

UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PADOVA

Sede Amministrativa: Università degli Studi di Padova

Dipartimento di Architettura, Urbanistica e Rilevamento

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA IN : Studio e Conservazione dei Beni Archeologici e  
Architettonici

INDIRIZZO: Scienze e Tecnologie per i Beni Archeologici e Architettonici

CICLO: XXIV

**STUDIO SPERIMENTALE DI TECNICHE PER IL RIPRISTINO E IL RINFORZO DI STRUTTURE  
STORICHE IN CEMENTO ARMATO**

**Direttore della Scuola :** Ch.mo Prof. Giovanni Leonardi

**Coordinatore d'indirizzo:** Ch.mo Prof. Giuseppe Salemi

**Supervisore:** Ch.ma Prof.ssa Maria Rosa Valluzzi

**Co-supervisore:** Ch.ma Prof.ssa Francesca da Porto

**Dottorando :** Elena Stievanin



# Sommario

Le prime strutture in cemento armato in Italia sono apparse nei primi decenni del Novecento e oggi, dopo più di un secolo dalla loro realizzazione, versano molto spesso in uno stato di degrado diffuso legato anche al deterioramento dei materiali. A questi problemi si sommano quelli di natura puramente statica e il problema del rischio sismico, che, in Italia, sta assumendo dimensioni sempre più rilevanti e di cui è necessario tener conto anche nel caso di edifici esistenti, specialmente se vincolati e con funzione pubblica. Molti di questi edifici in cemento armato, infatti, sono entrati a far parte del patrimonio storico-artistico italiano per le loro particolari caratteristiche tipologiche e strutturali. Solo una minoranza degli edifici ubicati in territori a rischio sismico è stata, però, progettata utilizzando criteri antisismici e, nel caso in cui ci si trovi ad operare su edifici vincolati, molto spesso le esigenze ingegneristiche per l'esecuzione di un adeguato intervento entrano in contrasto con la necessità di preservare le caratteristiche culturali, storiche, artistiche ed architettoniche del bene. La normativa in materia di costruzioni attualmente in vigore, il D.M. 14/01/2008, individua le possibili categorie di intervento su edifici esistenti e, in riferimento a beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, propone la possibilità di limitare gli interventi ad azioni di semplice miglioramento del comportamento globale della struttura ai carichi orizzontali.

A partire dalle problematiche emerse da indagini preliminari effettuate su dodici strutture storiche in cemento armato è stato pianificato un lavoro di ricerca volto ad esaminare ed affrontare tali criticità. L'attività è stata condotta da un punto di vista sperimentale, analitico e numerico.

La fase sperimentale ha riguardato lo studio di tecniche per il ripristino e il rinforzo strutturale di colonne e travi in cemento armato. I risultati sperimentali sono stati utilizzati per calibrare modelli numerici non-lineari ad elementi finiti degli elementi sottoposti a prova.

La procedura analitica è stata applicata ad un caso studio, tra quelli indagati in fase preliminare, per valutare il livello di sicurezza offerto da un edificio progettato secondo uno dei primi metodi di calcolo per strutture in cemento armato.

La tematica della sicurezza strutturale è stata affrontata anche da un punto di vista della protezione sismica. La struttura selezionata è costituita da un telaio in cemento armato realizzato nel 1949 e progettato per sole azioni gravitazionali. Su di essa sono state condotte analisi statiche non-lineari, in assenza e in presenza di tamponamenti modellati, per valutare l'influenza dei tamponamenti stessi sulla risposta sismica globale della struttura.



# Summary

Early RC structures were built in Italy at the beginning of the 20th century and, now, after more than one century from their construction, they show a widespread decay also connected to material deterioration. Moreover, they present additional problems of static nature and about the seismic risk which, in Italy, is becoming more and more relevant. Seismic topic must be considered also in case of existing structures, in particular, if they belong to historical heritage and have a public use. Indeed, a lot of these RC buildings were become part of historical Italian heritage thanks to their typological and structural characteristics. However, only a little part of buildings located in seismic zones was designed using capacity design rules. In case of intervention on historical buildings, often engineering needs are opposed to needs of preserving cultural, historical, artistic and architectonic features of heritage. Current Italian rules on structures, the D.M.14/01/2008, define possible types of interventions on existing buildings. In particular, for cultural heritage located in seismic areas, rules give the opportunity to reduce interventions in order to pursue only an improvement of the global seismic behavior of the structure.

Preliminary investigations carried out on twelve historical RC buildings allowed to define the main problems of these structures. From the results of this activity, the research was planned with the aim to analyze and study emerged critical aspects. The work was performed from different points of view: experimental, analytical and numerical.

Experimental phase deals with the study of techniques for structural repair and strengthening of RC columns and beams. Then, experimental results were used for calibrating numerical non-linear finite element models of the tested elements.

Analytical phase was applied to a case study, among those investigated during the preliminary part, for evaluating safety level of buildings designed according to one of the early design method for RC structures.

The topic of the structural safety was also studied from a seismic protection point of view. The selected structure is composed by a RC frame designed in 1949 for only dead loads. Non-linear static analyses were performed on FE models with and without masonry enclosure walls modeled. The aim was to evaluate the effect of infills on the global seismic behavior of the framed structure.



*Ai miei genitori*

*Adriano & Brunetta*





# Ringraziamenti

Ringrazio innanzitutto la prof.ssa Maria Rosa Valluzzi che mi ha sempre supportato durante i tre anni di attività del mio dottorato e il prof. Claudio Modena che mi ha dato la possibilità di collaborare a numerose interessanti attività di ricerca.

Un ringraziamento particolare è rivolto alla prof.ssa Francesca da Porto per i consigli, i momenti di confronto e per l'incoraggiamento.

L'attività di laboratorio e di modellazione presentata in questa tesi è stata resa possibile grazie al contributo di aziende esterne. Voglio ringraziare Tassullo S.p.A., che ha fornito materiali, travi e colonne in cemento armato, Fidia s.r.l., fornitore di fibre di acciaio e di resina epossidica, Kerakoll e BASF Italia s.r.l. che hanno fornito parte delle malte, e la società di ingegneria CSPfea s.r.l. per la concessione della licenza del software Midas Gen.

Grazie a tutti i miei colleghi e compagni di ufficio per la pazienza sopportata specie nell'ultimo periodo di più intenso lavoro. Un grazie speciale all'ing. Massimo dalla Benetta e al PhD Enrico Garbin per il loro fondamentale e insostituibile contributo nella pianificazione e nello svolgimento delle prove sperimentali.

Ringrazio tutti i tesisti, in particolare Paolo Girardello (ora anche lui dottorando...), per la loro importante collaborazione nell'attività di preparazione e di esecuzione delle prove in laboratorio.

Un ringraziamento incommensurabile va ai miei genitori, Brunetta e Adriano, punto fisso della mia vita, e ai miei fratelli, che hanno sempre pazientato per rendermi 'tecnologica'. Ringrazio anche i miei nonni, Narciso e Pasquina, per tutta la fiducia e l'amore che hanno in me e per me. Un grazie finale è per Lorenzo, per la sua presenza costante.



# Indice

Sommario	5
Summary	7
Ringraziamenti	11
Indice	13
Capitolo 1 – Introduzione	17
1.1 – Inquadramento generale	17
1.2 – Definizione dei problemi	19
1.3 – Obiettivi	24
1.4 – Organizzazione della tesi	25
Capitolo 2 – Stato dell’Arte	29
2.1 – Introduzione	29
2.2 – Storia del cemento armato	29
2.2.1 – Brevetto Hennebique: caratteristiche costruttive	32
2.2.2 – Brevetto Hennebique: metodo di calcolo	35
2.3 – Principali normative per le costruzioni in c.a.	39
2.3.1 – Regio Decreto 10/01/1907	41
2.3.2 – Regio Decreto 16/11/1939 n.2229	43
2.3.3 – Decreto Ministeriale 05/11/1971 n.1086 e successivi decreti di attuazione	44
2.3.4 – Decreto Ministeriale 09/01/1996	45
2.3.5 – D.M. Infrastrutture 14/01/2008 e Circ. 02/02/2009 n°617	47
2.4 – Indagini conoscitive	50
2.5 – Normativa in materia di interventi sull’esistente	53
2.5.1 – Normativa nazionale	53
2.5.2 – Normativa internazionale	54

2.6 – Tecniche di ripristino strutturale _____	55
2.6.1 – Materiali di ripristino _____	55
2.6.2 – Studi e Ricerche _____	59
2.7 – Tecniche di rinforzo strutturale _____	81
2.7.1 – Materiali per il rinforzo _____	81
2.7.2 – Studi e Ricerche _____	83
2.8 – Telai in C.A. Gravity Load Designed _____	93
2.8.1 – Telai Puri _____	93
2.8.2 – Telai Tamponati _____	100
2.9 – Osservazioni conclusive _____	119
Capitolo 3 – Programma Sperimentale _____	121
3.1 – Introduzione _____	121
3.2 – Colonne in c.a. ripristinate con malte polimero-modificate _____	123
3.2.1 – Prove a compressione _____	123
3.2.2 – Risultati _____	128
3.2.3 – Osservazioni conclusive _____	139
3.3 – Travi in c.a. ripristinate con malte polimero-modificate _____	140
3.3.1 – Prove a flessione _____	140
3.3.2 – Risultati _____	147
3.3.3 – Osservazioni conclusive _____	160
3.4 – Travi in c.a. ripristinate e rinforzate con SRG _____	162
3.4.1 – Premessa _____	162
3.4.2 – Programma Sperimentale Preliminare _____	162
3.4.3 – Prove a Flessione _____	167
3.4.4 – Osservazioni conclusive _____	176
3.5 – Modelli ad elementi finiti _____	178
3.5.1 – Introduzione _____	178
3.5.2 – Analisi FE di strutture in c.a. _____	178
3.5.3 – Sviluppo dei modelli FE _____	181
3.5.3 – Colonne _____	186
3.5.4 – Travi ripristinate _____	192
3.5.5 – Travi ripristinate e rinforzate _____	198
3.5.6 – Osservazioni Conclusive _____	201
Capitolo 4 – Analisi della Sicurezza di Edifici Esistenti in c.a.(casi studio) _____	203
4.1 – Premessa _____	203

4.2 – Ex Castello dei Carraresi - Padova	204
4.2.1 – Introduzione	204
4.2.2 – Caratterizzazione Strutturale	207
4.2.3 – Indagini preliminari	209
4.2.4 – Verifiche Strutturali	223
4.2.5 – Osservazioni conclusive	237
4.3 –Complesso Hugo Pratt – Venezia Lido	239
4.3.1 – Introduzione	239
4.3.2 – Descrizione della struttura	239
4.3.3 – Indagini preliminari	241
4.3.4 – Metodi e strumenti di analisi	244
4.3.5 – Modellazione strutture in c.a	245
4.3.6 – Modellazione dei tamponamenti	249
4.3.7 – Analisi Push-Over	253
4.3.8 – Osservazioni conclusive	270
Capitolo 5 – Conclusioni	273
5.1 – Elementi Ripristinati	273
5.2 – Elementi Ripristinati e Rinforzati	274
5.3 – Modellazione FE	275
5.4 – Sicurezza strutture storiche in c.a.	276
5.5 – Futuri sviluppi	277
Allegato A	279
Allegato B	287
Riferimenti	303
Normativa	311



# Capitolo 1 – Introduzione

## 1.1 – Inquadramento generale

Il calcestruzzo è attualmente il materiale più utilizzato nel mondo per la realizzazione di opere di ingegneria civile, grazie alle sue caratteristiche di resistenza meccanica e di versatilità. Dopo i primi esperimenti condotti nel corso dell'Ottocento, l'impiego del calcestruzzo ha raggiunto i massimi livelli all'inizio del Novecento con la messa a punto del sistema costruttivo 'cemento armato' grazie al brevetto Hennebique. Tuttavia, le eccezionali prestazioni di questo materiale non sono state accompagnate dalla ricerca di un'adeguata durabilità e, oggi, la maggior parte delle opere in c.a. costruite nel XX secolo presentano evidenti e preoccupanti segni di degrado, legati in gran parte al fenomeno della corrosione delle armature. Il calcestruzzo, per la sua alcalinità elevata, rappresenta il materiale ideale per proteggere le armature dalla corrosione, ma, in condizioni ambientali particolarmente aggressive, legate ad esempio alla presenza di cloruri, esso può perdere la sua capacità protettiva e permettere l'attacco delle barre d'acciaio.

Il problema della durabilità dei materiali è accompagnato da problematiche più prettamente strutturali. Il riuso di strutture storiche in cemento armato comporta, spesso, cambiamenti nella destinazione d'uso che determinano un forte incremento del livello dei carichi previsti da normativa e modifiche dei livelli di sicurezza richiesti, con la necessità quasi inevitabile di esecuzione di interventi di adeguamento o miglioramento strutturale. In particolare, il rischio sismico esteso a tutto il territorio nazionale rappresenta un'ulteriore fonte di criticità per le strutture storiche in cemento armato che sino agli anni '80 per la maggior parte venivano progettate per sole azioni gravitazionali.

In Italia le strutture storiche in c.a. sono molto diffuse, ma allo stesso tempo la loro grande varietà tipologica e le diverse condizioni ambientali a cui esse si trovano soggette generano una molteplicità di problematiche e la necessità di interventi di ripristino ogni volta diversificati. Per analizzare più da vicino tale problema sono stati selezionati e indagati dodici di casi studio, illustrati nel paragrafo successivo.

I più importanti interventi strutturali che possono essere eseguiti su elementi in c.a. si possono suddividere in ripristini e in rinforzi. Per il primo si intende la possibilità di ripristinare la capacità portante originaria della struttura a seguito di deterioramento e quindi riduzione/perdita della prestazione meccanica. L'intervento di rinforzo ha l'obiettivo di incrementare la capacità portante dell'elemento strutturale originario [JSCE 2007].

L'intervento di ripristino consiste nella sostituzione del calcestruzzo ammalorato con un materiale ad alte prestazioni. La compatibilità del materiale da ripristino con il substrato esistente è un parametro

importante da considerare quando il ripristino deve sopportare tutte le tensioni indotte dai cambiamenti di volume, e dagli effetti chimici ed elettrochimici [Morgan 1996].

Nel campo dei ripristini con impiego di malte polimero-modificate sono stati svolti numerosi lavori. Fukuyama *et al.* (2000) hanno eseguito prove a compressione su colonne in c.a. ripristinate con malte, Emberson & May (1996), Rio *et al.* (2005), Satoh *et al.* (2005) e Park & Yang (2005) hanno condotto prove su travi in c.a. ripristinate con malte. Sono anche state condotte ricerche sull'influenza delle proprietà d'interfaccia e delle caratteristiche del prodotto di ripristino [Emberson & May, 1990; Tokushige *et al.* 1999; Kamada *et al.* 2000 ; Garbacz *et al.* 2005; Yubin *et al.* 2006 ; Mangat & O'Flaherty 2000] e sull'influenza della presenza o meno delle barre all'interno dello strato ripristinato [Pellegrino *et al.* 2011]. Tuttavia, le proprietà meccaniche che deve possedere il materiale da ripristino non sono ancora state definite in modo preciso e univoco.

