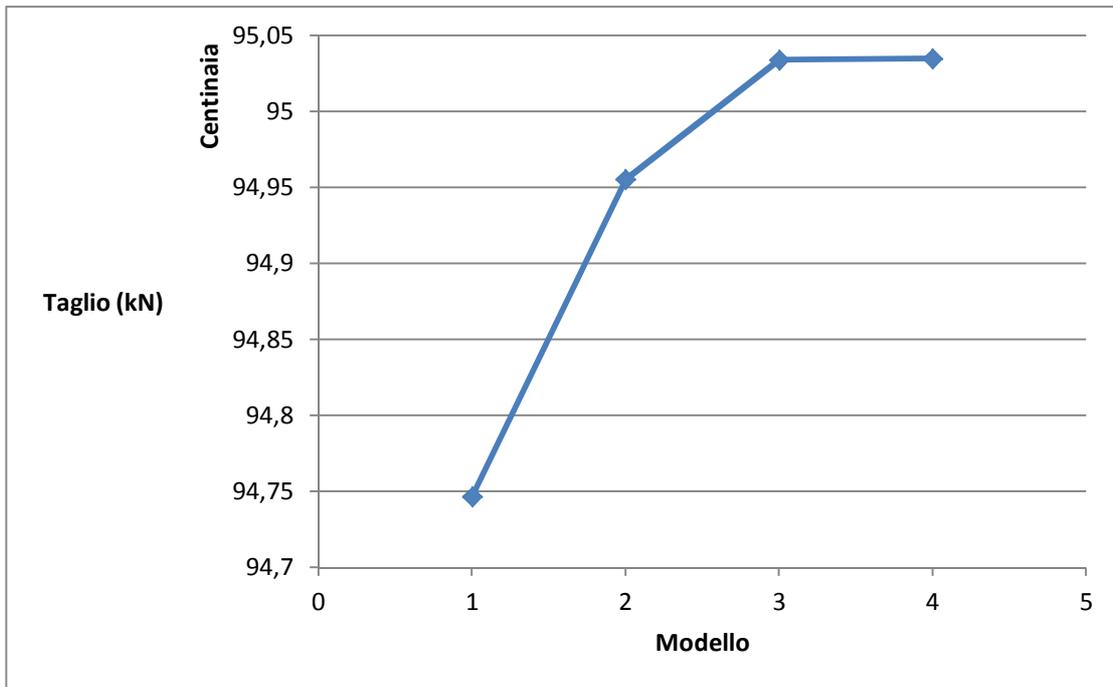


Figura 71: Taglio nella mezzeria del pannello

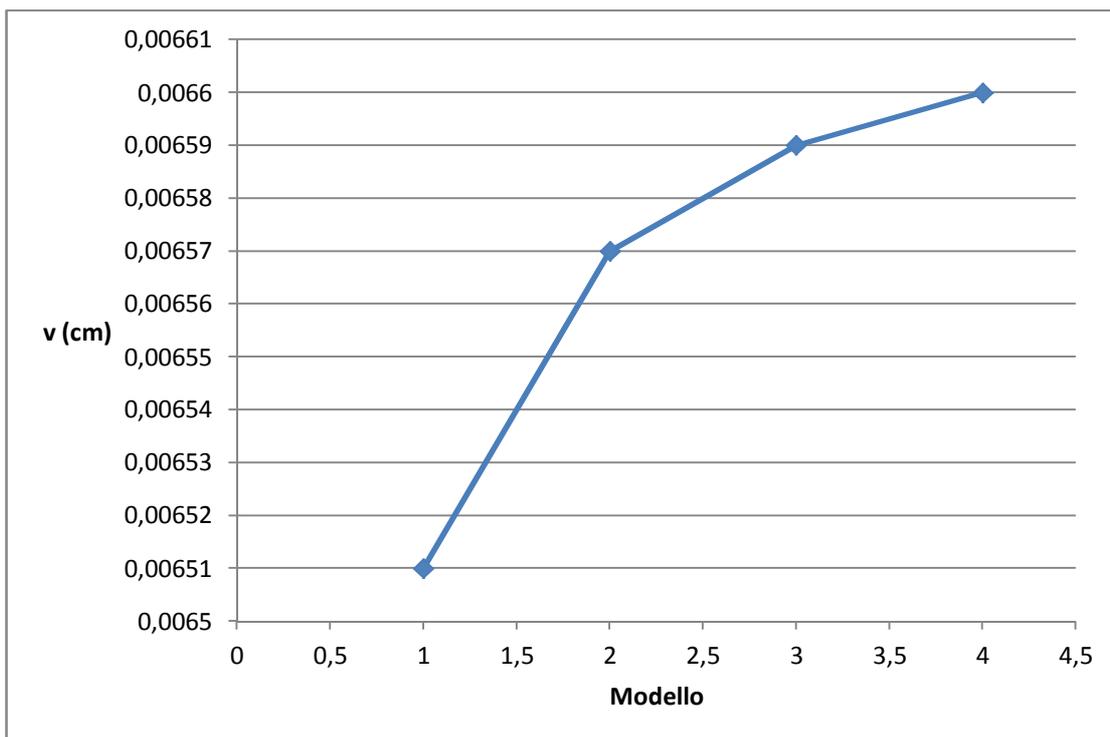


Figura 72: Spostamento in sommità del pannello

La tessitura che si ritiene abbia un miglior rapporto tra onere computazionale e precisione dei risultati è quella utilizzata per il modello 3 in quanto le variazioni percentuali tra modelli successivi, la tabella si riferisce alla variazione che si ottiene confrontando i dati ottenuti da due modelli consecutivi, mostrano che nel passaggio dal modello 3 al modello 4 la differenza percentuale è minima, dell'ordine dello 0,1% sul valore dello spostamento in sommità e dello 0,0008% sul valore del Taglio massimo.

A4. Evoluzione macchine da prova⁴

Nel seguito si riporta un piccolo studio su l'evoluzione delle macchine da prova dalle loro origini fino ai giorni nostri. Il motivo di questa digressione è sia quello di capire quale è stata l'evoluzione di questi macchinari sia quello di prendere spunti dallo studio di questi macchinari, antichi e moderni, da reinterpretare nel progetto del dispositivo portatile. La prima macchina con cui eseguire dei test sui materiali è stata realizzata da Leonardo da Vinci e la sua descrizione ed i disegni si trovano nel Codice Atlantico (70). È una macchina estremamente semplice che provoca la rottura di fili in metallo, per raggiungimento della tensione di trazione ultima.

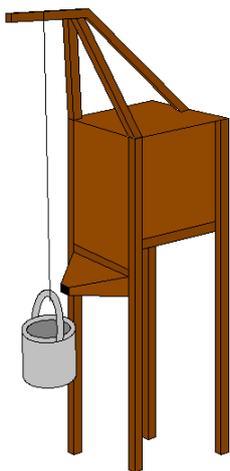


Figura 74: Leonardo da Vinci - Macchina da prova

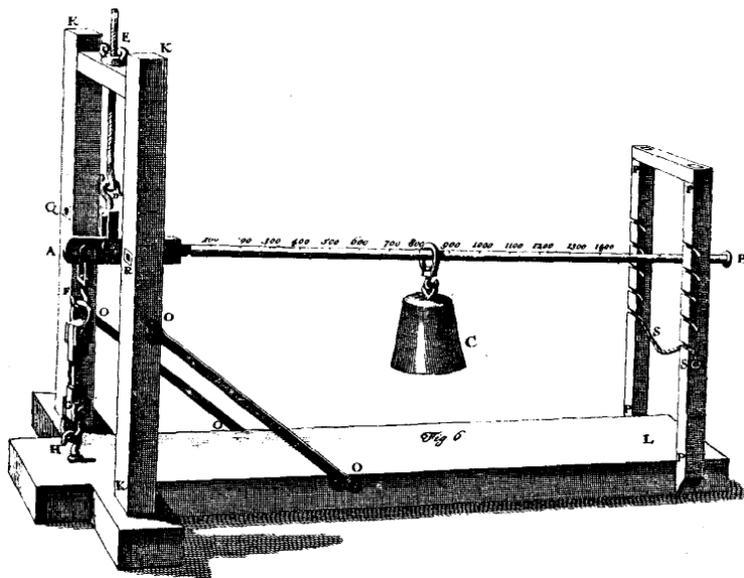


Figura 73: Musschenbroek - Macchina da prova (1756)

In (71) si indica come prima macchina di prova quella costruita nel 1756, da Pietr van Musschenbroek, in Olanda presso l'Università di Leyden. La macchina in questione si basa sul principio della leva e permetteva di fare prove su provini di metallo e legno con dei diametri di circa 0,25 cm per il ferro e 0,50 cm per il legno. Tuttavia la prima macchina in grado di effettuare test su provini di dimensioni accettabili fu costruita nel 1768 da Jean-Rodolphe Perronet ed aveva una capacità di carico di 18 tonnellate. A questa seguirono varie macchine con capacità di carico sempre maggiori ma basate sempre sul principio della leva. Nel 1813 fu costruita da Mr Fuller la prima macchina che utilizzava la pressione idraulica per applicare il carico e la lettura del carico veniva effettuata mediante un manometro.

⁴ Adattato da (71)

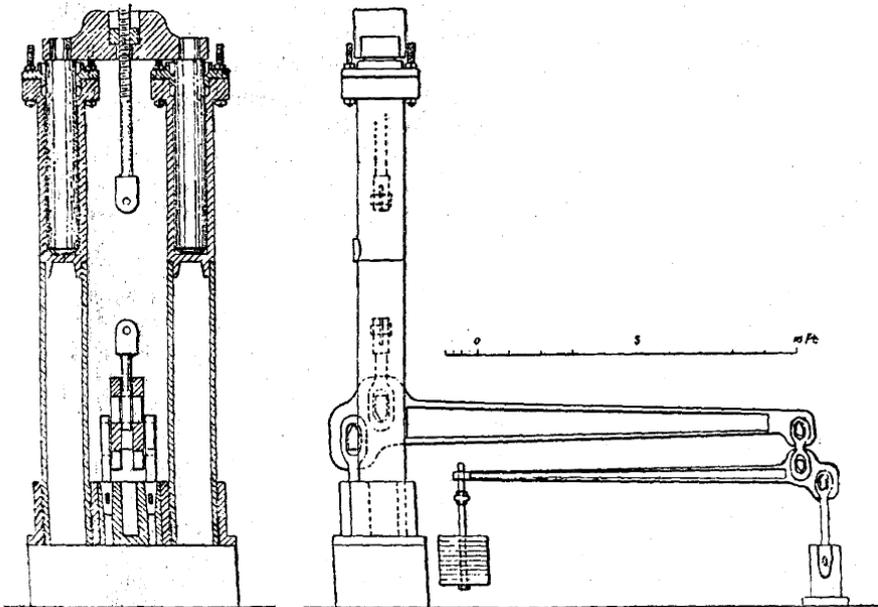


Figura 75: William Williams - Macchina da prova (1829)

Nel 1829, ad opera dell'ingegnere William Williams, fu realizzata la prima macchina da test con caratteristiche simili a quelle dei laboratori contemporanei. La macchina faceva un utilizzo combinato di meccanismi a leva, per misurare i carichi, e meccanismi idraulici ed aveva una capacità di carico di 130 tonnellate. Nel 1858 David Kirkaldy costruì la sua macchina da prova, era una macchina a leva senza grandi innovazioni tecnologiche, rispetto al tempo, ma con una capacità di carico di 453 tonnellate.

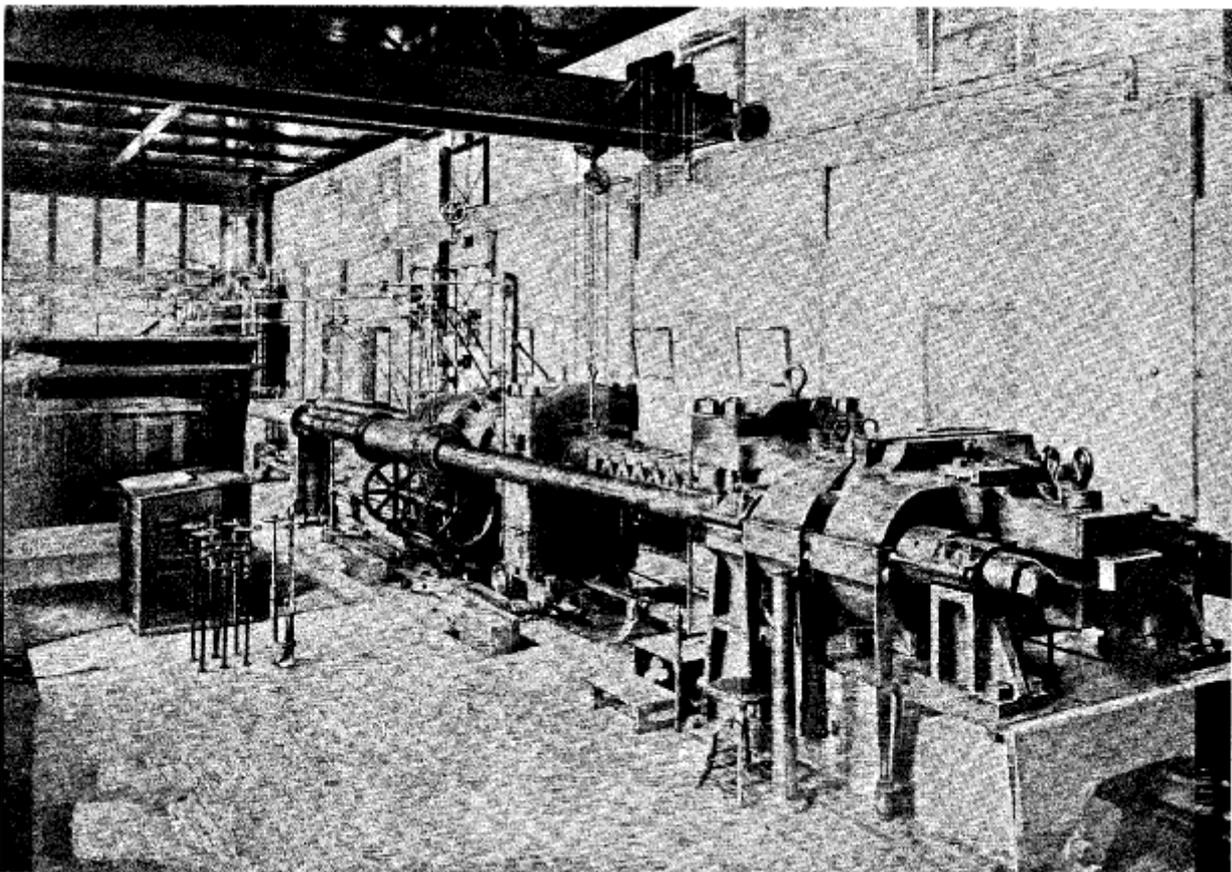


Figura 76: "The United State Testing Machine" realizzata da Mr. Emery 1883

Una grande svolta nel settore delle macchine da prova si ebbe nel 1872 quando il congresso americano decise, sulla base di un memoriale inviatogli da un gruppo di ingegneri americani, di avviare una sperimentazione su larga scala di provini in acciaio e ghisa per la caratterizzazione completa di questi due materiali. Questo documento portò alla realizzazione della "*The United State Testing machine*", una macchina da prova con una capacità di carico in compressione di 453 tonnellate ed in trazione di 360 tonnellate e capace di testare provini di circa 9 metri di lunghezza.

Questa macchina, realizzata nel 1883 da Mr Emery, rappresenta una delle pietre miliari nel settore delle macchine da prova in quanto è la prima macchina costruita per fare sperimentazione su larga scala, oltre al fatto che le innovazioni tecnologiche e la maestria dei costruttori la rese estremamente superiore a tutte le altre macchine presenti al tempo sia come capacità di carico che come precisione dei risultati.

Nel periodo tra la fine dell'Ottocento e gli inizi del Novecento in Europa vennero costruite due grandi macchine da prova: la prima, costruita in Germania su progetto di Hoppe, era una macchina con una capacità di 500 tonnellate in grado di accogliere provini di 15 metri, mentre la seconda, costruita in Inghilterra, era una macchina da 300 tonnellate con capacità di accogliere provini di 26 metri.

Nel 1907 il disastro del ponte sul Quebec, fece avvertire l'esigenza di realizzare grandi macchine da prova in grado di testare elementi strutture in scala reale. Per questo motivo si realizzarono macchine da prova sempre più grandi e potenti fino ad arrivare alla macchina progettata da Mr Emery del 1909 in grado di sviluppare una forza di 10.000 tonnellate in compressione e 5.000 tonnellate in trazione con la capacità di testare provini di 30 metri, macchina che, però, non è mai stata realizzata.

Nel 1932 venne installata, presso il laboratorio dell'Università della California, una macchina da prova con una capacità di 1.800 tonnellate in compressione e 1.300 tonnellate in compressione con possibilità di testare provini lunghi 10 metri.

Negli stessi anni si assiste anche al tentativo di miniaturizzare questi dispositivi, infatti negli anni tra il 1900 ed il 1936 c'è il deposito di vari brevetti riportanti progetti di macchine da prova, per test in compressione ed in trazione, portabile, quindi di dimensioni e capacità ridotte, tuttavia questi progetti non hanno avuto seguito (72).

Dal 1932 fino ai giorni nostri non si registrano rivoluzioni nella concezione delle macchine da prova, tuttavia è possibile verificare che l'espansione ed il progresso della parte elettronica, ha influito fortemente sullo sviluppo dei macchinari specialmente sulla parte dedicata alla rilevazione delle misure e sul controllo dell'applicazione del carico.

A5. Mix design provini calcestruzzo

Il metodo utilizzato per progettare il cls è quello descritto nel *Manuale dell'Ingegnere* - Nuovo COLOMBO-HOEPLI 84° edizione (52), facente riferimento a ACI 211.1-91 (73), ed è un metodo sostanzialmente grafico. Il grafico utilizzato è riportato nel seguito.

Il nostro caso specifico prevede come vincolo principale che il diametro massimo degli inerti presenti nell'impasto sia inferiore a 20 mm, inoltre abbiamo bisogno di una buona lavorabilità per cui scegliamo un valore di slump = 90 mm. Il calcestruzzo che vogliamo ottenere è buono ma non di caratteristiche troppo elevate, per cui scegliamo una resistenza di circa 30 N/mm². Noti tutti questi dati possiamo utilizzare il grafico fornito nel manuale.

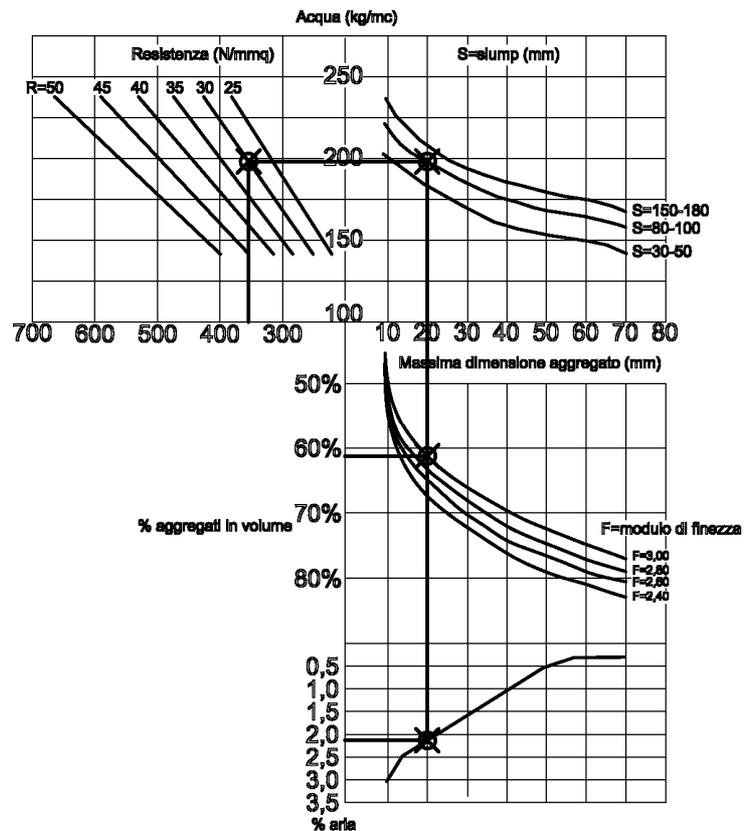


Figura 77: Mix design- Metodo Grafico (52)

I risultati del grafico ci indicano:

- acqua = 196,26 kg/mc
- cemento = 354 kg/mc
- aria = 2,136%

Per quanto riguarda la percentuale di inerti è necessario stabilire quale sia il modulo di finezza della sabbia utilizzata.