Riguardo agli interventi di rinforzo, essi sono spesso eseguiti in caso di cambiamento di destinazione d'uso della struttura o per operazioni di miglioramento o adeguamento sismico. I rinforzi possono essere realizzati utilizzando materiali e tecniche costruttive convenzionali, tra cui l'applicazione di piatti in acciaio, nuovi strati di calcestruzzo, l'introduzione di cavi esterni post-tesi, o impiegando nuove tecniche innovative basate sull'applicazione di materiali compositi tipo FRP (Fiber Reinforced Polymer), in forma di laminati o barre. Gli FRP presentano molti vantaggi, come l'alta resistenza e durabilità, la resistenza alla corrosione, versatilità d'uso in situ, trascurabili variazioni dimensionali dopo l'applicazione e l'elevato rapporto resistenza/peso rispetto ad altre tecniche di intervento tradizionali. Tuttavia, nonostante i numerosi vantaggi, i materiali FRP presentano un comportamento elasto-fragile, alta vulnerabilità alle temperature elevate, una resistenza molto bassa in direzione perpendicolare alle fibre, mancanza di permeabilità al vapore e costi relativamente alti [Bekaert 2007]. Pertanto, lo sviluppo nel campo dei materiali compositi, per la ricerca di una soluzione a queste problematiche, si è rivolto verso i compositi Steel Reinforced Grout (SRG). Questi materiali sono ottenuti attraverso l'impiego di fili d'acciaio ad alta resistenza, avvolti o attorcigliati in trefoli o cavi, incorporati in matrici inorganiche che agiscono da incollaggio al substrato.

La resistenza a flessione di travi in c.a. rinforzate esternamente con SRG è già stata indagata [Barton *et al.* 2005; Huang *et al.* 2005], assieme allo studio del comportamento di matrici cementizie come agenti di incollaggio [Taljsten & Blanksvard 2007; Hashemi *et al.* 2008]. Tuttavia, ancora numerose incertezze permangono nella scelta della matrice cementizia più adatta e nella valutazione dell'efficienza finale di elementi rinforzati con SRG.

Le tecniche di ripristino e rinforzo sopra illustrate possono essere adottate anche nel recupero di telai che necessitano di adeguamento/miglioramento nei confronti di carichi gravitazionali e sismici. In particolare, in quest'ultimo caso, i telai, sotto l'azione di forze laterali, presentano zone di alta vulnerabilità connesse alla presenza di dettagli costruttivi non duttili impiegati per la posa della armature. Le caratteristiche principali dei particolari costruttivi impiegati nel passato sono ormai note, ma possono facilmente cambiare da costruzione a costruzione secondo la prassi costruttiva tipica di un dato luogo e di un dato periodo storico. Anche l'esistenza di elementi di tamponamento può modificare la risposta sismica globale di un telaio, in particolare quando sono disposti in modo irregolare in altezza. A partire dagli anni '60 gli studi si sono moltiplicati, ma l'elevato numero di variabili in esame rende difficile trovare risultati confrontabili [Beconcini & Buratti 1999].

In tale ambito, la modellazione numerica diviene uno strumento molto utile per l'esecuzione di analisi finalizzate alla comprensione del comportamento reale dell'elemento o della struttura nel suo



complesso. Ciascun elemento può essere schematizzato secondo modelli diversi che possono descriverne il comportamento anche in campo non-lineare. E' possibile ricorrere a modelli semplificati non solo per travi e pilastri ma anche per i tamponamenti, per valutare la loro influenza sul comportamento globale della struttura. Sulla base del modello numerico possono essere eseguite diverse analisi, statiche o dinamiche, lineari e non, in funzione dell'obiettivo di studio prefissato.

## 1.2 – Definizione dei problemi

Per inquadrare in maniera più approfondita il problema delle strutture storiche in cemento armato sono stati analizzati dodici casi studio, quasi tutti ubicati in Veneto, su alcuni dei quali oltre al rilievo visivo è stato possibile effettuare anche indagini preliminari di caratterizzazione dei materiali. Gli edifici oggetto di analisi sono i seguenti (Tabella 1.1):

- Ala Nord dell'Ex Castello dei Carraresi a Padova;
- Teatro Civico di Schio (VI);
- Copertura della Sala Maggiore delle Sale d'Armi presso l'ex Arsenale di Venezia;
- Monumento alla Vittoria a Bolzano;
- Edifici industriali presso l'ex Area Agrimont a Marghera (VE);
- Complesso ex Tiro al Volo a Venezia Lido;
- Edifici dello stabilimento industriale di Finmeccanica-Thales a L'Aquila;
- Stazione Frigorifera degli ex Magazzini Generali di Verona;
- Ex Foro Boario a Padova;
- Ex Ricamificio a San Giovanni in Lupatoto (VR);
- Ex Palasport Antonianum a Padova.

Ciascuna di queste costruzioni solleva problemi di diversa natura.

1. L'Ala Nord dell'ex Castello dei Carraresi (XIII secolo) presenta strutture in c.a. risalenti ai primi decenni del Novecento, alcune delle quali sono state progettate secondo il brevetto Hennebique (1897), uno dei primi sistemi per la realizzazione di strutture in cemento armato. A Torino, presso l'archivio Porcheddu, prima società italiana concessionaria del brevetto Hennebique per il Nord Italia, sono state trovate le tavole di progetto originarie (Allegato A). Per avere conferma della conformità del progetto con l'esecuzione finale sono state effettuati rilievi della geometria di solette e travi, e saggi locali per l'individuazione delle barre di armatura. Inoltre, sono state eseguite prove con sclerometro e carotaggi per ottenere informazioni sulle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

La tecnica Hennebique è stata individuata anche presso il Teatro Civico di Schio (VI) realizzato nel 1907. Presso lo stesso archivio Porcheddu sono state ritrovate alcune tavole del progetto originario ed è stata verificata in situ la presenza dei dettagli costruttivi tipici del sistema Hennebique. Per la caratterizzazione del calcestruzzo sono state condotte prove con sclerometro e carotaggi, mentre per caratterizzare le barre di armatura sono stati eseguiti dei prelievi di spezzoni di acciaio, sottoposti poi a prove di trazione.

Le due strutture sopra citate sono interessate da problemi di attribuzione di una nuova destinazione d'uso, nel caso dell'ex Castello dei Carraresi, e di riuso, nel caso del Teatro di Schio,

che richiedono nuove verifiche strutturali dovute agli incrementi di carico previsti alla luce delle nuove normative vigenti in materia.

2. La mancanza di sicurezza strutturale non riguarda tuttavia solo le verifiche nei confronti dei carichi gravitazionali, ma anche e soprattutto le verifiche nei confronti delle azioni orizzontali da sisma. Il comportamento sismico di strutture storiche in cemento armato è un problema molto sentito e di notevole entità soprattutto nel caso di strutture a telaio estremamente deformabili in cui si possono innescare meccanismi di collasso indesiderabili.

La struttura a telaio dell'ex complesso Tiro a Volo a Venezia Lido è espressione di uno dei rari esempi di architettura razionalista presente sull'isola, realizzata nel 1949. Per tale edificio non è stato possibile recuperare i disegni strutturali originari e pertanto sono state eseguite scarifiche sistematiche per individuare quantità e distribuzione delle barre di armatura. Non è stato tuttavia possibile indagare le zone dei nodi per l'esigenza di limitare l'invasività delle scarifiche. Il telaio è a forma semicircolare, a due piani fuori terra ed è tamponato in modo irregolare sia in pianta che in altezza con pannelli murari.

A conferma dell'estrema vulnerabilità sismica di strutture a telaio costruite nei primi decenni del secolo, si ricordano i telai in c.a. degli anni Trenta del complesso industriale Finmeccanica - Thales a L'Aquila, zona Pile, che hanno riportato gravi danni dopo il terremoto dell'Aprile 2009, in modo particolare in corrispondenza dei nodi trave-colonna, nei tamponamenti e alla base dei pilastri.

Un'altra tipologia di telaio è quella della struttura dell'ex Foro Boario a Padova costruita negli anni Sessanta e divenuta di recente bene vincolato. Il problema sismico, in questo caso, è accentuato dalla tecnica costruttiva di prefabbricazione, che rende ancora più vulnerabili alle azioni orizzontali i nodi travi-colonna.

3. Nelle costruzioni miste in muratura e cemento armato anche la distribuzione irregolare delle masse influisce in modo determinante sulla risposta sismica globale. Nella Stazione Frigorifera degli ex Magazzini Generali di Verona realizzata negli anni Trenta il basamento è in muratura, mentre la parte sommitale è caratterizzata da una copertura a cupola in cemento armato. La presenza della massa della cupola può influire in modo negativo sul comportamento globale dell'edificio in caso di sisma di elevata intensità.
4. Dettagli costruttivi inadeguati e tecniche costruttive obsolete sono due caratteristiche ricorrenti che si affiancano al fenomeno del degrado dei materiali.

La struttura di copertura della Sala Maggiore delle Sale d'Armi presso l'ex Arsenale di Venezia è caratterizzata da travi reticolari in cemento armato risalenti agli anni Trenta. Il problema predominante è il degrado dei materiali causato dall'assenza prolungata del manto di copertura e quindi dalla prolungata esposizione alle intemperie. I principali fenomeni di degrado sono l'espulsione del copriferro, la corrosione delle barre d'armatura e nodi completamente privi di calcestruzzo.

Un degrado accentuato dei materiali dovuto ad infiltrazioni di acqua ed umidità è stato individuato anche nelle strutture interrate in cemento armato del Monumento alla Vittoria costruito nel 1926-28 dal Piacentini. Il monumento è caratterizzato da una parte fuori terra, costituita da un arco di trionfo, e da una parte maggiore interrata dove si concentrano i fenomeni di degrado. Le cripte interrate sono caratterizzate da setti portanti, travi e solette. I setti, a seguito dell'indagine



pacometrica, sono risultati privi di armatura e caratterizzati da fenomeni di segregazione dell'inerte all'interno dell'impasto cementizio che comporta forti variazioni di resistenza del materiale dal basso verso l'alto. Nelle travi e nelle solette l'elevata percentuale di umidità presente nell'ambiente e la percolazione dell'acqua piovana ha determinato un'avanzata corrosione delle barre di armatura che hanno quasi totalmente perso la loro sezione resistente.




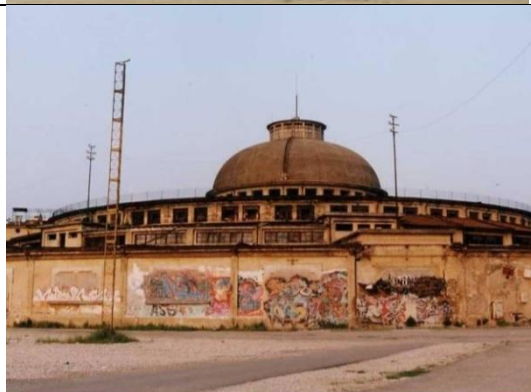
5. Acqua e umidità non sono gli unici fenomeni che possono indurre degrado.

Sono state analizzate due strutture in cemento armato un tempo adibite a deposito fertilizzanti ubicate presso l'ex area Agrimont a Marghera (VE). L'inquinamento delle falde ha determinato la risalita per capillarità di solfati e altre sostanze inquinanti che hanno attaccato il calcestruzzo e le barre di armatura provocandone la disgregazione. Il calcestruzzo ha modificato la sua colorazione presentandosi di un colore giallastro con fenomeni di delaminazione e perdita di consistenza; le barre risultano completamente corrose, con totale perdita di sezione resistente. Tali fenomeni sono particolarmente accentuati alla base delle strutture, nelle aree più vicine al terreno.

6. Esistono, infine, strutture in cemento armato che rappresentano una perfetta sintesi di ingegneria-architettura e arte, a cui però non viene riconosciuto alcun valore e rischiano la demolizione. Esempi di strutture appartenenti a tale categoria sono la copertura dell'ex ricamificio a San Giovanni Lupatoto (VR), degli anni Sessanta. Si tratta di una imponente copertura a shell sostenuta da una doppia maglia romboidale di travetti reticolari in cemento armato che ricordano le coperture degli hangar realizzate da Nervi. Travetti reticolari ad arco costituivano l'ossatura portante anche della copertura dell'ex Palasport Antonianum a Padova, che purtroppo ha già subito la demolizione.

Tabella 1.1: Studio preliminare – Casi studio

Caso Studio		Anno Realizzazione	Peculiarità/problematiche
Ala Nord ex Castello dei Carraresi - Padova		inizio '900	sistema Hennebique/nuova destinazione d'uso
Teatro Civico di Schio (VI)		inizio '900	sistema Hennebique/ riuso

<p>ex Complesso Tiro al Volo – Venezia Lido</p>		<p>1949</p> <p>telaio progettato per sole azioni gravitazionali/distribuzione irregolare dei tamponamenti</p>
<p>stabilimenti Finmeccanica-Thales – L’Aquila</p>		<p>anni Trenta</p> <p>telaio progettato per sole azioni gravitazionali /recupero post-sisma</p>
<p>ex Foro Boario - Padova</p>		<p>anni Sessanta</p> <p>telaio prefabbricato progettato per sole azioni gravitazionali/riuso</p>
<p>Stazione Frigorifera degli ex Magazzini Generali - Verona</p>		<p>anni Trenta</p> <p>struttura mista muratura-cemento armato- massa elevata in sommità</p>

Copertura della Sala  
maggiore delle Sale  
d'Armi – ex  
Arsenale di Venezia



anni Trenta

degrado dei materiali da  
umidità

Monumento alla  
Vittoria - Bolzano



1926-28

degrado dei materiali da  
umidità

ex area Agrimont –  
Marghera (VE)



anni Trenta

degrado dei materiali da  
inquinamento

ex area Agrimont –  
Marghera (VE)



anni Trenta

degrado dei materiali da  
inquinamento

ex Ricamificio – San Giovanni in Lupatoto (VR)		anni Sessanta    rischio demolizione
ex palasport Antonianum - Padova		anni Sessanta    struttura già demolita

## 1.3 – Obiettivi

Nel presente lavoro si affrontano in modo sistematico alcune delle problematiche tipiche delle costruzioni storiche in cemento armato.

Le strutture storiche in cemento armato in Italia sono molto diffuse, ma tra loro sono molto diversificate. Dall'esecuzione di indagini in situ su più di dieci casi studio sono state individuate numerose e diverse problematiche. L'inquadramento generale del problema ha fatto emergere alcuni aspetti urgenti da approfondire nel presente lavoro. Le tematiche scelte sono: (i) interventi di ripristino della sezione originaria di colonne e travi in cemento armato; (ii) interventi di rinforzo con tecniche innovative; (iii) valutazione del livello di sicurezza di strutture storiche in c.a. realizzate nei primi decenni del Novecento; (iv) analisi del comportamento sismico globale di strutture a telaio in cemento armato progettate per soli carichi gravitazionali in presenza di tamponamenti distribuiti in modo irregolare.