Granulometria

Nel manuale (52) vi sono i grafici di tre tipologie di granulometrie, facenti riferimento alla ACI 207.1R-05 (74) nel nostro caso dobbiamo utilizzare la granulometria media che prevede, secondo il grafico che vi sia una componente di sabbia degli inerti pari al 34,4 % (si considera sabbia il passante al filtro di 4,8 mm). Inoltre è possibile ricavare il modulo di finezza della sabbia considerando che su un totale di 34,4 kg di sabbia ho questa distribuzione (dedotta dal grafico)

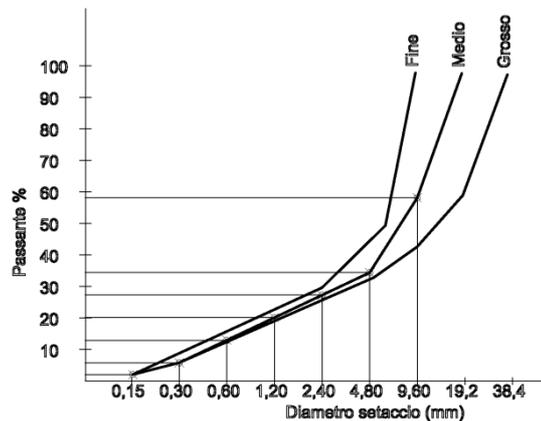


Figura 78: Curve granulometriche (52)

Dim vaglio	Massa trattenuta	Frazione massa	Somma delle frazioni
4,8	0	0	0
2,4	7,2	0,209	0,209
1,2	7,2	0,209	0,418
0,6	7	0,203	0,621
0,3	7,2	0,209	0,830
0,15	2,7	0,107	0,937
0,15<	2,1	0,063	-
totali	34,4 kg	1	3,015

Tabella 28: Distribuzione granulometrica secondo (52)

L'indice di finezza della sabbia è quindi 3, considerando quindi il diametro massimo dell'aggregato si ha che la percentuale in volume sull'aggregato è pari a 61,2%. Da notare, inoltre, che il grafico suddetto indica anche quale deve essere distribuzione per gli inerti maggiori, per cui si che il 41,9% degli inerti deve avere un diametro compreso tra 19,2 e 9,6 mm; mentre il 23,7% degli inerti deve avere un diametro compreso tra i 9,6 e 4,8 mm. In conclusione considerando:

- cemento avente densità pari a 3150 kg/mc, quindi $354/3150 = 0,112$ mc;
- inerti aventi densità in mucchio pari a 1600 kg/mc e densità effettiva pari a 2600 kg/mc; quindi $0,612 \cdot 1600/2600 = 0,376$ mc
- aria 0,002136 mc
- acqua 0,19626 mc
- sabbia avente indice di finezza = 3 e densità pari a 2550 kg/mc, quindi $1 - 0,686396 = 0,313604$ mc

In conclusione 1 mc di impasto è costituito dalle seguenti quantità

Tipo	Kg
Acqua	196
Cemento	354
Aggregato grosso < 20 mm	979,2
Aria	0
Sabbia	799,6902
Tot	2328 kg

Tabella 29: Impasto teorico cls secondo (52)

Per eseguire 70 provini delle dimensioni cm 10x10x50 è necessario un volume di cls di 0,35 mc per cui le quantità necessarie, utilizzando l'impasto sopra descritto, sono:

- acqua = 69 litri
- cemento = 124 kg
- inerte < 20 mm = 343 kg così distribuiti:
 - 123 kg inerti con diametro compreso tra 5 e 10 mm;
 - 220 kg inerti con diametro compreso tra 10 e 20 mm.

- sabbia = 280 kg

La sabbia poi sarà distribuita, tenendo conto dei setacci presenti in laboratorio, nel modo seguente

Φ (mm) vaglio	Massa trattenuta	Frazione massa
5,0	0	0
2,5	58 kg	0,209
1,5	58 kg	0,209
0,6	58 kg	0,203
0,3	58 kg	0,209
0,15	30 kg	0,107
0,15<	18 kg	0,063
Totali	280 kg	1

Tabella 30: Sabbia distribuzione granulometrica secondo (52)

Impasto reale e getto dei provini

Le descrizioni degli impasti sviluppate finora sono essenzialmente degli impasti “teorici”, tuttavia, durante il getto, si sono dovute apportare delle modifiche agli impasti a causa di oggettive difficoltà nel riuscire a riprodurre la curva granulometrica teorica. Inoltre il getto complessivo dei provini è stato suddiviso su tre betoniere in cui l’impasto utilizzato è riportato nel seguito:

- acqua = 30 litri
- cemento = 50 kg
- inerte < 20 mm = 138 kg così distribuiti:
 - 88 kg inerti con diametro compreso tra 10 e 20 mm.
 - 50 kg inerti con diametro compreso tra 5 e 10 mm;
- sabbia = 280 kg così distribuiti:
 - 23 kg con diametro compreso tra 2,5 e 5 mm;
 - 23 kg con diametro compreso tra 1,5 e 2,5 mm;
 - 65 kg con diametro inferiore a 1,5 mm.

A6: Analisi statistiche sui campioni

Nelle elaborazioni che sono state eseguite in questo studio, con particolare riguardo alla parte sperimentale per testare il Dispositivo Portatile di Prova, si è sempre utilizzato una funzione di distribuzione di probabilità di tipo normale, o Gaussiana che dir si voglia. La scelta di questa distribuzione è stata fatta per motivi di semplicità e praticità nella gestione dei dati, tuttavia è comunque necessario mettere in atto dei controlli per verificare che la distribuzione scelta sia idonea a rappresentare il campione, o per dirla in un altro modo, che il campione sia significativo per la distribuzione scelta. Questa verifica, che deve essere fatta per ogni campione di materiale provato, viene svolta secondo due metodi che sono illustrati in (51) e sono sostanzialmente:

1. il primo è un metodo puramente qualitativo che consiste nel confrontare a livello grafico le cumulative che si ottengono dalla distribuzione continua scelta e quella ottenuta dal campione. Il test così effettuato è, come già accennato, di tipo qualitativo per cui serve solo a dare una idea immediata degli errori che si stanno compiendo.
2. Il secondo metodo è invece un metodo più quantitativo ed è spiegato nel dettaglio nel testo a riferimento. Volendo sintetizzarlo in pochi passaggi si può dire che come prima cosa si definisce un indice, nel testo (51) è indicato con I , che è definito in maniera tale da dare indicazioni sulla distanza che c'è tra la cumulativa generata da campione, che è di tipo discreto, e quella generata dalla distribuzione gaussiana. Successivamente, dividendo questo numero per la differenza tra i valori estremi del campione e moltiplicandolo per 100 si ottiene un valore dell'errore di fit che si compie utilizzando quella particolare distribuzione. L'errore calcolato viene utilizzato per verificare la distribuzione in questo modo: tramite un generatore di numeri casuali online, rintracciabile sul sito RANDOM.ORG, genero un certo numero di campioni casuali, nel mio caso 100, appartenenti alla distribuzione scelta. Per ogni campione calcolo poi l'errore di fit che compio. Confronto poi gli errori fatti con quello ottenuto dal campione originale e conto in quanti casi l'errore originale è superiore all'errore casuale calcolato. Divido il numero così ottenuto per il numero dei campioni originati e ottengo quello che in (51) è indicato come *p-value empirico* che altro non è che la probabilità che dalla distribuzione scelta venga generato un campione più "estremo" di quello che sto analizzando. In altri termini più è piccolo il *p-value empirico* più sarà improbabile che la distribuzione scelta generi un campione come quello in esame. Se il valore di *p-value empirico* è minore di 0,05 significa che la probabilità che la distribuzione utilizzata generi un campione come quello ricavato in laboratorio è minore del 5% per cui si può dire che il campione non è rappresentativo della distribuzione, o in altri termini, che la distribuzione scelta non è valida per rappresentare il fenomeno descritto dal campione. Da notare che questo test serve solo a dire se la distribuzione scelta può o meno essere utilizzata per rappresentare il campione, non dice che quella scelta è la migliore tra tutte le distribuzioni possibili. Sicuramente ci sono anche altre distribuzioni che rappresentano meglio il campione ma quello che interessa,

per i fini di questo studio, è quello di assicurarsi che non vi siano motivi per scartare la distribuzione scelta.

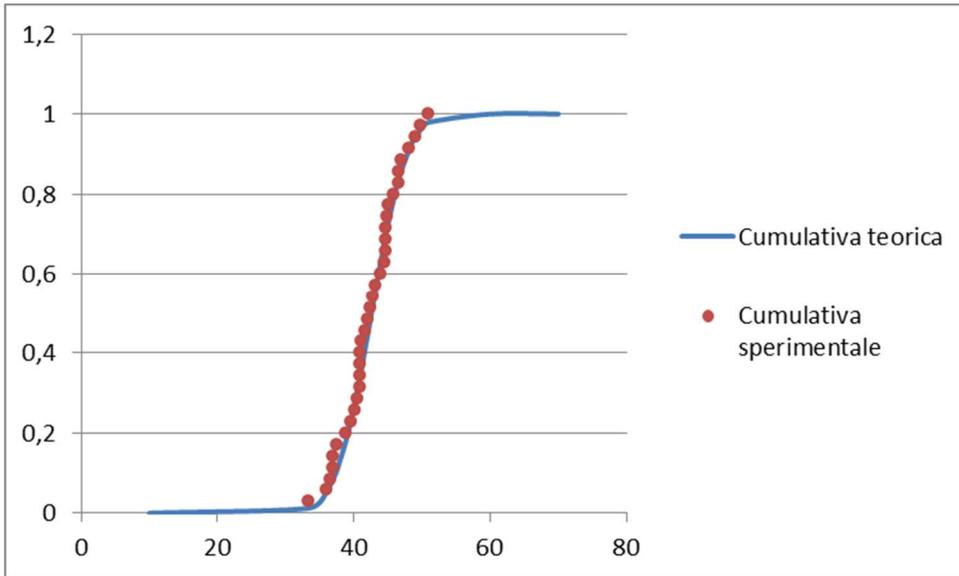
Nel seguito, quindi, per ogni campione che è stato citato nello studio, verrà dedicato un paragrafo in cui si presenta il grafico della cumulativa teorica confrontata con la cumulativa sperimentale, di seguito si indicherà l'errore di fit del campione, che verrà indicato con e_c , e una tabella con gli errori generati dai campioni casuali. Si concluderà poi indicando il *p-value empirico* per il campione sperimentale con l'accettazione o meno della distribuzione di probabilità scelta.

Calcestruzzo

Verifica campione di prova a flessione calcestruzzo con macchina di laboratorio

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.1.2.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 5,029$$

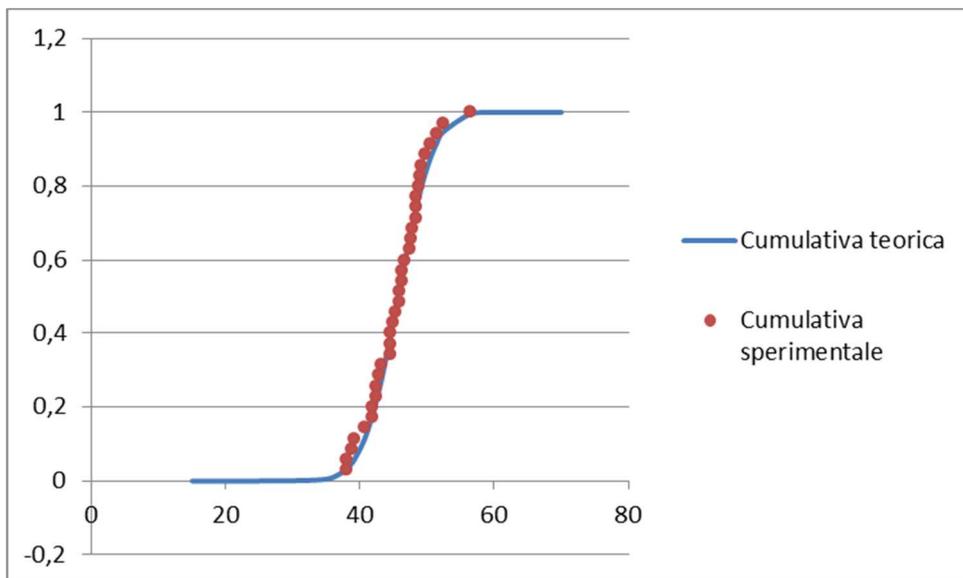
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
18,64	8,59	13,99	5,53	11,79	9,00	24,55	8,47	9,03	10,50
12,05	6,98	12,14	30,88	7,67	10,64	7,68	8,00	12,51	8,84
9,80	10,90	6,88	20,54	7,41	14,74	6,57	13,37	10,63	7,58
14,24	7,25	5,49	9,55	11,39	8,70	7,79	5,78	10,12	3,56
24,65	15,01	11,70	6,37	10,94	11,43	10,62	12,43	9,70	12,19
11,00	17,93	6,39	6,36	11,26	5,20	7,07	8,24	4,85	9,12
26,04	12,22	17,09	13,35	14,02	5,70	11,30	12,24	10,87	13,49
16,27	7,90	14,68	12,37	7,71	11,58	4,37	29,00	7,26	8,65
8,79	10,21	10,80	9,00	7,36	5,57	9,75	8,54	15,62	6,10
8,61	14,27	9,59	8,80	15,78	6,14	24,78	21,44	6,45	4,46

p -value empirico = 0,96 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a flessione calcestruzzo con DPP

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.1.2.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 4,67$$

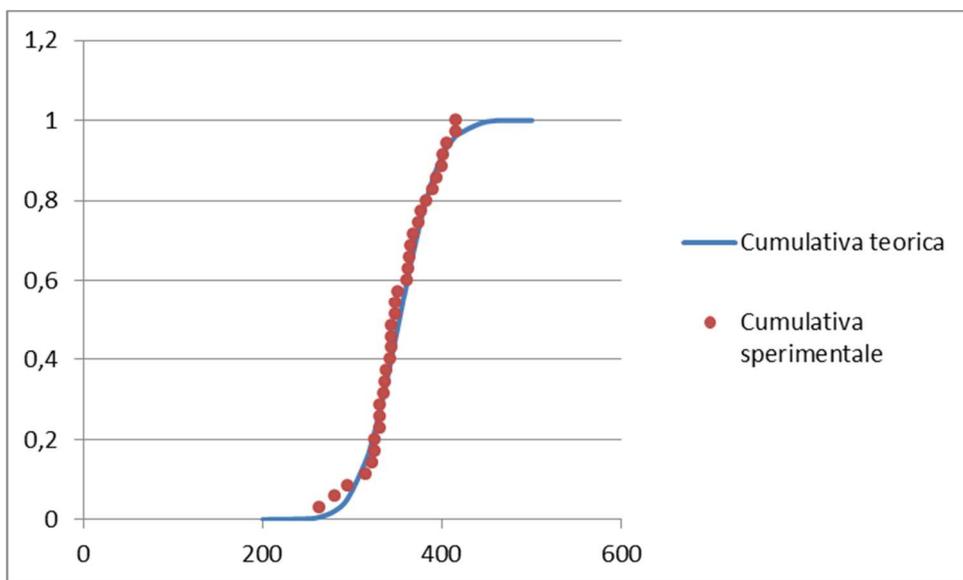
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
6,34	10,18	12,37	12,95	21,48	8,74	6,43	6,52	5,05	8,86
6,63	20,27	7,69	17,55	13,57	13,02	6,86	17,65	10,66	12,09
6,15	8,45	16,69	10,56	12,37	4,26	11,61	7,66	12,53	11,06
7,39	15,89	6,59	19,11	13,66	6,25	44,92	7,96	20,14	12,46
15,67	8,54	7,21	4,37	8,73	12,82	7,18	6,90	5,26	9,36
18,37	15,59	6,62	11,41	20,59	4,00	9,53	5,23	16,47	8,75
18,39	11,44	17,11	8,12	15,25	9,86	12,90	12,57	4,80	10,74
17,59	10,75	15,68	5,38	13,65	6,25	8,41	13,25	11,80	12,60
7,88	8,55	6,88	4,88	11,64	7,91	19,21	21,68	7,27	8,50
5,38	5,25	7,50	5,90	7,97	5,82	6,50	19,96	12,63	6,74

p -value empirico = 0,97 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a compressione calcestruzzo

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.1.3

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,70$$

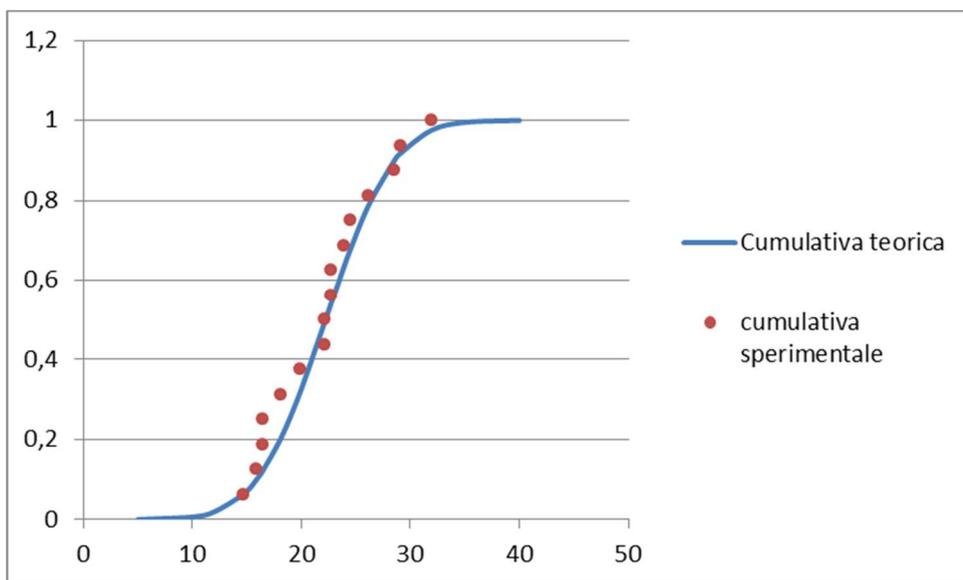
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
0,89	2,08	1,09	1,02	0,63	3,20	1,24	0,94	0,83	0,73
2,21	1,71	1,09	3,08	0,92	0,95	1,11	1,19	2,46	1,34
1,12	2,93	0,86	2,36	0,70	0,63	0,82	1,43	1,65	0,61
1,23	1,09	1,02	0,90	1,60	0,93	1,30	1,79	2,28	1,51
1,65	1,51	3,50	0,38	1,14	1,18	0,99	1,09	1,07	1,52
1,69	0,52	0,58	0,50	0,60	0,77	0,75	1,80	1,64	1,22
1,54	0,75	0,80	1,02	0,79	2,19	1,32	1,02	0,76	0,68
1,01	0,61	1,89	2,85	0,88	1,41	0,81	0,83	0,88	0,86
1,25	2,18	0,83	1,42	1,54	0,62	0,99	0,72	2,48	1,16
1,20	1,26	1,17	0,90	1,11	1,48	1,66	1,43	1,03	1,63

p -value empirico = 0,88 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a compressione micro carote con DPP

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.1.4.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 4,45$$

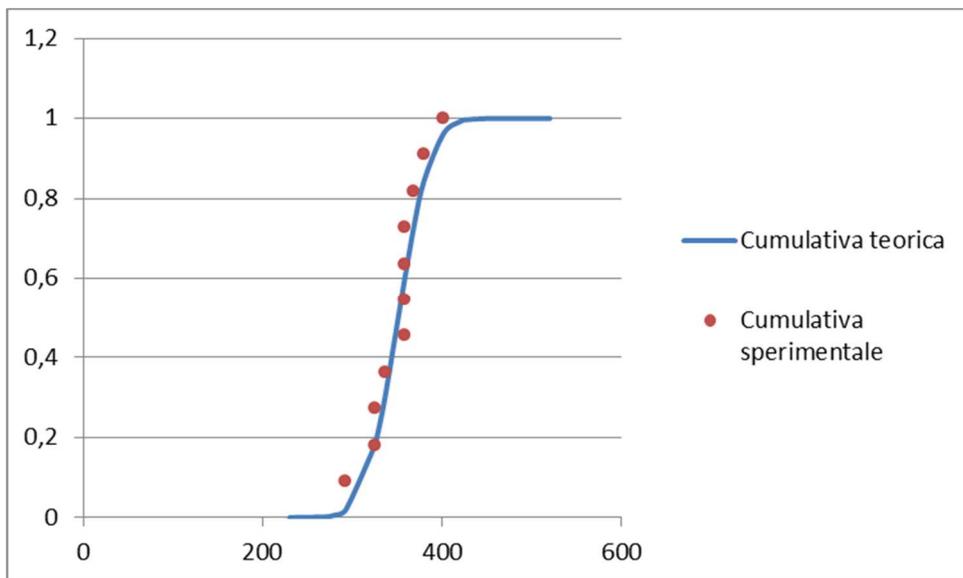
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
9,73	15,08	7,39	4,76	4,25	5,28	6,15	4,36	3,12	9,86
10,38	8,52	10,75	5,71	5,35	8,24	6,24	4,55	6,58	6,65
15,41	5,05	3,44	3,99	17,93	13,41	3,18	5,73	13,85	8,26
4,44	18,98	11,38	5,46	3,68	5,57	4,34	9,39	3,99	3,86
7,42	8,41	7,37	8,36	8,73	5,94	6,79	8,00	5,55	3,87
5,15	4,32	6,18	5,03	20,60	6,17	15,10	12,41	11,27	17,78
11,67	15,01	4,84	6,46	2,57	10,77	5,45	11,82	6,26	11,27
3,48	7,43	5,31	4,61	9,66	11,52	10,66	7,37	4,13	3,98
3,70	6,58	4,06	5,81	2,33	14,95	6,85	4,32	20,58	3,46
6,05	3,03	3,79	5,89	7,85	9,49	14,46	4,09	8,85	4,06

p -value empirico = 0,74 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a compressione indentazione con DPP

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.1.4.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,373$$

Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
1,03	1,00	0,96	0,62	1,38	1,27	2,41	1,79	0,63	0,52
1,79	0,64	1,85	0,90	0,91	3,61	1,10	1,05	1,13	1,01
0,71	0,85	0,63	0,97	0,99	3,42	0,81	2,74	1,00	0,73
1,64	0,59	3,86	2,30	0,55	0,85	0,67	0,83	2,36	1,57
1,42	0,35	1,72	1,59	1,10	1,11	1,79	1,01	1,30	1,32
0,68	2,74	2,29	1,03	0,31	1,15	0,43	0,56	1,12	1,51
1,71	1,48	1,31	0,81	1,57	0,37	1,37	1,27	0,63	1,48
0,86	2,60	0,96	2,03	0,88	1,12	0,93	2,32	2,23	1,01
1,36	3,00	1,00	1,68	0,57	0,85	3,01	0,74	1,04	0,97
1,82	1,06	0,32	1,08	3,29	2,14	2,17	1,69	1,87	0,77