L'attività è stata condotta da un punto di vista sperimentale, analitico e numerico.

La fase sperimentale ha riguardato lo studio sistematico di tecniche per il ripristino con malte e il rinforzo con materiali compositi innovativi. Sono state eseguite prove a compressione e a flessione, rispettivamente, su colonne e su travi ripristinate con tre tipi di malte cementizie polimero-modificate inglobanti le barre di armatura longitudinali. I risultati delle prove condotte su elementi di controllo (non danneggiati e non ripristinati) sono stati comparati con quelli ottenuti da prove su campioni ripristinati, per valutare l'efficacia dell'intervento in termini di capacità portante finale.

I risultati di questa campagna di indagine sono stati impiegati per pianificare una seconda fase sperimentale, che ha previsto l'associazione della tecnica di ripristino a quella di rinforzo. Gli interventi di rinforzo strutturale devono, infatti, essere eseguiti solo previa adeguata preparazione del substrato, operazione che molto spesso consiste nella rimozione del calcestruzzo carbonatato, nella pulizia delle

barre corrose e nel ripristino della sezione originaria con malte cementizie. Per riprodurre il caso reale di applicazione di un sistema di rinforzo, dunque, sono state pianificate prove a flessione su travi ripristinate all'intradosso con malte polimero-modificate e rinforzate poi con materiale composito Steel Reinforced Grout (SRG), che prevede l'impiego di matrice di incollaggio in malta cementizia, anziché resina epossidica, e fibre di rinforzo in acciaio, anziché altri materiali innovativi più comunemente applicati, quali carbonio, vetro o aramide. Le prove così condotte hanno permesso di valutare il comportamento della doppia interfaccia calcestruzzo-ripristino e ripristino-rinforzo, e l'incremento di carico massimo raggiunto dalla trave rinforzata rispetto a quella originaria.

I risultati sperimentali sono stati poi utilizzati per calibrare modelli numerici non-lineari ad elementi finiti di colonne e travi in c.a. in grado di fornire informazioni sugli stati tensionali all'interfaccia e nei diversi materiali, e valori di deformazione non ricavabili dalle prove in laboratorio.

La fase analitica è stata applicata alle strutture in c.a. dell'Ala Nord dell'ex castello dei Carraresi a Padova e al telaio in cemento armato del complesso 'Hugo Pratt' a Venezia Lido, per valutare il livello di sicurezza di tali strutture storiche in cemento armato. È stato seguito un iniziale iter diagnostico, che ha previsto il rilevamento dello stato del degrado, sia a livello materico che a livello strutturale, la ricerca di informazioni inerenti il progetto originario e l'esecuzione di prove in situ e di laboratorio per una migliore ed accurata caratterizzazione dei materiali.

Nelle strutture in c.a. dell'Ala Nord dell'ex castello dei Carraresi a Padova sono state eseguite localmente verifiche statiche su singoli elementi strutturali, ripercorrendo e riproponendo tre metodi di calcolo delle strutture in c.a. impiegati nel Novecento (il metodo Hennebique, le tensioni ammissibili e il metodo semiprobabilistico agli stati limite) per valutare le differenze nel livello di sicurezza.

Il complesso 'Hugo Pratt' a Venezia, invece, è stato studiato da un punto di vista di risposta globale alle azioni laterali. Le verifiche sismiche sono state condotte sulla base dei risultati di analisi statiche non-lineari (push-over) modellando l'intera struttura in tre dimensioni. Le analisi hanno permesso di ottenere le curve di capacità della struttura e di identificare l'andamento del comportamento strutturale al crescere delle forze orizzontali. Per valutare l'influenza della presenza dei tamponamenti sono stati confrontati i risultati ottenuti dal modello 3D a telaio puro con quelli da modello 3D con pannelli murari modellati a puntone equivalente.

## 1.4 – Organizzazione della tesi

La tesi è organizzata in quattro capitoli che si sviluppano secondo l'impostazione presentata nel precedente paragrafo. Viene prima presentata la fase di sperimentazione in laboratorio e successivamente si illustrano i casi studio analizzati.

Lo scopo dei primi due capitoli è di definire le problematiche e il contesto per lo sviluppo del lavoro di ricerca.

In particolare, il Capitolo 2 descrive lo stato dell'arte, presentando una panoramica dell'evoluzione delle principali fonti normative relative alle costruzioni in cemento armato, dall'inizio del '900 ad oggi, e delle tecniche di indagine impiegate per la raccolta di informazioni sulle strutture esistenti (prove non distruttive, carotaggi e prelievi, prove in laboratorio). Nello stesso capitolo sono stati riportati gli studi

più significativi condotti su tecniche di ripristino con malte e sui metodi di rinforzo delle strutture in cemento armato con materiali compositi SRP (fibre di acciaio e matrice organica) o SRG (fibre di acciaio e matrice inorganica). Il capitolo si conclude con una sezione dedicata alle principali peculiarità di telai in cemento armati progettati per sole azioni gravitazionali e agli studi e alle sperimentazioni condotti, per comprendere più a fondo il loro comportamento sotto l'azione di carichi orizzontali, anche in presenza di elementi di tamponamento.

Il Capitolo 3 illustra il programma sperimentale condotto e la successiva modellazione ad elementi finiti degli elementi testati in laboratorio. La fase sperimentale è suddivisa in tre parti principali: le prove a compressione su colonne ripristinate con malte polimero-modificate, le prove a flessione su travi ripristinate con malte polimero-modificate e le prove su travi ripristinate con malte e rinforzate con SRG. Ciascuna fase della sperimentazione è introdotta dal processo di selezione dei materiali da impiegare e dalla loro caratterizzazione meccanica. Tutta la campagna di indagine è stata progettata in modo tale da poter utilizzare i dati ricavati dalla sperimentazione come base per la definizione della fase successiva. Per ogni campagna di prove vengono descritti i set-up di prova, le strumentazioni utilizzate e le relative misurazioni. Vengono quindi riportati e discussi i risultati.

I risultati sperimentali sono stati impiegati per calibrare modelli FE bidimensionali che riproducono il comportamento delle colonne e delle travi testate in laboratorio. Sono state implementate leggi non-lineari per ciascun materiale e sono stati ricavati valori di deformazione e di tensione non misurabili in fase sperimentale.

Il Capitolo 4 tratta l'applicazione del processo di valutazione della sicurezza strutturale a due casi studio selezionati. In entrambe le strutture sono stati condotti studi preliminari di ricerca storica, campagne di indagine in sito e prove di laboratorio su materiali campionati, per ottenere informazioni funzionali all'acquisizione di un adeguato livello di conoscenza e all'esecuzione delle verifiche strutturali.

La prima parte del Capitolo 4 riporta le verifiche statiche condotte secondo tre diverse metodologie di calcolo su alcuni elementi strutturali in cemento armato realizzati all'inizio del '900 dell'ala nord dell'ex castello dei Carraresi a Padova. La seconda parte sviluppa, invece, le analisi sismiche statiche non-lineari condotte su un telaio esistente in c.a. del 1949, ubicato a Venezia Lido, al fine di valutarne il comportamento alle azioni laterali e l'influenza della modellazione dei tamponamenti nella risposta sismica globale della struttura.

Nel Capitolo 5 sono presentate, infine, le conclusioni della ricerca.



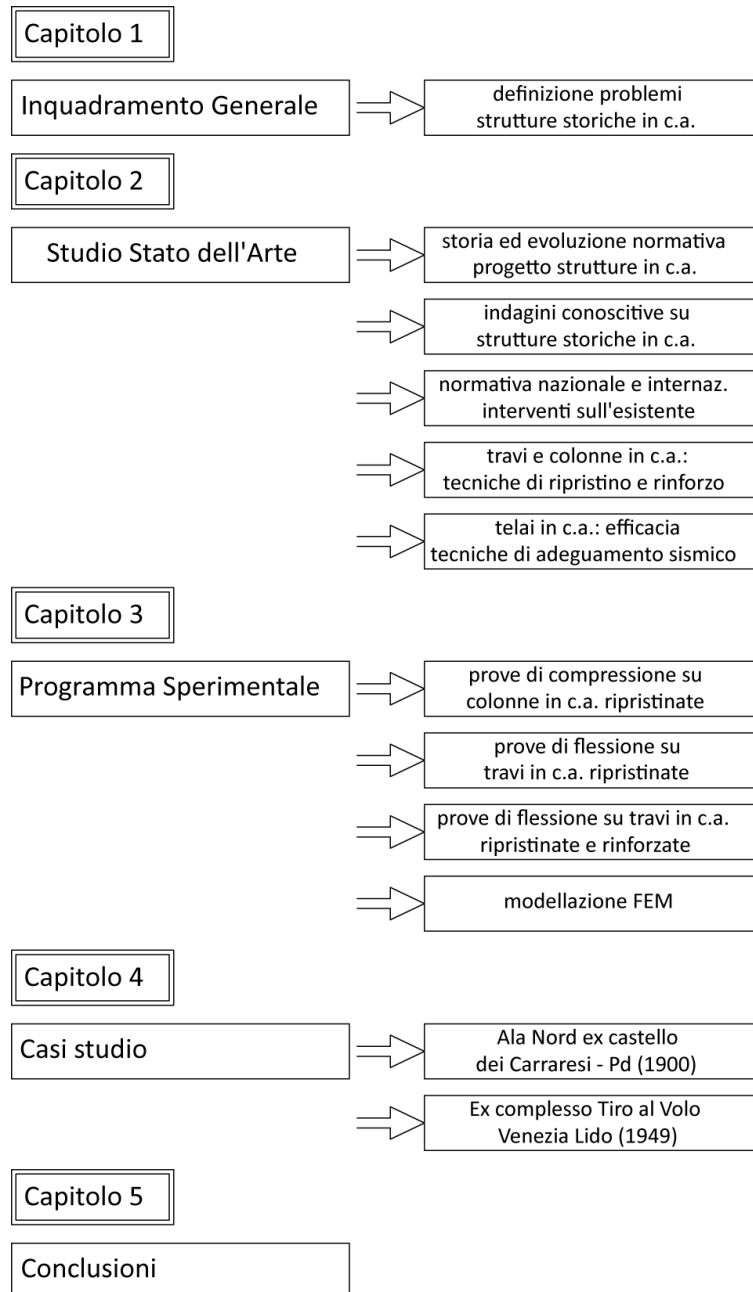


Figura 1.1: Organizzazione Tesi



## Capitolo 2 – Stato dell'Arte

### 2.1 – Introduzione

Il capitolo fornisce una panoramica dello stato dell'arte relativo alle principali tematiche discusse nel presente lavoro di tesi.

Inizialmente è riportata brevemente la storia della tecnica costruttiva del cemento armato ed è illustrata l'evoluzione normativa sulle costruzioni in c.a. sino ai nostri giorni. Sono presentate le metodologie di indagine per l'individuazione delle caratteristiche della struttura, dei materiali e dei suoi dettagli costruttivi e sono illustrate le principali tecniche di intervento, focalizzando l'attenzione sulle ricerche condotte in passato sull'efficacia di tecniche di ripristino e tecniche di rinforzo strutturale con materiali compositi.

La parte finale del capitolo è dedicata all'individuazione delle principali peculiarità di telai storici in cemento armato.

### 2.2 – Storia del cemento armato

La tecnica costruttiva del cemento armato è relativamente recente e si basa sull'accoppiamento di due materiali, il calcestruzzo e l'acciaio, che presentano una buona aderenza all'interfaccia e che si completano vicendevolmente, in quanto il calcestruzzo reagisce prevalentemente a compressione, mentre l'acciaio lavora soprattutto a trazione.

Il cemento armato si è diffuso a partire dalla seconda metà del XIX secolo e la sua evoluzione storica è stata segnata da quattro periodi fondamentali [Nelva & Signorelli 1989]:

1. 1850-1890: il periodo degli 'inventori e primi sperimentatori';
2. 1890-1905: il periodo dei 'primi realizzatori';
3. 1906-1930: il periodo dello 'sviluppo delle teorie e dei metodi di calcolo' in campo elastico;
4. dal 1939 ad oggi: il periodo delle 'teorie elasto-plastiche e dello studio degli stati di coazione impressi'.

Le prime realizzazioni con questo nuovo materiale sono state la barca di Joseph Luis Lambot (1848, Figura 2.1), i vasi da giardino di Joseph Monier (1849) e il solaio di copertura di una casa realizzato da François Coignet nel 1852 (Figura 2.2). Le prime due applicazioni consistevano in reti metalliche con profili di irrigidimento ai bordi spalmate con un impasto di pochi centimetri di sabbia e cemento (il cemento offriva alcuni vantaggi statici, ma svolgeva soprattutto l'azione di rivestimento protettivo); la terza, invece, per la costruzione del solaio, prevedeva dei getti di travi e piani metallici o grigliati a barre metalliche.



Figura 2.1: Barca di Lambot [Bosc 2001]

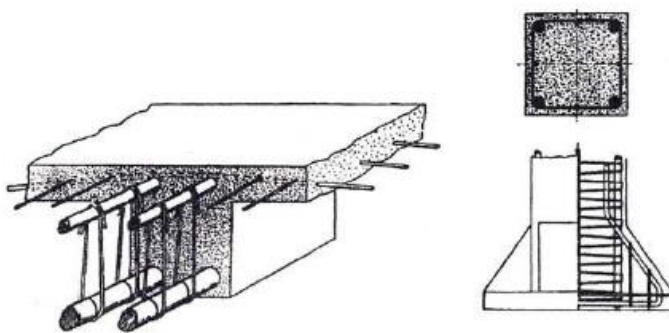


Figura 2.2: Particolari del sistema Coignet [Bussell 1996]

Le ufficializzazioni di queste invenzioni e di molte altre analoghe, succedutesi ampiamente nel corso degli anni, avvenivano tramite brevetto o licenza. Nei primi anni la storia del calcestruzzo venne determinata, quindi, dal succedersi di questi brevetti e dalle loro applicazioni [Mezzina *et al.* 2008].

In un primo tempo, lo sviluppo della nuova tecnica costruttiva fu stimolato dall'aspetto economico-commerciale: le imprese acquistavano i brevetti, chiamati sistemi, dagli inventori e diventavano i promotori di una certa pratica costruttiva. Gli aspetti tecnico-scientifici cominciarono ad essere indagati più tardi. Nel 1877 Taddeus Hyatt pubblicò i risultati di una lunga serie di esperimenti sul comportamento strutturale degli elementi in cemento armato. Hyatt comprese l'importanza dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, scoprì che il ferro ha lo stesso coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo e che ciò avrebbe permesso una buona collaborazione tra i due materiali anche ad alte temperature. Nel 1878 Hyatt depositò un brevetto per la costruzione di un solaio (Figura 2.3) costituito da piattine in ferro in una direzione e da tondini disposti in direzione perpendicolare e passanti attraverso dei fori appositamente creati nelle piattine, il tutto rivestito da uno strato di calcestruzzo composto anche da ghiaia e quindi avente impasto diverso dal conglomerato fino ad allora utilizzato, costituito prevalentemente da inerti fini.

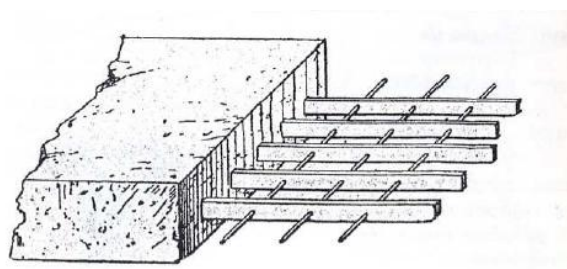


Figura 2.3: Brevetto di Hyatt per la costruzione di solai in cemento armato [Bussell 1996]

Egli propose anche un modello di trave con i ferri d'armatura inclinati alle estremità e con elementi di connessione tra il calcestruzzo e l'armatura [Mezzina *et al.* 2008].

Nello stesso anno Monier depositò un brevetto per la costruzione di travi e solette. Egli però, a differenza di Hyatt, non aveva un approccio teorico e sperimentale, ma solo intuitivo.

Nel 1884 la ditta Waysys acquisì il brevetto di Monier e incaricò Mathias Koenen di eseguire su alcune strutture costruite con tale sistema, prove di carico, di resistenza al fuoco, di aderenza calcestruzzo-ferro, di durabilità del ferro inglobato nel calcestruzzo e di confronto con altri sistemi costruttivi in termini di economicità e resistenza. I risultati degli studi furono pubblicati nel 1887 nella brochure del sistema Monier che divenne il primo manuale di calcolo del cemento armato.

Da questo momento molti scienziati, soprattutto tedeschi francesi e austriaci iniziarono attività sperimentali sulle proprietà del materiale per determinare le forze di adesione ferro-calcestruzzo e per verificare l'uguaglianza dei due coefficienti di dilatazione termica. Tali studi condussero alla pubblicazione di numerosi manuali che ben presto sostituirono i brevetti [Mezzina *et al.* 2008].

In Francia accanto al sistema Monier originale si svilupparono quelli di Bordenave, Coignet, Bonna, Matrai, Cottacin, ecc... [Viscardini & Morsch 1910]. Il brevetto Cottacin del 1889, ad esempio, riguardava una lastra in ferro cemento, la cui armatura era costituita da un reticolato con un unico filo di ferro intrecciato con sé stesso come indicato in Figura 2.4. La resistenza della piastra veniva proporzionata in funzione della dimensione delle maglie, lasciando inalterato il diametro del filo [Guidi 1901].

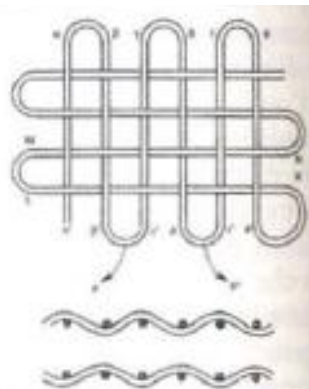


Figura 2.4: Brevetto Cottacin per la realizzazione di solette di ridotto spessore [Guidi 1901]

Il brevetto più noto è però quello di François Hennebique (1842-1921) che inizialmente concentrò la sua attenzione sulla sicurezza contro il fuoco. Il suo brevetto, risalente al 1892, si colloca negli anni antecedenti quelli dello sviluppo delle teorie e dei metodi di calcolo in campo elastico (che vedrà anche la comparsa dei regolamenti ufficiali di calcolo e che spazia tra il 1904-07 e il 1925-30). Da tale momento Hennebique si pose a capo di una organizzazione, da lui creata, per la progettazione e la realizzazione di strutture ed edifici in 'beton armé Système Hennebique' che ha diffuso tale metodo costruttivo sino ad ottenere il record del maggior numero di realizzazioni di strutture in cemento armato nel mondo. Gli edifici costruiti con la tecnica del cemento armato nella prima metà del '900 hanno assunto una valenza storica, in quanto portatori ed espressione della cultura di un'epoca.

## 2.2.1 – Brevetto Hennebique: caratteristiche costruttive

A François Hennebique (1842-1921) si deve buona parte della diffusione delle strutture in conglomerato cementizio armato a partire dagli ultimi anni dell'Ottocento ed il crescente interesse dei costruttori per i vantaggi offerti da tale nuova tecnica. Il sistema Hennebique giunse in Italia nel 1894 quando venne aperto a Torino lo 'Studio Tecnico degli ing. Ferrero e Porcheddu'. E' proprio a quest'ultimo che si deve la diffusione del sistema Hennebique nell'Nord Italia e la realizzazione di alcune opere che hanno raggiunto il primato nel mondo come: i Silos Granari del porto di Genova, il Ponte Risorgimento a Roma, la Fiat Lingotto a Torino. Allo studio tecnico dell'ing. Porcheddu venne affidata anche la progettazione della struttura del Teatro Civico di Schio (1907).

Con il suo sistema Hennebique ha introdotto l'armatura con staffe e ha studiato una razionale disposizione del ferro, come posizione e tipo di piegatura, suggerita da considerazioni basate più sull'intuito che sull'analisi teorica del comportamento di strutture composte di materiali aventi proprietà tanto diverse. Rispetto al suo predecessore Monier, che armava le proprie travi simmetricamente rispetto all'altezza della sezione (Figura 2.5), Hennebique basò il proprio sistema su membrature ove l'armatura si trovava "annegata" nella zona tesa della sezione trasversale in modo che potesse assorbire quelle sollecitazioni di trazione per le quali le proprietà meccaniche del calcestruzzo non erano adeguate. L'origine di questi studi fu la necessità di realizzare delle strutture resistenti agli incendi, vera debolezza dei solai in legno.

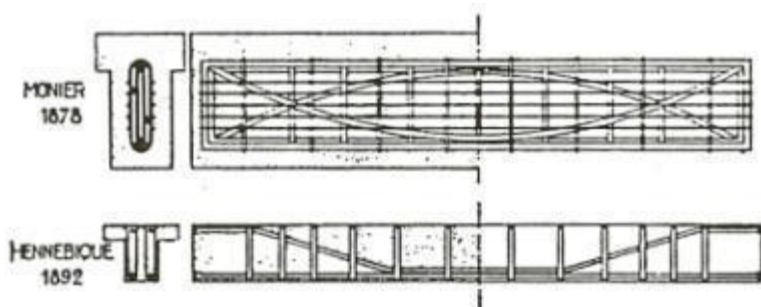


Figura 2.5: Trave Monier e trave Hennebique [Nelva & Signorelli 1989]

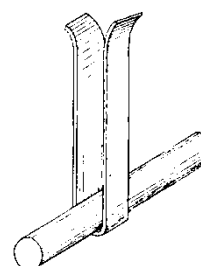


Figura 2.6: Staffa Hennebique [Vacchelli 1906]

Il sistema Hennebique prevedeva per le travi un'armatura costituita da barre longitudinali che assorbivano gli sforzi di trazione e da staffe (mojette), elementi a braccia verticali, in piattina di ferro (sezione 20 mm x 2 mm, 30 mm x 2 mm), che contrastavano gli sforzi di taglio presenti nell'elemento inflesso (Figura 2.6). Il loro passo andava aumentando dagli appoggi verso la mezzeria coerentemente con la diminuzione dello sforzo di taglio nella medesima direzione. La disposizione dell'armatura longitudinale si basava sul concetto di far lavorare il ferro a trazione ed il calcestruzzo a compressione. In mezzeria di campata l'armatura risultava posizionata nella parte inferiore della sezione trasversale e disposta a coppie per file parallele di tondini, il cui numero era dipendente dal calcolo di dimensionamento (che stabiliva la quantità di armatura e la larghezza della sezione in calcestruzzo necessarie).

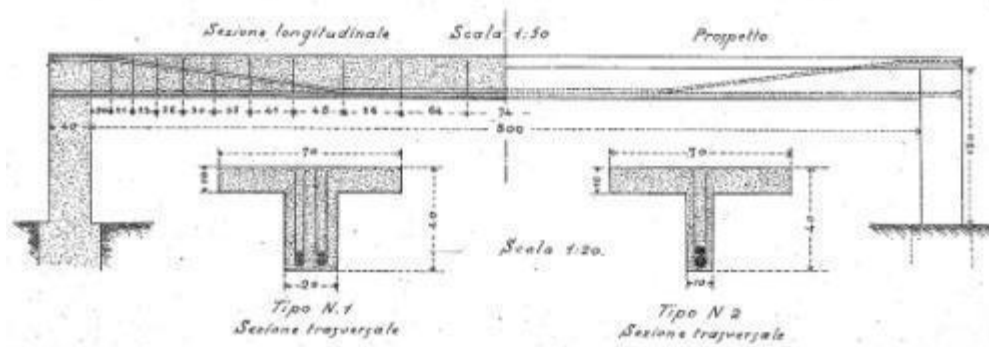


Figura 2 7: Trave Hennebique- armatura longitudinale e trasversale [Panetti 1902]

La metà delle barre prossima al lembo inferiore della sezione correva rettilinea da parte a parte per tutta la lunghezza della trave, mentre l'altra metà verso gli appoggi veniva portata presso il lembo superiore della sezione, in modo da assicurare nelle zone di incastro la presenza di armature metalliche, sia al lembo inferiore che a quello superiore della trave (Figura 2 7). La presenza di armatura al lembo superiore permetteva di assorbire lo sforzo di trazione presente nell'incastro, dovuto al momento flettente negativo. Inoltre, Hennebique aveva scorto nei ferri ripiegati un'ottima difesa contro gli sforzi taglienti, e ne faceva uso anche nella travi semplicemente appoggiate [Viscardini & Mörsch 1910]. L'angolo di risalita delle barre verso gli appoggi era variabile in funzione del rapporto tra il terzo della luce della trave e l'altezza della sezione. La piegatura verso l'alto, infatti, doveva cominciare ai terzi della campata. La ripartizione tra ferri dritti e ferri piegati era generalmente in parti uguali. Tutti i ferri, dritti o rialzati, dovevano terminare con ganci, che trovavano entro la loro piegatura ad uncino un tronco di barra che migliorava l'ancoraggio nel calcestruzzo; nel caso specifico, con una barra rialzata per 1.5 metri si proponeva che oltre l'uncino essa proseguisse rettilinea per 10 cm e che lo spezzone di ferro fosse lungo 20 cm e dello stesso diametro dell'armatura. L'idea di prolungare la barra oltre l'uncino è la riprova della validità delle intuizioni dell'Hennebique, in quanto corrisponde con quella proposta dal Considère nel 1897. Dagli studi di quest'ultimo emergeva che la terminazione con uncino e prolungamento rettilineo ulteriore, con il quale il ferro sviluppava contro lo scorrimento un grande attrito, permetteva alle barre di essere stirate sino al limite di snervamento, al quale corrispondeva una resistenza media adesiva di  $77 \text{ kg/cm}^2$  di superficie di contatto; tale resistenza era, invece, al più di  $24 \text{ kg/cm}^2$  per le barre che terminavano dritte, e pertanto questo sistema era in grado di triplicarla. Altro vantaggio di tale tipo di uncino era che la sua stabilità non dipendeva che in modo secondario dalla qualità del calcestruzzo, in quanto l'attrito era provocato dalle forti pressioni che esso subiva serrato nell'uncino [Viscardini & Mörsch 1910]. Addirittura, proseguiva il Considère, per evitare eccessive pressioni sul calcestruzzo, era opportuno dare al semicerchio dell'uncino un diametro pari ad almeno 5 volte quello della barra. Di quale fosse il diametro proposto dall'Hennebique non è stata trovata documentazione. Tuttavia, veniva attribuita grande importanza alla realizzazione degli ancoraggi. Le travi sormontate da solette con l'armatura ortogonale ad esse venivano considerate con sezione resistente a 'T'. Di conseguenza, le solette risultavano incastrate nella nervatura e in corrispondenza di essa si doveva portare verso la faccia superiore, alternativamente, delle barre costituenti l'ossatura metallica, come mostrato in Figura 2.8, Figura 2.9 e Figura 2.10. In Figura 2.8 si nota il particolare della risalita di metà delle barre della nervatura, il passo variabile tra le staffe verticali e che nelle soletta, verso l'incastro, le barre non rialzate venivano avvolte da piccole staffe.

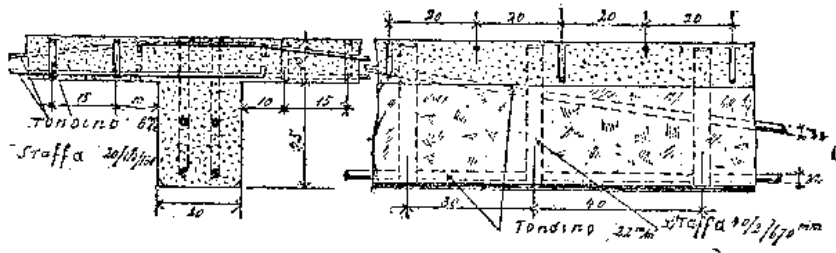


Figura 2.8: Sezione tipo [Vacchelli 1906]

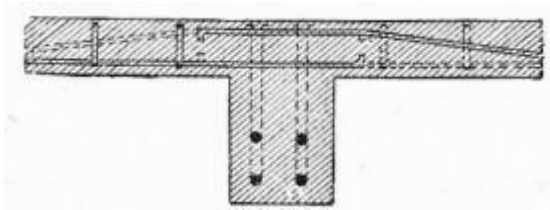


Figura 2.9: Sezione tipo [Viscardini &amp; Mörsch 1910]

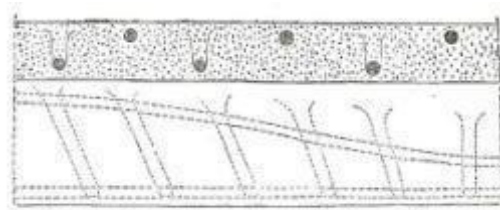


Figura 2.10: Sezione tipo [Boubé 1907-1910]

La disposizione delle staffe in genere era verticale su tutta la lunghezza della trave, mentre, nella descrizione del Boubè, la loro posizione, da verticale che era in mezzera, tendeva a essere progressivamente più inclinata verso gli appoggi, per contrastare meglio gli sforzi di taglio crescenti. Questo potrebbe essere un esempio di ‘contaminazione’ del metodo, magari con modifiche suggerite da considerazioni scientifiche più corrette.

Per quanto riguarda le travi con sezione resistente a T, si può dire che esse erano spesso realizzate nei due sensi ortogonali del solaio, a seconda dei casi, con un’orditura principale e una secondaria oppure a doppia orditura uguale nelle due direzioni.

Nei pilastri a sezione quadrata, rettangolare o poligonale, erano previste armature metalliche longitudinali in barre a sezione circolare, tenute in posizione sia da legature trasversali in filo di ferro, sia da fasce metalliche. Spesso, il collegamento tra pilastri e travi presentava mensole di raccordo in prossimità dell'appoggio con inclinazione di 1:3. Uno spaccato assonometrico di una porzione di struttura in cemento armato Hennebique, formata da pilastri, travi principali, travi secondarie, solette e con la disposizione dell’armatura nelle varie membrature, è riportato in Figura 2.11.