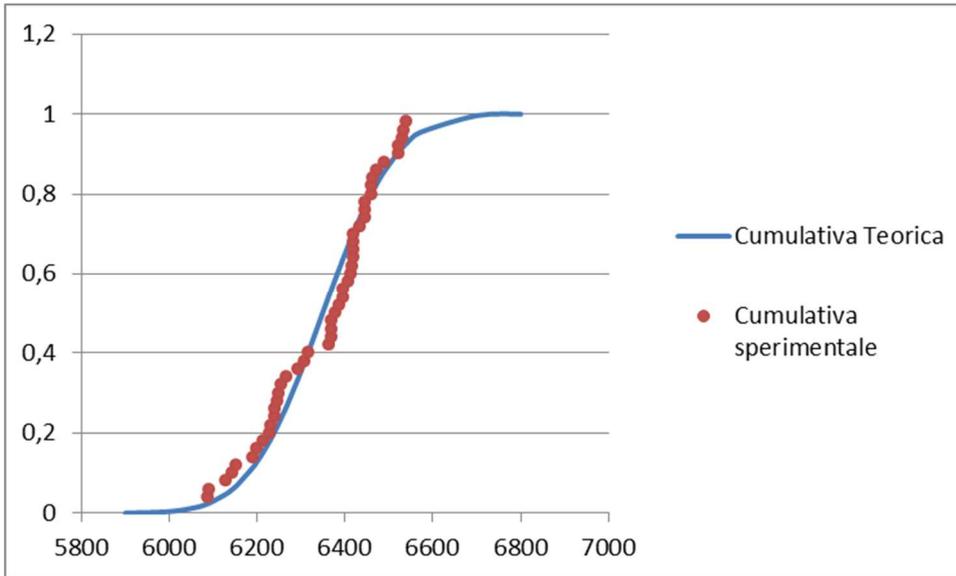
p -value empirico = 0,96 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Acciaio

Verifica campione di prova a trazione acciaio φ 10 rottura

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.2.1.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,47$$

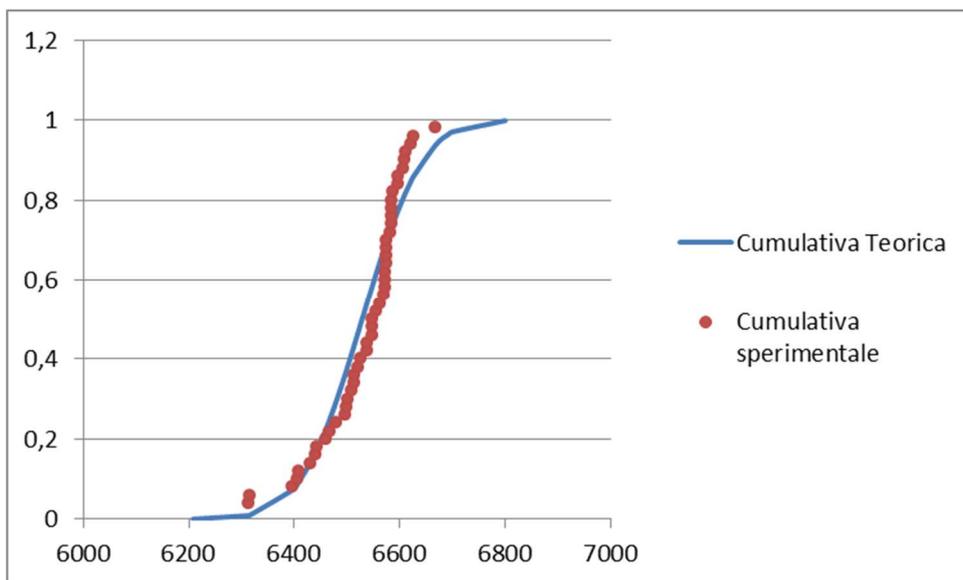
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione										
0,66	0,32	0,38	0,43	0,28	0,22	0,22	0,15	0,26	0,17	
0,36	0,27	0,49	0,43	0,68	0,27	0,43	0,46	0,45	0,23	
0,26	0,21	0,35	0,27	0,36	0,42	0,21	0,28	0,26	0,29	
0,28	0,31	0,40	0,26	0,72	0,55	0,47	0,29	0,54	0,20	
0,25	0,46	0,30	0,69	0,33	0,32	0,17	0,37	0,38	0,14	
0,25	0,56	0,95	0,30	0,61	0,30	0,15	0,75	0,25	0,79	
0,77	0,52	0,45	0,33	0,22	0,21	0,57	0,32	0,63	0,28	
0,37	0,26	0,66	0,38	0,20	0,45	0,42	0,54	0,35	0,57	
0,47	0,38	0,65	0,26	0,44	0,49	0,64	0,35	0,33	0,73	
0,61	0,34	0,23	0,74	0,77	0,46	0,50	0,66	0,38	0,34	

p -value empirico = 0,28 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a trazione acciaio φ 12 rottura

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.2.1.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,68$$

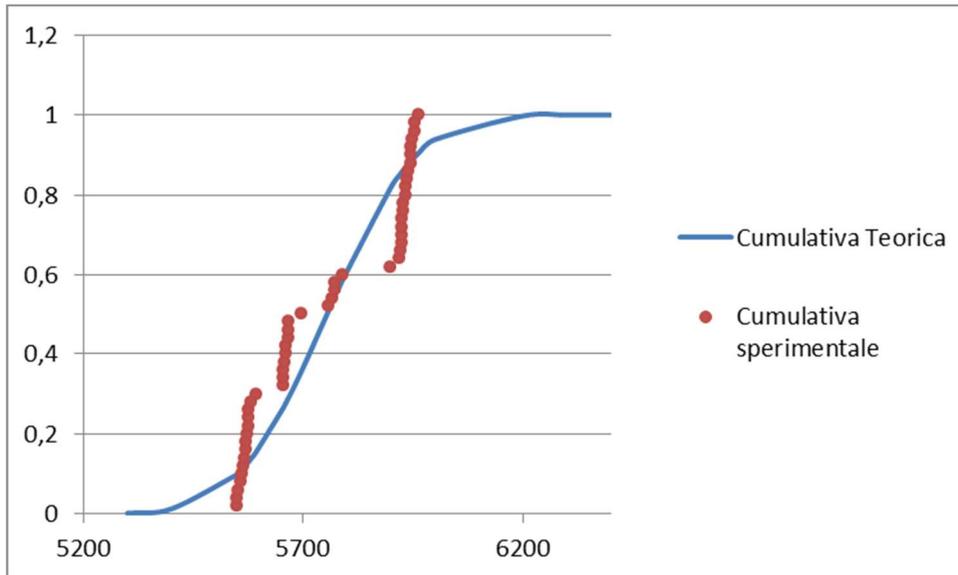
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
0,93	0,64	0,75	0,32	0,36	0,50	0,31	0,47	0,24	0,62
0,44	0,48	0,33	0,26	0,53	0,77	0,29	1,10	0,26	0,63
0,48	0,35	0,72	0,36	0,62	0,22	0,37	0,45	0,40	0,59
1,31	0,44	0,42	0,45	0,79	0,56	0,50	0,42	0,29	1,12
0,52	0,74	0,52	0,29	0,60	0,80	0,29	0,73	0,30	0,61
0,37	0,71	2,06	0,34	0,53	0,53	0,65	0,66	0,37	1,64
0,55	0,21	0,57	0,45	1,03	0,66	0,48	0,29	0,56	0,54
0,85	0,44	0,23	0,87	0,25	0,54	0,29	1,02	0,27	0,37
1,00	0,63	0,57	0,70	0,69	0,51	0,39	0,22	1,23	0,89
1,05	0,32	0,49	0,40	0,53	1,46	0,74	0,32	0,78	0,19

p -value empirico = 0,27 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a trazione acciaio φ 16 rottura

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.2.1.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale non segue quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 1,022$$

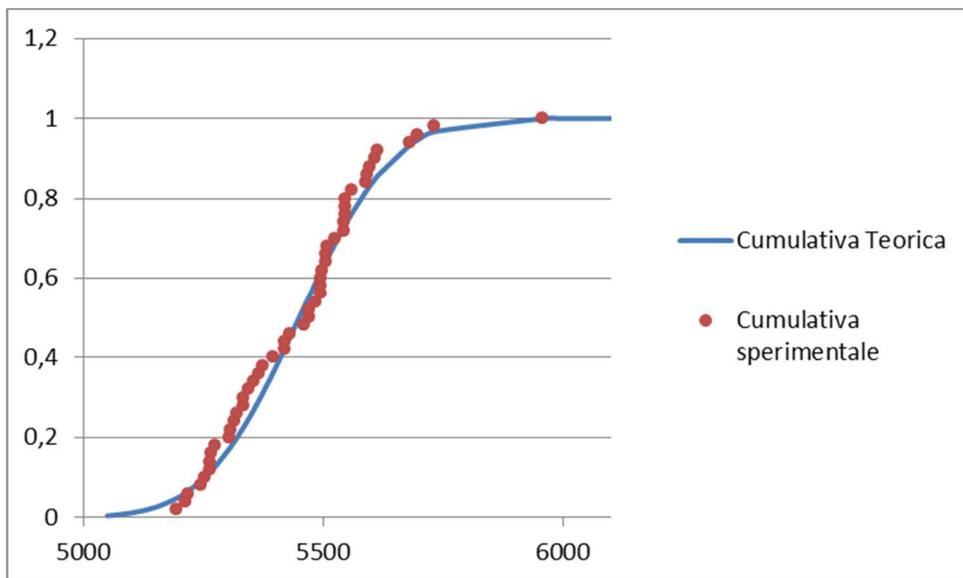
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
0,14	0,38	0,31	0,22	0,26	0,38	0,35	0,18	0,26	0,47
0,33	0,18	0,26	0,36	0,14	0,24	0,32	0,41	0,45	0,25
0,10	0,10	0,30	0,30	0,24	0,17	0,43	0,20	0,24	0,43
0,29	0,24	0,46	0,37	0,22	0,15	0,40	0,18	0,33	0,26
0,17	0,14	0,15	0,10	0,46	0,38	0,25	0,46	0,36	0,16
0,37	0,21	0,57	0,19	0,46	0,17	0,26	0,60	0,27	0,26
0,30	0,61	0,24	0,41	0,12	0,33	0,51	0,23	0,22	0,48
0,32	0,26	0,44	0,33	0,25	0,44	0,29	0,13	0,24	0,25
0,33	0,17	0,27	0,70	0,21	0,23	0,27	0,30	0,24	0,18
0,18	0,48	0,24	0,17	0,16	0,28	0,38	0,32	0,37	0,32

$p\text{-value empirico} = 0$ quindi la distribuzione scelta non può essere utilizzata come rappresentazione del campione scelto, questo significa anche che, per il dato campione di materiale è opportuno usare una diversa distribuzione. Tuttavia questo non viene fatto in quanto i metodi che sono stati esposti si basano sulla ipotesi che le grandezze oggetto di interesse potessero essere efficacemente rappresentate con una distribuzione di tipo gaussiano, la mancanza di queste ipotesi ne inficia le conclusioni.