Da tutte le fonti consultate è emerso lo stesso metodo di calcolo. Esso prevedeva formule semplici ed empiriche che, sulla base di sperimentazioni e dell'esperienza, presentano analogie con il metodo di calcolo alle tensioni ammissibili. Tuttavia, le basi per lo sviluppo di una vera e propria teoria del cemento armato sono state poste una decina d’anni più tardi, con l’emanazione delle prime norme tedesche e francesi nel 1906, grazie agli studi del Considère, Bauschinger, Bach, Emperger, Ritter e Mörsch [Levi 2000].



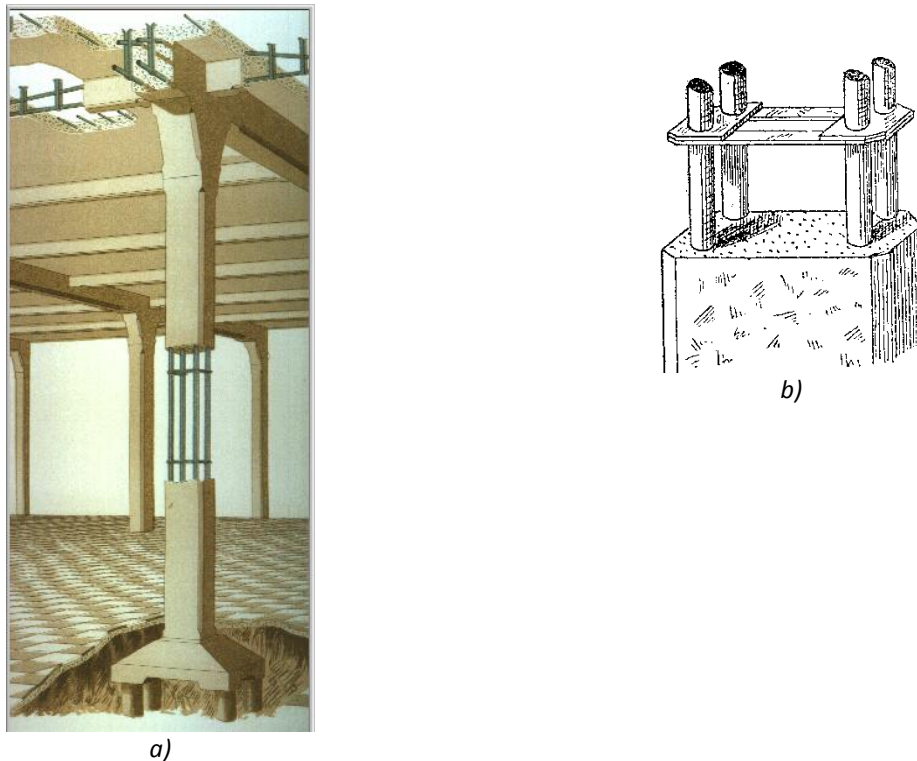


Figura 2.11: (a) Spaccato assonometrico e (b) particolare staffatura pilastri [Viscardini & Mörsch 1910]

## 2.2.2 – Brevetto Hennebique: metodo di calcolo

Nel metodo di calcolo Hennebique si consideravano due tipi di sollecitazioni agenti: la compressione semplice per i pilastri, e la flessione per le travi rettangolari e per le solette, oppure per le une insieme alle altre, nel caso di solaio omogeneo in cemento armato, con sezione resistente a T. Alla base del metodo vi era l'idea di far lavorare i componenti delle membrature in cemento armato a tensioni medie di sicurezza ( $R_{fe}$ ) pari a  $1000 \text{ kg/cm}^2$  a trazione o compressione per il ferro omogeneo e di  $25 \text{ kg/cm}^2$  ( $R_{cls}$ ) a compressione per il calcestruzzo. Nel caso della compressione semplice la portata di un pilastro era data dalla somma del contributo del conglomerato e del ferro, ottenuto dal prodotto delle rispettive sezioni per le tensioni di calcolo. Nel caso della flessione l'ipotesi di base era che il momento flettente della sezione più sollecitata della trave venisse assorbito per metà dal calcestruzzo e per l'altra metà dal ferro, ricavando, in prima fase, l'area di conglomerato necessaria e reagente a compressione. Si attribuiva un momento resistente al calcestruzzo al lembo compresso, pari alla metà del momento agente esterno ( $M_{est}/2$ ), e uno, di valore uguale, al ferro al lembo teso. Per una trave rettangolare di base  $b$ , l'altezza  $a$  (Figura 2.12) formante la sezione compressa necessaria, si ricavava dalla seguente equazione (2.1):

$$M_{est} = b \cdot a \cdot R_{cls} \cdot \frac{a}{2}$$

$$a = \sqrt{\frac{M_{est}}{b \cdot R_{cls}}} \quad (2.1)$$

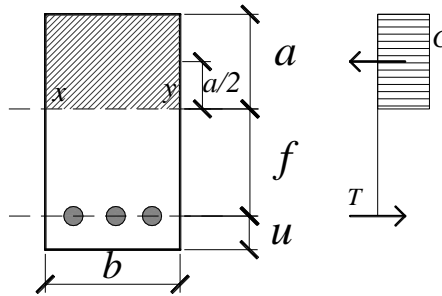


Figura 2.12: Sezione rettangolare di riferimento

Per il rimanente dimensionamento, riguardante le relazioni tra il braccio del lembo teso rispetto all'asse neutro, l'altezza totale della sezione e l'armatura necessaria a trazione, è emersa poca chiarezza all'interno delle fonti consultate. Le informazioni più importanti sono state di seguito riportate.

NELVA & SIGNORELLI (1989)

....si ricava il valore di "a" dopo aver fissato in progetto la base "b" della trave; inoltre, fissando in fase di progetto (in base all'esperienza) il valore "f" (braccio di leva delle forze interne dell'armatura metallica rispetto all'asse x-y" (neutro) ) "si ricava l'area necessaria del ferro di armatura:

$$M_{est} / 2 = A_{fe} \cdot R_{fe} \cdot f$$

$$A_{fe} = \frac{M_{est}}{a \cdot R_{fe} \cdot f} \quad (2.2)$$

dove:

$$R_{fe} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$A_{fe}$  è l'area di acciaio.

L'altezza totale della trave risultava quindi:  $h = a + f + u$ , dove  $u$  è la distanza tra il baricentro dell'armatura e il bordo teso.

VACCHELLI (1906)

... alla metà di questo resisterà il cemento a compressione ed all'altra metà il ferro a tensione, intendendo che queste forze agiscono con braccio di leva corrispondente alla distanza del loro centro

d'applicazione dall'asse neutro: o stabilisce la posizione dell'asse stesso in modo che il conglomerato soprastante abbia rispetto all'asse neutro stesso un momento resistente =  $M/2$ , senza che venga superato il limite di carico ammissibile nella resistenza unitaria massima. Dipendentemente dalla posizione dell'asse neutro vien calcolato lo sforzo agente nel ferro...

GUARDINI (2001)

“Il principio del metodo è di eguagliare il valore del momento scomposto nella componente passante per il baricentro delle armature tese e quello passante per il baricentro del calcestruzzo compresso; determinata la forza “(risultante interna, di compressione o di trazione)” questa viene divisa per la tensione ammissibile ottenendo l'area dell'acciaio o del calcestruzzo a seconda della tensione considerata”.

Nel lavoro di Guardini si trova pubblicato anche uno stralcio di calcoli per la Maison Hennebique, risalente al 1904, che contiene una breve descrizione del metodo di calcolo, di seguito riportata.

Nella trave di

Figura 2.13a, si consideri  $M$  il momento massimo, in kgm,  $S$  la sezione delle armature,  $R_b$  ( $b = \text{beton}$ ) il coefficiente di resistenza unitaria del calcestruzzo,  $R_m$  ( $m = \text{metal}$ ) quello del ferro, e si ipotizzi che il momento flettente si ripartisca ugualmente tra il momento di compressione del calcestruzzo e il momento di trazione del ferro. Si può così ricavare la posizione dell'asse neutro  $2h$ :

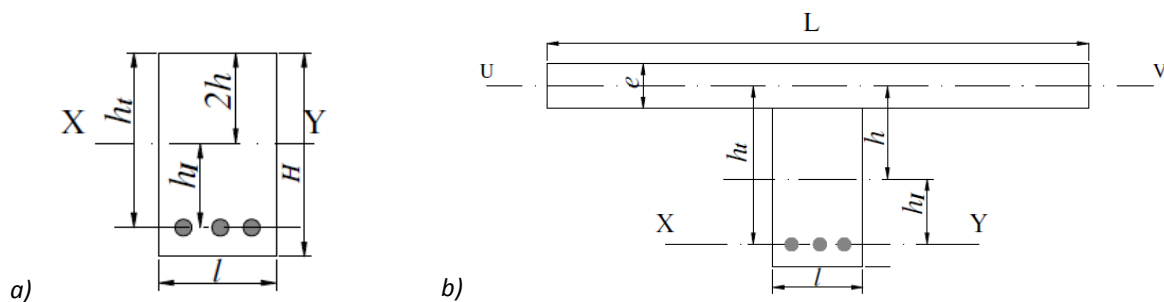


Figura 2.13: Sezione di riferimento (a) rettangolare e (b) a T

$$M/2 = 2R_b \cdot l \cdot h^2$$

$$2h = \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot l}} \tag{2.3}$$

In modo analogo si ricava l'area delle armature:

$$M/2 = R_m \cdot S \cdot h_t$$

$$S = \frac{M}{2R_m \cdot h_I}$$

$$h_I = h_t - 2h$$

$$S = \frac{M}{2R_m \cdot \left( h_t - \sqrt{\frac{M}{R_b \cdot l}} \right)} \quad (2.4)$$

In una trave a T, avente la sezione rappresentata in

Figura 2.13b, la posizione  $h$  dell'asse neutro si calcola come da equazione (2.5), mentre l'area dell'armatura si ricava da (2.7).

$$\frac{M}{2} = h \cdot R_b \cdot e \cdot L + \left[ \left( \frac{h - \frac{e}{2}}{2} \right) R_b \cdot \left( h - \frac{e}{2} \right) \cdot l \right]$$

$$\frac{M}{2} = h \cdot R_b \cdot e \cdot L$$

$$h = \frac{M}{2R_b \cdot e \cdot L} \quad (2.5)$$

$$h_I \cdot S \cdot R_m = M/2 \quad (2.6)$$

$$S = \frac{M}{2 \cdot h_I \cdot R_m} \quad (2.7)$$

Inoltre, poiché  $h_I = h_t - h$ , le due equazioni sopra riportate danno:

$$R_b \cdot l \cdot h^2 + (2 \cdot L \cdot R_b \cdot e + 2 \cdot S \cdot R_m - R_b \cdot l \cdot e) \cdot h - 2 \cdot h_t \cdot S \cdot R_m + R_b \cdot l \cdot \frac{e^2}{4} = 0 \quad (2.8)$$

equazione dalla quale trovo  $h$  quando è noto  $h_t$ .

Dall'ultima uguaglianza (2.8) si deduce che nel calcolo di  $M/2$  al lembo compresso veniva considerato anche il contributo del conglomerato tra la soletta e l'asse neutro; invece, per la determinazione del baricentro, sembra che il contributo delle nervatura compressa fosse trascurato e che, di conseguenza,

esso giacesse a metà altezza della soletta soprastante. Quale fosse la larghezza collaborante e il criterio con il quale determinarla non viene espressamente specificato.

Riguardo al dimensionamento della sezione reagente a trazione, si calcolava la sollecitazione di taglio massima agente e si supposeva che questa venisse sopportata per metà dai ferri longitudinali piegati e per metà dalle staffe [Gori 1999]. Si prescindeva quindi completamente dalla resistenza del calcestruzzo al taglio. Imposto il valore della tensione massima sopportata a taglio dall'armatura (in genere la società Porcheddu utilizzava una tensione di  $7 \text{ kg/mm}^2$ ), si poteva ricavare la quantità di armatura a taglio necessaria tramite la seguente formula (2.9):

$$A_s = \frac{T}{2\sigma_s} \quad (2.9)$$

dove:

$A_s$  è l'area dell'armatura trasversale;

$T$  è il valore del taglio massimo;

$\sigma_s$  è il valore di sforzo di taglio ammissibile nell'acciaio per il numero di braccia di staffe disponibili.

Più legato all'esperienza sembra essere la determinazione del passo delle staffe. A sollecitazioni più elevate corrispondevano passi più ravvicinati e, nell'ipotesi di carico uniformemente distribuito, la distanza tra le staffe aumentava verso la mezzera della trave [Guidi 1901]. Il modo con cui incrementare il passo non viene esplicitato; tuttavia, analizzando le successioni per le diverse travi, sembra che l'incremento  $k$ -esimo  $\Delta x$  segua la legge (2.10):

$$\Delta x_k = \Delta x_{k-1} + k \text{ per } k = 0, n \quad (2.10)$$

dove  $k$  rappresenta l'incremento in cm di un passo rispetto al precedente.

Riassumendo, le principali caratteristiche di questo metodo di calcolo erano:

1. tensioni stabilite indipendentemente dalla congruenza delle deformazioni elastiche;
2. assenza della condizione di equilibrio tra le due forze interne resistenti, del calcestruzzo compresso e del ferro teso, di modulo uguale e costituenti coppia;
3. la progettazione delle sezioni degli elementi portanti era determinata sulle base di proporzioni verificate dall'esperienza e i rapporti tra le diverse dimensioni delle membrature erano abbastanza simili e ripetibili (rapporto tra altezza e base delle travi, luce delle travi secondarie, ecc.);
4. le formule proposte da Hennebique costituiscono un sistema di calcolo per la fase di progetto e, quindi, non sono presenti formulazioni di verifica.

## 2.3 – Principali normative per le costruzioni in c.a.

L'avvento del calcestruzzo armato in Italia è databile attorno alla fine del XIX secolo. In questo periodo non esistevano norme a carattere nazionale che fornissero prescrizioni per il progetto delle opere in

cemento armato. Poiché l'impiego di questa nuova tecnologia era ancora limitato, erano sufficienti i capitoli speciali prescritti dalle ditte produttrici, con le quali veniva garantita la bontà della merce fornita. Con la diffusione dell'uso del cemento armato si sviluppò uno stato di insoddisfazione da parte di produttori e ingegneri, nei confronti del variegato e difforme panorama di prescrizioni e capitoli speciali esistenti all'inizio del '900. Poiché non esistevano metodi di calcolo riconosciuti da normativa, ma solo numerosi studi e monografie sull'argomento, il cemento armato si prestava a calcoli molto diversi, la cui attendibilità molte volte dipendeva dal grado di competenza di chi era chiamato ad eseguirli. Si sentì la necessità di adottare poche ed essenziali disposizioni e di codificare tale materia.

I primi provvedimenti vennero presi anche per evitare la diffusione di pratiche errate, che avevano già causato incidenti; oltretutto, si cercò di regolare l'esecuzione delle prove su campioni prelevati in cantiere, in modo da estendere tale pratica a qualsiasi opera edile (in genere, invece, le prove venivano eseguite solo nei cantieri più importanti o se l'impresa, per sua iniziativa individuale, si rivolgeva ai laboratori delle scuole di applicazione). Al fine di uniformare i metodi di prova venne fondata, agli inizi del XX secolo, l'Associazione Italiana per gli Studi sui Materiali da Costruzione che, dal 1903, tenne vari congressi fra cui quello di Pisa nel 1905 e quello di Perugia l'anno successivo. Il primo documento normativo riguardante la costruzione di opere in cemento armato venne elaborato e proposto nel 1904 dagli ingegneri Canevazzi e Marro alle amministrazioni provinciali di Ferrara e Ravenna. Nello stesso periodo anche il municipio di Torino adottò un regolamento generale, proposto dalla società degli ingegneri di Torino e conosciuto come 'Prescrizioni speciali per le opere in conglomerato cementizio armato da eseguirsi per conto della città di Torino'.

Nel 1905, durante il congresso di Pisa, per volere dell'Associazione Italiana, vennero nominate due commissioni, affinché preparassero alcune proposte concrete da sottoporre all'assemblea di Perugia che si sarebbe tenuta l'anno successivo. La prima commissione doveva occuparsi dei metodi normali di prova per agglomeranti idraulici, la seconda delle prescrizioni normali per le opere in cemento armato. Questi studi condussero alla stesura delle 'Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato', discusse proprio in occasione del congresso umbro. A seguito di questo congresso, la commissione ministeriale prese in esame gli elaborati presentati e emanò il primo decreto legge in materia. Le prescrizioni del 1907 valsero per un periodo di tempo particolarmente lungo, in quanto il successivo progetto normativo venne elaborato dall'Associazione Italiana nel 1924. Tale documento venne accettato e reso esecutivo con decreto legge il 15 maggio 1925 e fu il primo di una serie composta da sette norme che vennero emanate con scadenza annuale fino al 1932. Tutti questi decreti, pur contenendo innovazioni e maggior particolari rispetto le prescrizioni precedenti, si sviluppano con una stessa impostazione basata sulla suddivisione del testo in due parti, la prima riguardante gli agglomeranti idraulici e le loro proprietà, la seconda più specifica per le costruzioni in cemento armato.

Nel 1939 vennero emanati due Regi Decreti, n. 2228 e n.2229, riguardanti rispettivamente le 'Norme per l'accettazione dei leganti idraulici' e le 'Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice e armato' che regolarono tutte le attività edili avvenute durante il boom edilizio degli anni '50 e '60 fino all'entrata in vigore della legge 05/11/1971 n.1086 'Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica'.

Il metodo di progetto e verifica agli stati limite venne introdotto con il D.M. 30/05/1974.

Per quanto riguarda carichi e sovraccarichi, non esistevano prescrizioni specifiche sino all'entrata in vigore del D.M. 03/10/78 'Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e

sovraccarichi'. Tale decreto fornì i valori dei sovraccarichi accidentali, rimasti sostanzialmente invariati sino ad oggi.

Il D.M. 09/01/96 non introdusse significativi cambiamenti rispetto alle prescrizioni del D.M. 26/03/1980.

I cambiamenti più importanti sono stati introdotti dal D.M. 14/01/08 'Norme Tecniche per le Costruzioni', che rappresenta il Testo Unico per le costruzioni a recepimento delle prescrizioni degli Eurocodici, non solo in materia di strutture in cemento armato, ma anche per costruzioni in acciaio, strutture miste acciaio-calcestruzzo e in muratura. I criteri di progettazione per soli carichi gravitazionali è stata da prescrizioni antisismiche, comprendenti il principio di gerarchia delle resistenze tra gli elementi strutturali, nuovi parametri di quantità minima di armatura nelle sezioni trasversali, la definizione di dettagli costruttivi e di diverse tipologie di analisi strutturale. Il metodo standard di progetto e verifica delle strutture è divenuto il metodo semiprobabilistico agli stati limite, con l'introduzione dello stato limite ultimo e degli stati limite di esercizio. Per quanto riguarda i materiali, le classi di resistenza previste per il calcestruzzo divengono variabili in funzione dell'impiego strutturale, mentre gli acciai lisci per cemento armato vengono completamente banditi, a favore di acciai ad aderenza migliorata.

### 2.3.1 – Regio Decreto 10/01/1907

Il primo documento normativo a carattere nazionale sulle costruzioni in cemento armato si compone di tre elaborati: l'Allegato A, concernente i metodi di prova normali per gli agglomeranti idraulici; l'Allegato B, che affronta il tema delle prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato e l'Allegato C, che definisce le condizioni tecniche per le forniture di agglomeranti idraulici da impiegare nei lavori dipendenti al Ministero dei Lavori Pubblici. Più in particolare, l'Allegato A, redatto anche in conformità alle disposizioni internazionali, è suddiviso in due parti: nella prima sezione vengono definiti i metodi di prova indipendentemente dalla natura del conglomerante, al fine di ottenere informazioni sulla finezza della macinazione, densità, resistenza (sia a trazione che a compressione e flessione), modalità di presa ed altri requisiti. Per ogni prova sono specificate dimensioni e forma dei provini e i risultati limite ammessi. Nella seconda parte, invece, viene fatta una classificazione degli agglomeranti, suddividendoli in calci idrauliche, calci eminentemente idrauliche, cementi a presa rapida e cementi a lenta presa (Portland), e vengono descritte le prove ammesse per ognuna di queste categorie. Compiono per la prima volta delle limitazioni sulla quantità di solfati presenti nell'agglomerante: per l'anidride solforosa viene fissato un limite massimo del 1.20% e per l'ossido di magnesio del 3%. L'Allegato B è composto da 27 articoli, suddivisi in cinque parti: la prima parte fornisce le prescrizioni generali e si ribadisce l'importanza del progetto esecutivo, firmato da un ingegnere, e delle certificazioni d'idoneità per le imprese costruttive, nonché le certificazioni di qualità per i materiali da costruzione. La seconda parte descrive le qualità dei materiali: viene preferito il cemento Portland, che però deve sempre rispondere a determinati requisiti in termini di densità assoluta, tipologia di presa, granulometria, resistenza (sia a trazione che a compressione), e variabilità di volume. Si fissano, inoltre, dei valori caratteristici per la sabbia e la ghiaia. Si individua un impasto di tipo normale costituito da 300 kg di cemento per 0.40 m<sup>3</sup> di sabbia e 0.80 m<sup>3</sup> di ghiaia, con resistenza a schiacciamento valutata dopo 28 giorni di maturazione su provini cubici di lato 10 o 15 cm pari a 150 Kg/cm<sup>2</sup>. Vengono poi fornite delle prescrizioni per il ferro che può essere omogeneo o agglomerato; in particolare, nel primo caso, la resistenza a trazione valutata su provini di lunghezza pari a 20 diametri deve attestarsi in un range di

valori da 36 a 46 kg/mm<sup>2</sup>, mentre nel secondo caso deve essere assicurata una resistenza di almeno 34 kg/mm<sup>2</sup>. La terza parte espone le norme di costruzione: per ogni fase costruttiva, dall'impasto al disarmo, vengono fornite precise indicazioni su come procedere affinché il lavoro sia compiuto al meglio. Nella quarta parte vengono descritte le verifiche di collaudo, stabilendo che tale prova non deve essere fatta prima di 60 giorni dalla fine dei lavori di costruzione dell'opera e che le deformazioni permanenti registrate siano inferiori del 30% delle deformazioni totali. Il valore di carico viene fissato pari alla combinazione più gravosa determinata in fase di progetto o ad un carico parziale opportunamente amplificato.

L'ultima parte dell'Allegato B tratta delle norme per i calcoli statici. Il metodo seguito è quello delle tensioni ammissibili in ipotesi di materiale a comportamento elastico-lineare. Il peso specifico del cemento armato viene fissato a 2500 kg/m<sup>3</sup>. Per il calcolo delle sollecitazioni si assume sempre un comportamento indipendente dei due materiali e un rapporto tra i coefficienti elastici pari a 10. Sono prescritte indicazioni per il calcolo delle sollecitazioni esterne, interne, delle deformazioni degli sforzi nei pilastri. Vengono definiti i carichi di sicurezza del calcestruzzo e del ferro: per quanto riguarda la compressione semplice nel calcestruzzo il carico massimo non deve superare 1/5 del carico a schiacciamento dopo il periodo di maturazione, mentre per il ferro non devono essere superati i valori di 1000 kg/cm<sup>2</sup> e 800 kg/cm<sup>2</sup>, rispettivamente a compressione e taglio.

L'allegato C, infine, riguarda le caratteristiche che devono avere gli agglomeranti idraulici destinati ai progetti dipendenti dal M.LL.PP.. E' suddiviso in quattro parti: nella prima (condizioni generali) vengono spiegate le modalità di fornitura dei materiali e viene sancita l'obbligatorietà di certificati di prova sui materiali, rilasciati dagli istituti indicati dall'Amministrazione; la seconda (condizioni particolari da raggiungersi nelle prove normali) espone per ogni categoria di aggreganti, definita già nell'allegato A, i valori caratteristici ottenuti dalle prove; la terza parte (prove complementari) spiega che è possibile effettuare prove complementari a quelle individuate nell'allegato A, purché queste siano presenti nell'art. 13 del suddetto allegato e siano forniti i relativi capitolati.

Per quanto riguarda la normativa antisismica, le prime prescrizioni di legge risalgono al 1909, anno dell'emanazione del Regio Decreto 18/04/1909 n.193, avvenuta a seguito del distruttivo terremoto di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908. Il R.D. elenca un centinaio di comuni in Sicilia e in Calabria nei quali è obbligatorio il rispetto delle norme tecniche, specificate dal Regio Decreto stesso, per l'edificazione delle nuove costruzioni e per la riparazione di quelle danneggiate. Le principali prescrizioni sono: divieto di edificazione in terreni paludosi, franosi e molto inclinati, obbligo di impiego di specifiche tecnologie per le nuove costruzioni (muratura animata, muratura squadrata e listata, telai) e obbligo di rispetto di precise regole costruttive relative a cordoli, sbalzi e strutture spingenti. Le norme, inoltre, pongono dei limiti di altezza agli edifici, in particolare, in relazione alla loro destinazione d'uso e prescrivono di considerare forze orizzontali e verticali statiche proporzionali ai carichi gravitazionali. Tale Decreto rappresenta il punto di partenza per l'evoluzione di tutta la normativa sismica in Italia. Nel 1916, il D.L. 1526 quantifica le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio, e nel 1927 il Regio Decreto n. 431 introduce due categorie sismiche a differente pericolosità, la I° e la II°, caratterizzate da diverse forze sismiche [De Marco & Martini 2002].



### 2.3.2 – Regio Decreto 16/11/1939 n.2229

A differenza dei decreti emanati in precedenza, questo testo normativo non è suddiviso nelle due parti riguardanti gli agglomeranti idraulici e le costruzioni in cemento armato poiché per il primo argomento venne elaborata ed emanata una legge specifica. Il testo è costituito da 52 articoli suddivisi in cinque capi, le prescrizioni indicate sono molto più dettagliate delle precedenti, tanto che questa norma resta in vigore fino al 1972. Nel primo capo vengono fornite le prescrizioni generali in cui si ribadisce l'importanza del progetto esecutivo e dei certificati di qualità dei materiali rilasciati dai laboratori riconosciuti dall'Autorità e indicati esplicitamente nel testo. Come negli altri decreti si prescrive che l'esecuzione delle opere venga affidata ad imprese certificate, che il committente presenti un progetto di massima in prefettura e che una copia di tutti gli elaborati grafici sia posta in cantiere a disposizione del tecnico, in caso d'ispezione. Il capo successivo tratta la qualità dei materiali. Non vi sono particolari modifiche delle disposizioni precedenti. Nel caso degli inerti sono stati aggiunti dei grafici rappresentanti le curve di granulometria alle quali deve corrispondere la composizione della ghiaia; per quanto riguarda il mix design non vengono più indicate le dosi precise da utilizzare ma solo la quantità di cemento che si stabilisce pari a 300 kg per m<sup>3</sup> 'di miscuglio secco di materia inerte' (comprendendo nella materia inerte sia la sabbia che la ghiaia) o 250 kg nel caso di cemento alluminoso. Una volta ottenuto l'impasto, il direttore dei lavori deve prelevare dei campioni sia di calcestruzzo (4 ogni 500 m<sup>3</sup> d'impasto) che di ferro (2 campioni lunghi 1 m) da testare, poi, nei laboratori competenti. La resistenza cubica a pressione del calcestruzzo si misura su provini di 16 cm di lato oppure 20 cm se la ghiaia ha dimensioni maggiori di 3 cm, dopo 28 o 60 giorni di maturazione, ed è ottenuta dalla media tra i tre risultati più alti. Si parla, inoltre, di una prova su travetti di calcestruzzo di sezione 70x86 mm e lunghezza 2.2 m, armati con due tondini Ø12 posti a 6 mm dal bordo inferiore e 12 mm da quelli laterali. I provini, a 28 giorni, devono avere una resistenza cubica ( $\sigma_{r,28}$ ) almeno tripla al carico di sicurezza considerato in fase di calcolo  $\sigma_c$  e comunque sempre maggiore a 120 kg/cm<sup>2</sup> per il calcestruzzo confezionato con cemento Portland o 160 kg/cm<sup>2</sup> per quello con cemento ad alta resistenza. La resistenza a trazione dell'armatura può essere determinata direttamente sui tondini senza che sia fatta alcuna preparazione, oppure su provini conformi alle norme vigenti; in entrambi i casi la lunghezza utile deve essere pari a 10 diametri. I valori delle resistenze sono definiti in base ad una divisione in tre categorie dell'acciaio d'armatura: dolce, semiduro e duro.

Nel terzo capo, attinente alle norme di progettazione, vengono fornite due tabelle (una per il caso della pressione semplice, l'altro per la flessione) con i carichi di sicurezza da utilizzare in base al tipo di calcestruzzo e di resistenza cubica ottenuta. Viene inoltre stabilito che per calcestruzzi con  $\sigma_{r,28} > 25 \text{ kg/cm}^2$  si può assumere un carico di sicurezza  $\sigma_c$  pari a:

$$\sigma_c = 75 + \frac{\sigma_{r,28} - 225}{9} \quad (2.11)$$

Per la sollecitazione a taglio si doveva assumere un carico di sicurezza non superiore a 4 kg/cm<sup>2</sup> per calcestruzzo con cemento Portland o 6 kg/cm<sup>2</sup> per quello confezionato con cemento ad alta resistenza. Per le armature il carico di sicurezza a trazione non poteva superare i 1400 kg/cm<sup>2</sup> per l'acciaio dolce e i 2000 kg/cm<sup>2</sup> per quelli semiduro e duro. Tale valore non poteva comunque superare la metà del carico di snervamento. Il peso proprio del calcestruzzo armato rimaneva inalterato a 2500 kg/m<sup>3</sup>. Per il calcolo delle sollecitazioni si utilizza sempre il metodo delle tensioni ammissibili, ipotizzando il comportamento linearmente elastico del materiale. Sono state apportate modifiche al rapporto tra i moduli elastici del

ferro e del cemento: veniva assunto pari a 10 nel caso di calcestruzzo con cemento normale, pari a 8 per quello confezionato con cemento ad alta resistenza e pari a 6 per quelli con cemento alluminoso.