Verifica campione di prova a trazione acciaio $\varphi 10$ snervamento

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.2.1.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,21$$

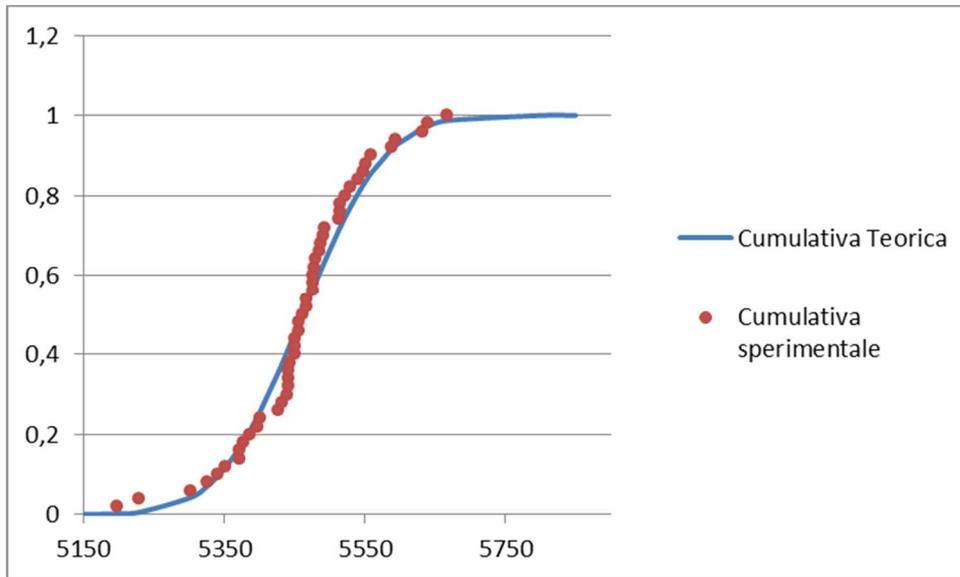
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
0,23	0,73	0,56	0,26	0,22	0,29	0,88	0,57	0,20	0,40
0,17	0,24	0,39	0,20	0,29	0,41	0,57	0,17	0,19	0,29
0,16	0,25	0,51	0,25	0,48	0,53	0,42	0,21	0,29	0,78
0,28	0,86	0,18	0,54	0,12	0,25	0,32	0,13	0,32	0,32
0,21	0,29	0,22	0,58	0,54	0,26	0,21	0,41	0,39	0,24
0,52	0,67	0,15	0,21	0,68	0,28	0,41	0,22	0,13	0,18
0,34	0,12	0,19	0,18	0,49	0,23	0,15	0,34	0,18	0,28
0,27	0,27	0,25	0,34	0,27	0,42	0,21	0,33	0,29	0,33
0,42	0,21	0,24	0,40	0,20	0,11	0,45	0,97	0,38	0,50
0,25	0,38	0,20	0,20	0,23	0,50	0,21	0,36	0,17	0,19

p -value empirico = 0,69 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a trazione acciaio φ 12 snervamento

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.2.1.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,37$$

Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
1,17	0,49	1,20	0,50	0,59	0,54	0,64	0,27	0,87	0,70
0,38	0,44	0,70	0,95	0,66	0,71	0,55	0,99	0,37	0,28
0,85	0,60	0,30	0,30	0,76	0,57	0,49	0,38	0,55	0,37
0,38	0,64	0,66	0,30	0,63	0,40	0,37	0,37	0,91	0,38
0,60	0,23	0,56	0,35	0,92	0,20	0,39	0,64	0,96	0,62
0,40	0,61	1,17	0,98	0,70	0,33	0,61	0,24	0,28	0,45
0,76	0,49	0,49	0,73	0,57	0,54	0,61	0,58	0,27	0,47
0,42	0,51	0,55	0,42	0,19	0,91	0,42	0,37	0,90	0,50
0,65	0,38	0,32	0,60	0,23	0,61	0,39	1,26	0,47	0,27
0,17	0,46	0,32	0,63	0,26	0,57	0,33	0,21	0,54	0,34

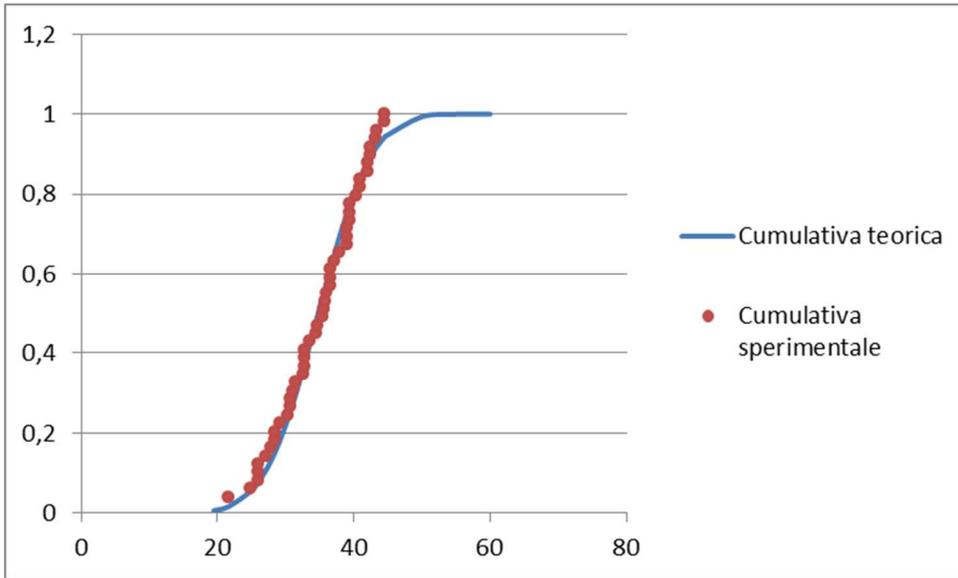
p -value empirico = 0,76 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Laterizio

Verifica campione di prova a compressione indentazione su laterizio con DPP

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.3.3.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 5,51$$

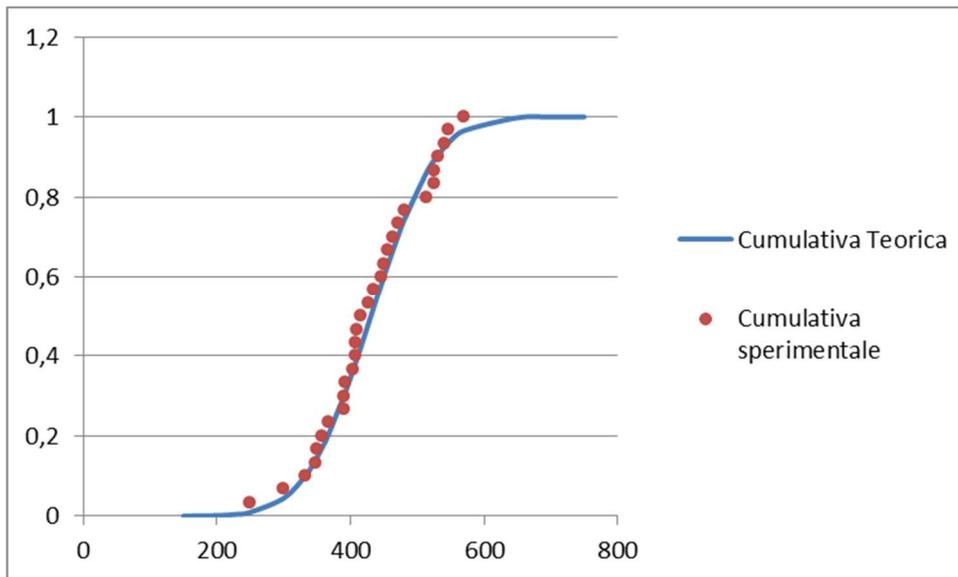
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
16,76	5,14	5,99	13,55	12,56	17,96	6,34	9,33	9,83	6,58
9,13	5,52	6,09	5,13	11,86	3,00	11,04	12,74	5,36	14,38
6,67	9,05	10,33	12,58	11,44	7,44	10,53	9,41	4,50	4,68
6,07	14,13	10,36	4,64	6,35	11,77	13,52	11,00	6,91	7,08
9,18	7,65	6,57	5,30	5,99	3,96	12,88	11,00	13,37	9,27
10,97	3,95	10,00	4,71	10,99	7,12	5,16	10,02	7,97	7,78
12,77	10,09	11,96	5,66	14,27	10,15	7,81	5,78	10,38	3,85
12,95	11,53	7,61	7,09	10,92	8,88	9,89	5,75	7,78	7,20
5,70	6,52	17,00	6,56	5,37	5,84	6,55	8,67	8,23	16,46
5,36	3,28	5,74	19,81	4,13	5,94	7,15	15,07	9,61	2,93

p -value empirico = 0,82 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione indentazione laterizio su macchina di laboratorio

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.3.3.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,27$$

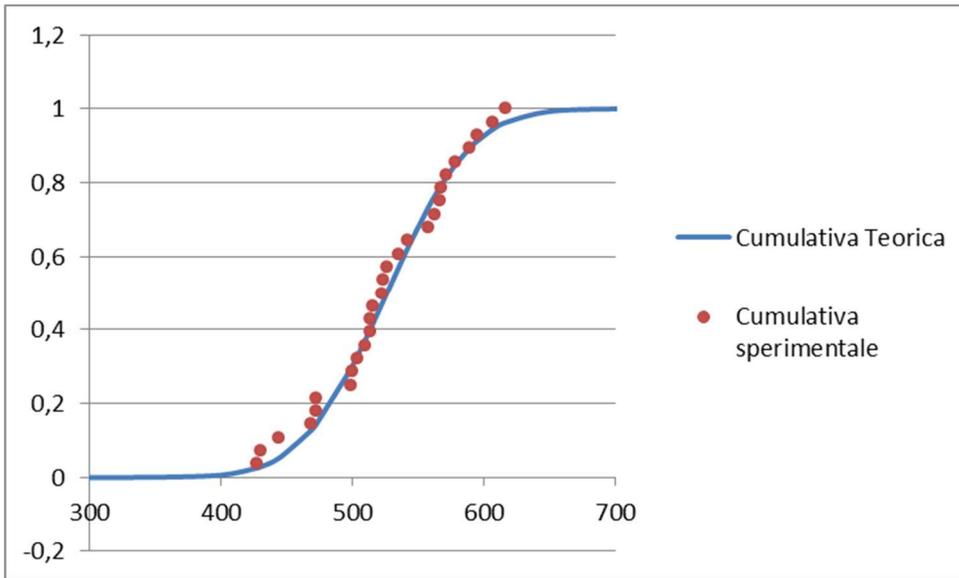
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
0,57	1,49	0,35	0,62	0,62	1,14	0,31	0,40	0,36	0,33
0,44	0,45	0,80	1,27	0,97	0,55	0,37	0,68	0,62	0,25
0,30	0,43	0,63	0,66	0,26	1,14	0,18	0,90	0,46	0,24
0,50	0,80	0,49	0,27	1,37	0,46	0,21	0,31	0,46	0,84
0,92	0,26	0,43	0,99	0,38	1,09	0,39	0,36	1,37	0,40
0,40	1,13	0,28	0,40	0,55	0,98	0,55	0,90	0,74	0,96
0,50	0,91	0,99	0,53	0,58	0,43	0,50	1,00	0,44	0,45
0,70	0,49	0,48	0,77	0,67	0,84	0,68	1,01	0,68	0,57
0,51	0,31	1,18	0,61	0,36	0,39	0,39	0,66	0,28	0,77
0,47	0,36	0,43	0,52	0,69	0,59	0,94	0,32	0,20	0,73