Si forniscono, poi, regole per il calcolo della sezione resistente nel caso di solette rinforzate da nervature, indicazioni sulle dimensioni minime delle solette a seconda del tipo di solaio e la quantità di armatura da disporre a seconda della sollecitazione e della dimensione dei ferri.

Il quarto capo definisce le norme di esecuzione. Come in tutti gli altri decreti viene fatta una descrizione accurata di tutte le fasi. Le uniche modifiche riscontrabili interessano i tempi di disarmo, che sono differenziati a seconda del tipo di calcestruzzo utilizzato (Tabella 2.1).

Tabella 2.1: Tempi del disarmo – R. D. 16/11/1939 n. 2229

Elemento da disarmare	Calcestruzzo con cemento normale	Calcestruzzo
Sponde dei casseri di travi e pilastri	dopo 48 h	dopo 36 h
Armature solette	dopo 4 gg	dopo 3 gg
Puntelli di travi e solette di grande portata	dopo 8 gg	dopo 5 gg

Nell'ultima parte, riferita alle operazioni di collaudo, si notano delle variazioni dei tempi d'attesa tra l'ultimazione dell'opera e la prova, che si differenziano a seconda si parli di calcestruzzo con cemento normale (50 giorni) o calcestruzzo di cemento alluminoso (30 giorni). Viene prescritto che il carico di prova sia quello che determina le tensioni massime sulla struttura e, per la prima volta, vengono citati degli strumenti per il rilevamento delle frecce di deformazione, quali estensimetri e flessimetri. Infine, si richiede che il giudizio sulla stabilità dell'opera sia dato da un ingegnere competente, in base al confronto fra le deformazioni elastiche (pari alla differenza tra deformazioni massime e permanenti) e le deformazioni calcolate con i metodi della scienza delle costruzioni, applicando alle sezioni metalliche l'opportuno coefficiente amplificativo.

In materia di prescrizioni antisismiche, nel 1962 viene emanato il D.M. 25/11/62 n. 1684 recante 'Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche' che mantiene due categorie sismiche (categoria 1/A e 2/A), ma che prescrive l'applicazione delle norme non più solo ai Comuni già colpiti dai terremoti. La norma rivede, inoltre, i limiti di altezza degli edifici in funzione della tipologia costruttiva e della larghezza delle strade [De Marco & Martini 2002].

### 2.3.3 – Decreto Ministeriale 05/11/1971 n.1086 e successivi decreti di attuazione

Il primo decreto di attuazione della legge 1086/71 è il D.M. del 30/05/1972, che apporta significativi cambiamenti rispetto al R.D. 2229/39. Riguardo ai materiali, introduce il concetto di resistenza espressa in termini di valori caratteristici e non più valori medi. Per il calcestruzzo vengono previsti valori di resistenza cubica caratteristica  $R_{ck}$  compresi tra 150 e 500 kg/cm<sup>2</sup>, mentre per gli acciai, oltre a quelli lisci, sono previsti acciai ad aderenza migliorata (introdotti già con la Circolare Min. LL.PP. n.1472 del 23/05/1957) del tipo A38, A41 e FeB44, aventi tensione caratteristica di rottura compresa tra 46 e 55 kg/mm<sup>2</sup> e tensione caratteristica di snervamento tra 38 e 44 kg/mm<sup>2</sup>. Il metodo di verifica è quello alle tensioni ammissibili. Per il calcolo delle tensioni nel calcestruzzo compresso e nell'armatura, il

calcestruzzo viene considerato non reagente a trazione. Con il decreto del 1972 vengono introdotte delle quantità minime di armatura longitudinale riferite all'area della sezione, variabili in funzione del tipo di acciaio, liscio o ad aderenza migliorata. Inoltre, si prescrive che l'armatura sia convenientemente diffusa, senza però far riferimento alle armature trasversali, per le quali sono previsti dei minimi regolamentari solo in termini di passo e diametro. I pilastri devono essere armati con barre aventi diametro minimo 12 mm. Travi e colonne devono possedere un copriferro minimo di 2 cm ed un interferro almeno pari al diametro delle barre, ma non inferiore a 2 cm [Manfredi *et al.* 2007].

Nel 1974 (D.M. 30/05/1974) viene introdotto il metodo di progetto e verifica agli stati limite, definito poi in modo più preciso col D.M. 26/03/1980, che modifica anche le prescrizioni in materia di percentuale di armatura minima nei pilastri e nelle travi.

Sempre nel 1974, la legge n. 64 del 02/02/1974, recante 'Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche' ha integralmente sostituito la legge 25 novembre 1962, n. 1684, e tramite il D.M. 03/03/75 n.40 ha definito il grado di sismicità della prima e seconda categoria, attribuendo, rispettivamente i gradi  $S=12$  e  $S=9$ .

Con il Decreto Ministeriale del 03/06/1981 n.515 viene introdotta la zona sismica di terza categoria (a minor sismicità rispetto alle altre) e per essa vengono fissati i corrispondenti limiti e coefficienti in accordo con la legge del 1975:

$S=12$  per la prima categoria;

$S=9$  per la seconda categoria;

$S=6$  per la terza categoria.

Per quanto riguarda carichi e sovraccarichi non esistevano prescrizioni specifiche sino all'entrata in vigore del D.M. 03/10/78 'Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi', che fornisce i valori dei sovraccarichi accidentali, rimasti sostanzialmente invariati sino ad oggi.

### 2.3.4 – Decreto Ministeriale 09/01/1996

Il D.M. 09/01/1996 non introduce sostanziali modifiche rispetto ai decreti precedenti. I metodi di verifica ammessi sono il Metodo agli Stati Limite e il Metodo delle Tensioni Ammissibili. Il decreto è composto da quattro parti, riguardanti:

- i materiali e prodotti. Prescrizioni e procedure di controllo e qualificazione;
- strutture in cemento armato normale e precompresso. Norme di calcolo e regole pratiche di progettazione ed esecuzione;
- strutture in acciaio;
- strutture composte acciaio-calcestruzzo,

e da dieci allegati riguardanti le procedure di controllo relative ai materiali.

Nella prima parte si specificano i requisiti di materiali e prodotti da utilizzare nelle costruzioni.

Per strutture in cemento armato normale non è ammesso l'impiego di calcestruzzi di classe inferiore alla C12/15 mentre, per strutture in cemento armato precompresso o parzialmente precompresso, non possono essere utilizzati conglomerati di classe inferiore alla C25/30. Per garantire la durabilità delle strutture i valori minimi di copriferro da adottare sono in funzione delle condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione.

Gli acciai da cemento armato devono essere caratterizzati da valori nominali di tensione caratteristica di snervamento e di rottura pari, rispettivamente, a 450 N/mm<sup>2</sup> e 540 N/mm<sup>2</sup>, e devono essere tutti ad aderenza migliorata.

Nella Sezione I della Seconda Parte viene definito il metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Il contributo a trazione del calcestruzzo deve essere trascurato e il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione viene assunto pari a  $n = 15$ . Le tensioni ammissibili nel conglomerato vengono definite in base alla formula sotto indicata con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni  $R_{ck}$  :

$$\sigma_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} \quad (2.12)$$

Non è richiesta verifica delle armature a taglio quando le tensioni tangenziali massime non superano i valori di  $\tau_{c0}$  ottenuti con l'espressione:

$$\tau_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} \quad (2.13)$$

mentre la tensione tangenziale massima per solo taglio non deve superare il valore:

$$\tau_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} \quad (2.14)$$

Per l'acciaio si deve adottare una tensione ammissibile  $\sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2$ . Per calcestruzzi con resistenza caratteristica inferiore a 25 N/mm<sup>2</sup> la tensione ammissibile dell'armatura è ridotta a  $\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$ . Nella Seconda Parte della norma sono riportate anche prescrizioni di armatura longitudinale e staffe relative a travi e pilastri in cemento armato in presenza di soli carichi gravitazionali. Le prescrizioni più importanti sono illustrate nelle tabelle riassuntive.

Per quanto riguarda la progettazione di costruzioni in zona sismica, il D.M. LL.PP. 16/01/1996 suddivideva il territorio nazionale ancora nelle tre categorie sismiche, come previsto dal D.M. 03/03/1981 n.515.

Nel 2003, l'O.P.C.M 3274 e, poi l'O.P.C.M. 3431/2005, ha fornito una nuova classificazione sismica del territorio italiano che lo ha reso tutto a rischio sismico. Vengono individuate 4 fasce corrispondenti a 4 diverse categorie di rischio sismico in funzione dell'accelerazione del suolo: zona 1 -  $a_g = 0.35$ , zona 2  $a_g = 0.25$ , zona 3 -  $a_g = 0.15$ , zona 4 -  $a_g = 0.05$ . L'Ordinanza fornisce, inoltre, le metodologie di calcolo strutturale, abbandonando il metodo delle tensioni ammissibili ed adottando al suo posto il metodo di calcolo semiprobabilistico agli stati limite [Furiozzi *et al.* 2003]. Le analisi di calcolo delle

azioni sismiche previste sono: l'analisi statica lineare, l'analisi statica non lineare, l'analisi dinamica modale e dinamica non lineare.

### 2.3.5 – D.M. Infrastrutture 14/01/2008 e Circ. 02/02/2009 n°617

L'attuale normativa vigente in materia di costruzioni è il D.M. 14/01/2008 'Norme Tecniche per le Costruzioni'. Tale decreto è un Testo Unico in materia di strutture e prevede norme progettuali per l'impiego di cemento armato, acciaio, acciaio-calcestruzzo, muratura e legno. Recepisce e unifica le prescrizioni degli Eurocodici 2, 3, 5, 6 e 8, definendo azioni gravitazionali, azioni sismiche e i criteri di progettazione per entrambe le tipologie di carichi. Relativamente ai metodi di calcolo il D.M. rende obbligatorio l'impiego del Metodo agli Stati Limite. Per determinati tipi di costruzioni e di classe d'uso, limitatamente a siti ricadenti in aree a bassissima sismicità viene, tuttavia, ancora ammesso il Metodo di Verifica alle Tensioni Ammissibili. In dettaglio, le NTC 2008 sviluppano i seguenti argomenti:

- sicurezza e prestazioni attese;
- azioni sulle costruzioni (ambientali, naturali, accidentali e antropiche);
- costruzioni civili e industriali;
- ponti;
- progettazione geotecnica;
- progettazione per azioni sismiche;
- costruzioni esistenti;
- collaudo statico;
- redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo;
- materiali e prodotti per uso strutturale;
- riferimenti tecnici.

Il D.M. 14/01/2008 al Capitolo 7 affronta la tematica della progettazione di costruzioni in zone sismiche, puntualizzano strategie di analisi, criteri di progetto (gerarchia delle resistenze) e dettagli costruttivi. I metodi di analisi sono gli stessi già descritti nell'O.P.C.M. 2734 del 2003.

Il Capitolo 8 è dedicato alle costruzioni esistenti. Vengono definite le tipologie di analisi utilizzabili in base alle caratteristiche della struttura e al livello di conoscenza raggiunto e le relative verifiche. Per quanto riguarda gli interventi sull'esistente, si classificano gli interventi, si definiscono i criteri e nella circolare esplicativa vengono riportate le specifiche di calcolo.

Nelle tabelle seguenti si riportano le principali prescrizioni previste dal D.M. 14/01/2008 per il calcestruzzo e l'acciaio, relative a travi e pilastri in cemento armato in presenza di soli carichi gravitazionali, per poter eseguire un confronto con i medesimi parametri progettuali definiti da normative precedenti.

Tabella 2.2: Caratteristiche del calcestruzzo: confronto tra le normative nazionali

Normativa	Resistenza [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tipo di Sollecitazione				Controlli	
		Compr.	Fless.	Taglio			
				$\frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{max}}$		$\frac{\tau_{c0}}{\sigma_{max}}$
R.D. 1907	normale	≥150	20%				
R.D. 2229/39	val. medi	normale	≥120	29.2%	33.3%	3.3%	11.7%
		alta res.	≥160	28.1%	31.3%	3.8%	10.0%
		contr. in cant.	180-225	33.3%	33.3%	2.7	7.1%
D.M. 30/05/72	valori caratteristici	150-500	20-28%	29-40%	2.6-1.7%	9.3-48%	4/100 mc min 12
D.M. 26/03/80	"	"	"	"	"	"	2/100 mc min 6
D.M. 09/01/96	ordinario	150-550	20-28%	29-40%	2.6-1.7%	9.3-48%	1/ 100 mc min 3
	alte prestazioni	600-750					
	alta resistenza	850-1150					
D.M. 14/01/08	C8/10-C12-15 (Strutt. Non Armate)	100-150			$\alpha_{cc}=0.85$ $\gamma_c=1.5$		"
	C16/20-C25-30 (Strutt. Semplic. Armate)	200-300					
	C28/35-C45-55 (Strutt. Precomprese)	350-550					
	C50/60-C70-85 (Previa Qualif. e Sperimentaz.)	600-850					
	C80/95-C90-105 (Previa Autorizz. Serv. Tecnico Centrale)	950-1050					

Tabella 2.3: Caratteristiche dell'acciaio: confronto tra le normative nazionali

Normativa	Resistenza [kg/cm <sup>2</sup> ]	Trazione	Taglio	Allung. a rottura	Controlli		
						Rottura	
						$\frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\sigma_{adm}}{\sigma_{max}}$
R.D. 1907	ferro omogeneo	3600-4600	22÷28%	18÷22%			
	ferro agglomerato	>3400	<23.5%	<18.8%			
R.D. 2229/39	acciaio dolce	4200-5000	≥2300	28-33%	20%		
	acciaio semiduro	5000-6000	≥2700	33-40%	16%		
	acciaio duro	6000-7000	≥3100	29-40%	14%		
	barre lisce	3400-5000		35-32%	24-23		
D.M. 30/05/72	barre ad aderenza migl.	4600-5500		48-40%	14-12%		
D.M. 26/03/80	"	"	"	"	"		
D.M. 09/01/96	FeB44K	4500	5400	40%	15-18%		
D.M. 14/01/08	B450C(alta dutt.)	4500	5400	$\gamma_s=1.15$	≥7.5%		
	B450A( bassa dutt.)				≥2.5%		

Tabella 2.4: Prescrizioni relative a elementi trave: confronto tra le normative nazionali