$p\text{-value empirico} = 0,91$ quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione compressione semplice laterizio

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.3.1.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 0,45$$

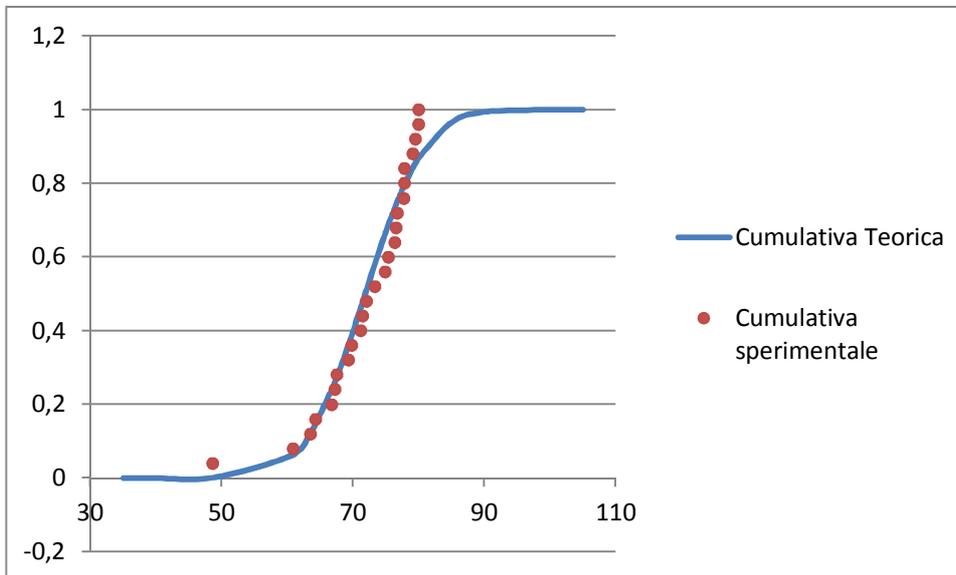
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
0,85	2,44	0,35	0,37	1,25	1,00	0,76	1,12	0,94	1,42
0,95	0,50	0,67	0,64	1,24	0,59	1,04	0,73	0,74	0,53
0,49	0,90	1,00	0,57	1,16	0,73	0,81	0,42	0,79	0,90
0,45	0,68	0,45	0,57	0,81	1,34	0,89	0,45	0,63	0,61
0,51	1,14	0,63	0,67	1,34	1,06	1,98	0,89	0,72	0,77
0,70	1,71	0,61	1,49	0,98	0,49	1,18	1,46	0,60	1,52
1,03	0,52	1,05	0,51	1,21	0,39	0,82	0,35	0,37	0,74
0,84	0,99	0,77	1,19	0,55	0,37	0,50	0,62	0,56	1,26
0,47	1,77	1,41	0,60	1,03	0,45	2,64	0,59	0,29	0,53
0,52	0,97	1,33	0,38	0,80	0,63	0,67	0,86	0,92	1,41

p -value empirico = 0,89 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione flessione laterizio su macchina di laboratorio

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.3.2.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 3,65$$

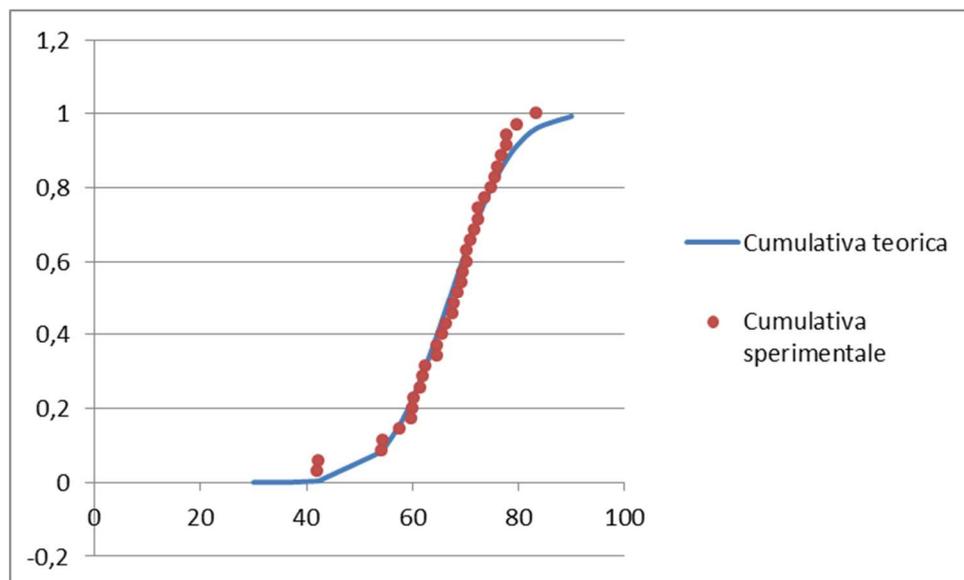
Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
3,98	4,78	9,26	15,07	2,91	6,35	14,28	6,55	4,91	3,91
3,86	6,02	7,61	3,31	1,70	8,85	5,42	9,45	2,66	8,55
14,74	5,85	4,16	5,05	1,97	4,86	7,06	3,48	9,21	3,37
6,23	10,69	6,82	7,28	2,29	4,73	3,69	2,23	3,96	8,78
5,10	9,74	5,13	4,07	3,77	7,26	4,27	3,96	4,32	3,56
5,13	5,14	4,05	4,13	4,38	5,34	12,69	2,85	4,06	7,64
5,76	8,24	8,61	13,95	5,98	7,58	9,64	5,20	6,17	5,43
7,28	8,43	4,11	7,89	4,05	5,93	6,12	9,35	4,11	5,54
3,30	5,72	5,63	2,45	4,76	4,69	4,25	7,20	8,21	11,32
4,83	8,82	2,59	9,76	3,06	3,02	4,04	6,78	6,51	16,91

p -value empirico = 0,84 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Verifica campione di prova a flessione laterizio con DPP

I dati di riferimento e della distribuzione sono riportati nel 2.3.3.2.

Per quanto riguarda il metodo grafico si riporta il grafico dove sono sovrapposte la cumulativa teorica continua e la cumulativa sperimentale discreta.



Come si vede la cumulativa sperimentale è abbastanza vicina a quella teorica, per una ulteriore conferma si applica il metodo esposto al punto due e si ottiene i seguenti valori:

$$e_c = 2,503$$

Valori di e_i riferiti all' i -esimo campione									
4,00	2,47	3,12	4,20	4,88	5,55	3,61	5,33	2,17	3,35
2,20	2,50	3,23	3,88	1,79	3,19	3,23	3,22	13,33	7,34
5,59	4,72	4,31	3,05	12,52	3,38	3,21	3,67	4,82	3,12
10,97	6,14	9,64	4,46	2,38	4,22	5,51	2,83	9,23	2,18
4,83	5,48	2,01	3,85	2,73	7,87	3,27	3,26	4,49	3,05
4,81	1,99	3,36	2,39	5,20	4,00	3,27	4,19	6,52	3,95
5,41	11,34	5,47	4,01	4,79	2,17	9,52	5,45	3,01	5,02
4,32	7,87	3,76	2,72	5,30	6,46	3,01	4,69	4,54	7,98
3,26	4,97	3,83	7,69	3,50	2,27	4,52	3,15	4,23	3,62
4,71	3,13	5,87	3,71	5,43	5,46	3,59	4,93	10,44	5,25

p -value empirico = 0,88 quindi la distribuzione scelta non può essere scartata come rappresentazione del campione scelto.

Bibliografia

1. **UNI 552.** *Prove meccaniche dei materiali metallici – Simboli, denominazioni e definizioni.* 1986.
2. **UNI 9730.** *Elementi di laterizio per solai - Metodi di prova.* 1990.
3. **UNI EN 1015-11.** *Metodi di prova per malte per opere murarie – Parte 11: Determinazione della resistenza a flessione e a compressione della malta indurita.* 2007.
4. **UNI EN 12390-1.** *Prova sul calcestruzzo indurito - Forma, dimensione ed altri requisiti per provini e casseforme.* 2002.
5. **UNI EN 12390-3.** *Prova sul calcestruzzo indurito - Resistenza alla compressione - Specifiche per macchine di prova.* 2009.
6. **UNI EN 12390-5.** *Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza a flessione dei provini.* 2002.
7. **UNI EN 196-1.** *Metodi di prova dei cementi – Parte 1: determinazione della resistenza.* 2005.
8. **UNI EN 772-1.** *Metodi di prova per elementi di muratura - Determinazione della resistenza a compressione.* 2000.
9. **UNI EN ISO 6892-1.** *Materiali metallici – Prova di trazione.* 2009.
10. **Duncan, M.** *Assessing concrete strength by means of smaller diameter cores.* : Construction and Building Materials, 2008. p. 981-988. Vol. 22.
11. **Pascale G., Bonfiglioli B., Colla C.** *Tecniche di indagine non distruttiva per la diagnostica strutturale della muratura, alla luce delle recenti normative antisismiche.* Brescia : 11° Congresso Nazionale AIPnD, 2005.
12. **Popovics, S.** *Strength and related properties of concrete - a quantitative approach.* s.l. : John Wiley and sons.
13. **Laner, Franco.** *Correlazione fra la resistenza a compressione e la resistenza a trazione per flessione dei laterizi.* : Costruire in laterizio, 1973. Vol. 76.
14. **United Nations International Strategy for Disaster Reduction.** *Risk and poverty in a changing climate.* 2009.
15. **Sibani, Francesca.** <http://www.aetnanet.org/>. 2006.
16. **Mallick, DV & Severn, RT.** *The behaviour of infilled frames under static loading.* : Proc Inst Civ Eng, 1968. p. 639–56. Vol. 20.
17. **BS., Riddington JR. & Smith.** *Analysis of infilled frames subjected to racking with design recommendations.* : Struct Eng, 1977. p. 263–8. Vol. 55.
18. **King, GJ & Pandley, DC.** *The analysis of infilled frames using finite elements.* : Proc Inst Civ Eng, 1978. p. 749–60. Vol. 65.
19. **Achyutha, H. & Jagadish, R. & Rao, P. S. & Shakeebur, Rahman S.** *Finite element simulation of the elastic behaviour of infilled frames with openings.* s.l. : Comput & Structures, 1986. p. 685–96.
20. **Doudoumis IN & Mitsopoulou, EN & Nikolaidis, GN.** *A macroelement for the simulation of the infill panels in multistorey frames under horizontal seismic actions.* Rotterdam : Proceedings of the 10th European conference on earthquake engineering A.A. Balkema, 1995.

21. **Doudoumis, IN & Mitsopoulou, EN.** *Analytical modelling of infill panels using inelastic macroelements with contact interface conditions.* Rotterdam : Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering A.A. Balkema, 1998. cd version.
22. **Kwan, KH & Liauw TC.** *Nonlinear analysis of integral infilled frames.* : Eng Struct, 1984. p. 223–31. Vol. 6.
23. **Liauw, TC & Kwan, KH.** *Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames.* : Comput & Structures, 1984. p. 551–60. Vol. 18.
24. **May, IM & Naji, JH.** *Nonlinear analysis of infilled frames under monotonic and cycling loading.* : Comput & Structures, 1991. p. 149–60. Vol. 38(2).
25. **El Haddad, MH.** *Finite element analysis of infilled considering cracking and separation phenomena.* s.l. : Comput & Structures, 1991. p. 439–47.
26. **Singh, H & Paul, DK & Sastry, VV.** *Inelastic dynamic response of reinforced concrete infilled frames.* : Comput & Structures, 1998. p. 685–93. Vol. 69.
27. **Mehrabi, AB & Shing, PB.** *Finite element modelling of masonry-infilled RCframes.* : J Struct Eng, 1997. p. 604–13. Vol. 123(5).
28. **Ghosh, AK & Amde, AM.** *Finite element analysis of infilled frames.* : J Struct Eng, 2002. p. 881–9. Vol. 128(7).
29. **Riddington, JR.** *The influence of initial gaps on infilled frame behavior.* s.l. : Proc Inst Civ Eng, part2, 1984. p. 295–310. Vol. 77.
30. **A.A.Chaker e A.Cherifati.** *Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings.* 1999. s.l. : Earthquake Engng. Struct. Dyn. p. 1061-1065. Vol. 28.
31. **Polyakov, S.** *Masonry in framed buildings.* trad.Crains, G.L. : Gosudarstvennoe Izdatel Stvo Literaturny Po Stroitel Stvui Arkitektuze Moscow, 1956.
32. **Stafford, S. B.** *Behaviour of squared infilled frames.* : ASCE Journal of Structural Division, 1966. p. 381–403. Vol. 92(ST1).
33. **Smith, B.S. & Carter, C.** *A method of analysis for infilled frames.* : Proc Inst Civ Eng, 1969. p. 31-48. Vol. 44.
34. **Hetenyi, M.** *Beams on elastic foundations.* [a cura di] Ann Arbor. s.l. : University of Michigan Press, 1946.
35. **Mainstone, R.** *On the stiffnesses and strengths of infilled frames.* : Proc. Inst.Civ.Eng., 1971. p. 57–90. Vol. Supplement IV.
36. **Kadir, M.R.A.** *The structural behaviour of masonry infill panels in framed structures.* University of Edinburgh. 1974. PhD thesis.
37. **Klingner, R. & Berter, V.** *Earthquake resistance of infilled frames.* : ASCE Journal of the Structural Division, 1978. p. 973–989. Vol. 100.
38. **Crisafulli, F.** *Seismic Behaviour of Reinforced Structures with Reinforced Masonry Infills.* New Zeland : University of Canterbury, 1997. PhD Thesis.

39. **Reflak, J. & Fajfar, P.** *Elastic analysis of infilled frames using substructures*. Toronto : Proc. 6th Canadian Conf. On Earthquake Engineering, 1991. p. 285-292.
40. **Buonopane, S.G. & White, R.N.** *Pseudodynamic testing of masonry-infilled reinforced concrete frame*. : J. Struct. Eng., 1999. p. 578-589. Vol. 125(6).
41. **Saneinejad, A. & Hobbs, B.** *Inelastic design of infilled frames*. : J. Struct. Eng., 1995. p. 634-650.
42. **Chrysostomou, C.Z.** *Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames*. PhD thesis : Cornell University, 1991.
43. **Tomazevic, M.** *The computer program POR*. : Report ZRMK, 1978. in Sloveno.
44. **Dolce, M.** *Schematizzazione e modellazione degli edifici in muratura soggetti ad azioni sismiche*. Roma : L'industria delle costruzioni, 1991.
45. **Tomazevic, M. & Weiss, P.** *A rational, experimentally based method for the verification of earthquake resistance of masonry buildings*. Palm Springs : Proc. of the 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 1990. p. 349-359. Vol. 2.
46. **Regione Autonoma Friuli-Venezia-Giulia.** *DT2, Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura*. : Regione Autonoma Friuli-Venezia-Giulia, 1978.
47. **Fusier, F. & Vignoli, A.** *Proposta di un metodo di calcolo per edifici in muratura sottoposti ad azioni orizzontali*. s.l. : Ingegneria Sismica, 1991. Vol. 1.
48. **Papia, M, Failla, A e Cavalieri, L.** *Risposta sismica di telai tamponati in c.a.: modellazione e sperimentazione*. 2002. Roma : Politecnico di Milano, 2001.
49. **UNI EN 338.** *Legno strutturale- classi di resistenza*. 2004.
50. **Sanna, U.** *Il manuale tematico della terra cruda*. s.l. : edizioni Dei Tipografia del Genio Civile, 2006.
51. **Flandoli, F.** *Lezione 3: ricerca di una densità associata ad un campione (fit di una densità)*. Pisa : http://users.dma.unipi.it/~flandoli/dispense_dottorato_Ingegneria.html, 2009-2010.
52. **Colombo, Nuovo.** *Manuale dell'ingegnere*. 84° Edizione : Hoepli. p. E-460. Vol. I.
53. **Colleparidi, M.** *Scienza e Tecnologia del calcestruzzo*. 3° edizione : Ulrico Hoepli.
54. **Kaushik, Hemant B.** *Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression*. : Journal Of Materials In Civil Engineering © Asce, Settembre 2007. p. 728-739.
55. **©Computers & Structures, Inc.** *Material Stress-Strain Curves*. Berkeley, California : ©Computers & Structures, Inc., 2006. documentazione allegata al programma SAP2000.
56. **Viola, Erasmo.** *Esercitazioni di scienza delle costruzioni /3*. s.l. : Pitagora editrice.
57. **Piazza, R.** *I capricci del caso, introduzione alla statistica, al calcolo delle probabilità e all'analisi dei dati sperimentali*. : Editore Springer. p. 181.
58. **Holmes, M.** *Steel frames with brickwork and concrete infilling*. : Proc.Inst.Civ.Eng., 1961. p. 473-478. Vol. 19.
59. **Como, M. & Grimaldi, A.** *An unilateral model for the limit analysis of masonry walls*. Ravello : International Congress on "Unilateral Problems in Structural Analysis" Springer Ed., 1985.

60. **Abruzzese, D., Como, M. e Lanni, G.** *On the lateral strength of multi story masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections.* Madrid : Balkema, 1992. p. 4525-4530.
61. **D'asdia, P.& Viskovic, A.** *L'analisi sismica degli edifici in muratura.* s.l. : Ingegneria Sismica, 1994. p. 32-42. Vol. 1 Anno XI.
62. **Braga, F. & Liberatore, D.** *A finite element for the analysis of the response of masonry buildings.* Urbana : Convegno: Proc. of the 5th North American Masonry, 1990. p. 201-212.
63. **Calderoni, B. & Marone, P.& Pagano, M.** *Modelli per la verifica statica degli edifici in muratura in zona sismica.* : Ingegneria sismica, 1987. p. 19-27. Vol. 3.
64. **Calderoni, B.& Lenza, P.& Pagano, M.** *Attuali prospettive per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura.* Milano : Atti del 4° Congresso Nazionale ANIDIS, 1989.
65. **Braga, F. & Dolce, M.** *Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici.* Roma : Convegno: Proc. Of the 6th I.B.Ma.C., 1982. p. 1088-1099.
66. **Brencich, A.& Lagomarsino, S.** *A macro-element dynamic model for masonry shear walls.* London : E&FN Spon, 1998. p. 67-75.
67. **Lagomarsino, S. & Brencich, A.** *Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie.* Taormina : 8° Congresso ANIDIS, 1997. p. 319- 326. Vol. 1.
68. **Gambarotta, L. & Lagomarsino, S.** *Sulla risposta dinamica di pareti in muratura.* Messina : Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto" Pitagora Ed. Bologna, 18-20 settembre 1996.
69. **Caliò, I. & Marletta, M. & Pantò, B.** *Un semplice macro-elemento per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura.* Genova : XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", 25-29 gennaio 2004.
70. **leonardo3.** <http://www.leonardo3.net/leonardo/machines.php>. *leonardo3 Official website 2010.* [Online]
71. **Gibbons, Chester H.** *History of testing machine for materials.* New York : Trans. newcomen society, 1935. Vol. 13.
72. **Vari.** *Pubblicazioni:US2053205 (A) - 1936-09-01;US2001711 (A) - 1935-05-21;US2030640 (A) - 1936-02-11;US1332491 (A) - 1920-03-02;GB129603 (A) - 1919-07-17.* : esp@cenet.
73. **ACI Committee 211.** *211.1-91 Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight, and mass concrete.* s.l. : ACI.
74. **ACI Committee 207.** *207.1R-05 Guide to mass concrete.* 2005.
75. **Magenes, G. & Bolognini,D.** *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura.* [a cura di] C. Braggio. Roma : CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 2000. p. 99.
76. **Infrastrutture, Ministero delle.** *Norme Tecniche 2008.*
77. **ISO 15673.** *Guidelines for the simplified design of structural reinforced concrete for buildings.* 2005.

78. **UNI EN 1996-1.** *Eurocodice 6: Regole generali per strutture in muratura armata e non armata.* p. 52-60,64-75.
79. **ISO 2103.** *Loads due to use and occupancy in residential and public buildings.* 1986.
80. **ISO 3010.** *Basis for design of Structures - seismic action on structures.* 2001.
81. **ISO 9652-2.** *Masonry —Part 2: Unreinforced masonry design by simple rules.* 2000.
82. **Reluis.** http://www.reluis.it/doc/udine/Linea_1/Linea_1_Parte_1.pdf.
83. **Asteris, P. G.** *Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames.* s.l. : Electronic Journal of Structural Engineering, 2008. Vol. 8.
84. **Doudoumis, I.N.** *Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading.* s.l. : Engineering Structures, 2007. p. 1004–1024. Vol. 29.
85. **Duncan, M.** *Assessing concrete strength by means of smaller diameter cores.* : Construction and Building Materials, 2008. p. 981-988.
86. **Fontana, Lorenzo.** *Analisi e sperimentazioni sul costruire in terra cruda.* relatore Prof.Arch. Massimo Corradi : www.tesionline.it. tesi di laurea specialistica università di Genova.
87. **M.Beghini, L. Bertini, L.Bosio,V. Fontanari, R. Valleggi.** *Progetto e realizzazione del diaptometro', strumento per la caratterizzazione meccanica di materiali metallici mediante indentazione sferica strumentata.* (AIAS), Associazione Italiana per l'Analisi delle Sollecitazioni : XXXV Convegno Nazionale Università Politecnica delle Marche, 13-16 Settembre 2006.
88. **Magenes, Guido.** *Edifici con struttura in muratura.* Bergamo : IX corso di aggiornamento professionale dell'ordine degli ingegneri della provincia di Bergamo, 2003.
89. **Nova, R.** *Fondamenti di meccanica delle terre.* Milano : Publishing group, 2002.