Normativa	Arm. Longitudinale	Arm. trasversale	Verifiche	Coprif.	Interf.
R.D. 1907	-	-	n=10 metodo T.A.	-	-
R.D. 2229/39	-	50% taglio staffe 50% taglio ferri piegati	n=6,8,10 metodo T.A.	2 cm	$i_{\min} = \min(2 \text{ cm}, \varnothing)$
D.M. 30/05/72	$A_s = 0.25\% A_c$ (barre lisce) $A_s = 0.15\% A_c$ (barre A.M.)		n=10,15 metodo T.A. calc. a rottura	2-4 cm	$i_{\min} = \min(2 \text{ cm}, \varnothing)$
D.M. 26/03/80	"	$A_{sw} = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ $s \leq 0.8d$ $s \leq 12 \varnothing$ min(appoggi)	n=15 metodo T.A. Stati Limite	"	"
D.M. 09/01/96	"	se $T < T_{lim}$ $A_{sw} m_{sw} = 125 A_{sw}/h$ $A_{sw} m_{sw} = 3 A_{sw}$	n=15 metodo T.A. Stati Limite	2.5-4.5 cm	"
D.M. 14/01/08	$A_{s, \min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} \cdot b_t \cdot d$ $\geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d$ $A_{s, \max} = 0.04 A_c$	50% taglio staffe $A_{sw} \geq (1.5 \cdot b \cdot \text{mm}^2/\text{m};$ 3 staffe/m) $s < 0.8d$	Stati Limite - metodo T.A. solo casi particolari	secondo classe di esposizione	

Tabella 2.5: Prescrizioni relative a elementi colonna: confronto tra le normative nazionali

Normativa	Arm. Longitudinale	Arm. trasversale	Verifiche	Coprif.	Interf.
R.D. 1907	-	-	n=10 metodo T.A.	-	-
R.D. 2229/39	0.8% fino a 2000 $\text{cm}^2$ 0.5% oltre 8000 $\text{cm}^2$	$s = \min(1/2 L_{\min}, 10 \varnothing_{\min})$	n=6,8,10 metodo T.A.	2 cm	$i_{\min} = \min(2 \text{ cm}, \varnothing)$
D.M. 30/05/72	0.6-5% $A_{cls}$ s.n. 0.3% $A_{eff}$ $\varnothing_{\min} = 12 \text{ mm}$	$s = \min(15 \varnothing_{\min}, 25 \text{ cm})$ $\varnothing_{\min} = 6 \text{ mm}$	n=10,15 metodo T.A. calc. a rottura	2-4 cm	"
D.M. 30/05/74	0.6% $A_{cls}$ s.n. 0.3-5% $A_{eff}$ $\varnothing_{\min} = 12 \text{ mm}$	"	n=10,15 metodo T.A. Stati Limite	"	"
D.M. 26/03/80	$\geq 0.8\% A_{cls}$ s.n. 0.3-6% $A_{eff}$ $\varnothing_{\min} = 12 \text{ mm}$	"	"	"	"
D.M. 09/01/96	"	se $T < T_{lim}$ $m_{sw} \geq 3$ $m_{sw} \geq 100/0.8h$ $m_{sw} \geq 0.1\beta^*/A_{sw}$	n=15 metodo T.A. Stati Limite	2.5-4.5 cm	$i_{\min} = \min(2 \text{ cm}; \varnothing)$ $i_{\max} = 35 \text{ cm}$
D.M. 14/01/08	$A_{s, \min} = 0.10 N_{Ed}/f_{yd}$ $\geq 0.003 \cdot A_c$ $A_{s, \max} = 0.04 A_c$ $\varnothing_{\min} = 12 \text{ mm}$	$s < \min(12 \varnothing_{\min, sl}; 25 \text{ cm})$ $\varnothing_{\min} \geq \min(6 \text{ mm}; 1/4 \varnothing_{\max, sl})$	Stati Limite - metodo T.A. solo casi particolari	secondo classe di esposizione	$i_{\max} = 30 \text{ cm}$

\* $\beta$  (larghezza convenzionale) =  $T/0.9 \cdot h \cdot \tau_{c0}$

## 2.4 – Indagini conoscitive

L'intervento di conservazione di un edificio storico non può prescindere da una profonda conoscenza della struttura e delle caratteristiche del manufatto. Prima dell'esecuzione di un qualsiasi intervento sulle strutture è necessario condurre uno studio approfondito delle caratteristiche dell'edificio. Le Linee Guida per i Beni Culturali racchiuse nel D.M. 12/10/2007 sottolineano proprio l'importanza dell'esecuzione delle indagini sulle strutture esistenti, in quanto permettono di incrementare significativamente il livello di conoscenza della struttura. Le numerose tecniche che sono state sviluppate nel corso degli anni per indagare le caratteristiche del cemento armato possono essere classificate per il loro diverso grado di invasività. Generalmente, più invasive risultano le prove e maggiori informazioni e dati più attendibili si possono ottenere. Tuttavia, non si devono trascurare le importanti informazioni che possono comunque essere ricavate da metodi di indagine meno invasivi. L'accoppiamento di prove distruttive e non-distruttive, oltre al carattere di complementarità e di completezza dell'informazione desunta, presenta anche il vantaggio di ridurre globalmente il numero totale di prove da eseguire e quindi il costo generale della diagnosi [Collepari *et al.* 2005].

Il punto di partenza è il rilievo geometrico della struttura e, successivamente, posso essere approfonditi aspetti riguardanti il rilievo dei materiali e dei dettagli strutturali.

Le indagini, come noto, appartengono a tre categorie principali:

- Indagini Non Distruttive (NDT): attive o passive;
- Indagini Mediamente Distruttive (MDT);
- Indagini Distruttive(DT).

Le Tecniche Non Distruttive si effettuano senza prelievo di saggi o campioni e senza danneggiare la struttura. Le peculiarità delle prove NDT sono, oltre al mantenimento dell'integrità dell'edificio, la rapidità e la possibilità d'immediata interpretazione dei risultati. Tra le prove non distruttive più semplici su strutture in c.a. vi sono le prove magnetometriche e le prove sclerometriche.

Le prove magnetometriche vengono eseguite mediante pacometro: esse consentono di ottenere la localizzazione delle armature nel conglomerato cementizio armato e forniscono indicazioni qualitative sul diametro delle barre principali e secondarie, in relazione alle differenti proprietà magnetiche di acciaio e calcestruzzo. La prova consiste nel passaggio di una sonda sulla superficie della struttura. I dati ricavati vengono elaborati e visualizzati su di un display e salvati nella memoria dell'unità ricevente. Per verificare il diametro della barra rilevata dallo strumento risulta necessario calibrare le misurazioni effettuate tramite osservazione visiva diretta dell'armatura (e conseguente misurazione manuale) in alcuni punti. Le prove vengono generalmente effettuate in varie posizioni; diffusamente per la verifica della presenza di una corretta armatura nel calcestruzzo, in concomitanza dei punti di estrazione delle carote di conglomerato cementizio e della barra di armatura per il corretto prelievo dei campioni, con la finalità di evitare il danneggiamento delle barre, nel caso di perforazione tramite carotatore e di identificare con precisione la posizione dei ferri da estrarre, scarificando la minor porzione di calcestruzzo possibile, nel caso di estrazione di barre.

La prova sclerometrica costituisce un metodo d'indagine in grado di fornire informazioni sulla qualità del calcestruzzo, misurando la capacità del materiale di resistere all'urto. Il metodo è utilizzato per stimare la resistenza cubica a compressione del conglomerato testato, indagare il grado di omogeneità delle proprietà meccaniche, delineare zone o aree di scarsa qualità o degradate, non essendo tuttavia la



metodologia intesa come sostitutiva della prova a compressione su provini di calcestruzzo. Lo sclerometro è costituito da un corpo cilindrico munito di un'asta che fuoriesce da un'estremità dell'involucro ed è caricata da una molla. L'asta è premuta sulla superficie da testare fino a raggiungere il limite della sua corsa. A questo punto una massa interna, guidata da una molla, colpisce la ghiera fissata rigidamente all'asta, che a sua volta, è a contatto della superficie in prova. La massa dopo aver battuto sull'asta, rimbalza a una certa altezza ed è mostrata da un indice posto su una scala graduata. L'altezza di rimbalzo risulta proporzionale alla durezza superficiale del calcestruzzo (il legame tra durezza e resistenza ha natura puramente empirica e di tipo probabilistico). Dai risultati di queste prove si possono ottenere le caratteristiche meccaniche del materiale attraverso opportune curve di correlazione. I risultati finali sono, tuttavia, da tenere in considerazione solo da un punto di vista qualitativo; permettono, infatti, di individuare le zone di maggiore vulnerabilità su cui condurre ulteriori indagini più approfondite.



a)



b)

Figura 2.14: Prove Non Distruttive: a) sclerometro e b) pacometro

A bassa invasività sono anche i piccoli prelievi di materiale (carote con diametro massimo 2 cm, prelievi di porzioni di copriferro, prelievo di efflorescenze, ecc...) su cui condurre prove di tipo chimico-fisico per l'identificazione della causa di un eventuale degrado, per la ricostruzione di una curva granulometria o del mix design dell'impasto cementizio, per lo studio della composizione mineralogica dei campioni di calcestruzzo mediante analisi in diffrattometria ai raggi X delle polveri (XRPD).

Le prove Mediamente Distruttive sono rappresentate generalmente da saggi su setti murari, pilastri e travi, che permettono di verificare la posizione degli elementi strutturali, di quelli di tamponamento e il diametro effettivo delle barre di armatura identificato mediante pacometro. L'esecuzione dei saggi prevede, tramite l'impiego di un demolitore, la rimozione dell'intonaco o del copriferro, per "esplorare" i vari elementi e ottenere una estesa conoscenza sulla disposizione delle strutture e delle caratteristiche delle barre, al fine di permetterne poi una corretta verifica strutturale. La posizione delle scarifiche è scelta solitamente in base alla posizione delle armature individuate con il pacometro. Nelle travi, generalmente, le demolizioni sono eseguite una in mezzeria e una in prossimità degli appoggi, per identificare barre longitudinali e staffe. In base alle analogie riscontrate con la prova pacometrica si eseguono delle scarifiche in un campione rappresentativo di una certa trave per trovare conferma e approfondire i risultati ottenuti dalle scansioni.



Figura 2.15: Prove Mediamente Distruttive - scarifiche

Per confermare i risultati qualitativi ottenuti da prove Non Distruttive possono essere eseguite localizzate prove Distruttive, come ad esempio carotaggi sul calcestruzzo. Le posizioni di prelievo delle carote devono essere scelte in modo rappresentativo per caratterizzare gli elementi strutturali assimilabili, individuando le zone più accessibili e le meno sollecitate.

Le carote di calcestruzzo estratte vengono, quindi, sottoposte a prove di compressione e a seguito della rottura dei provini può essere eseguita una prova colorimetrica con fenoftaleina per individuare la profondità di carbonatazione e definire lo strato di calcestruzzo carbonatato che deve essere rimosso e sostituito in fase di intervento.

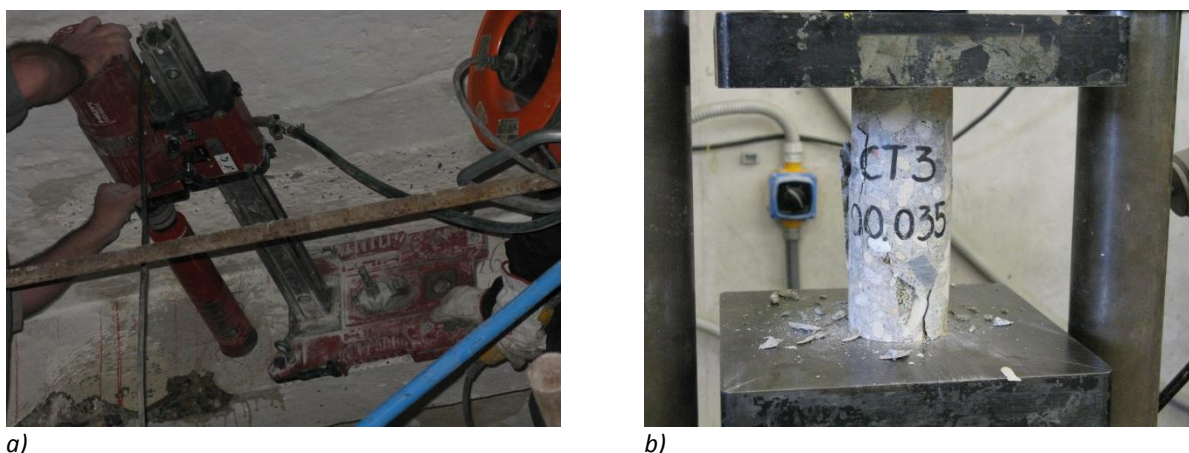


Figura 2.16: Prove Distruttive: a) carotaggio e b) compressione

Le prove sopra descritte sono state condotte anche sui casi studio presentati al §1.2. Uno schema riassuntivo delle diverse tipologie di prove condotte sui vari edifici indagati è presentato in Tabella 2.6.

Tabella 2.6: Casi Studio: indagini eseguite

Caso Studio	Prove Non Distruttive	Prove Mediamente Distruttive	Prove Distruttive
Ala Nord ex Castello dei Carraresi (PD)	pacometro sclerometro prova carbonatazione	scarifiche	carotaggi/compressioni
Teatro Civico di Schio (VI)	pacometro sclerometro prova carbonatazione	scarifiche	carotaggi/compressioni prelievo spezzoni di barre
ex Complesso Tiro al Volo – Venezia Lido	pacometro	scarifiche	carotaggi/compressioni

	sclerometro		prelievo spezzoni di barre
stabilimenti Finmeccanica - Thales (AQ)	pacometro sclerometro prova carbonatazione	scarifiche	carotaggi/compressioni
ex Foro Boario (PD)	pacometro sclerometro		carotaggi/compressioni
Stazione Frigorifera degli ex Magazzini Generali (VR)	pacometro sclerometro	scarifiche prelievi di materiale incoerente	-
Copertura della Sala maggiore delle Sale d'Armi – ex Arsenale di Venezia (VE)	pacometro sclerometro	prelievi di materiale incoerente	-
Monumento alla Vittoria (BZ)	pacometro sclerometro prova carbonatazione	scarifiche	carotaggi/compressioni
ex area Agrimont – Marghera (VE)	pacometro sclerometro prova carbonatazione	scarifiche prelievi materiale incoerente	carotaggi
ex Ricamificio – S. Giovanni in Lupatoto (VR)	pacometro sclerometro	scarifiche prelievi materiale incoerente	carotaggi
ex palasport Antonianum (PD)	sclerometro prova carbonatazione	-	-

## 2.5 – Normativa in materia di interventi sull'esistente

La necessità di recuperare il patrimonio edilizio esistente è divenuta negli ultimi decenni una realtà sempre più diffusa. In Italia il patrimonio edilizio è particolarmente variegato, con costruzioni di rilevanza storica ed architettonica in muratura, cemento armato, cemento armato precompresso ed acciaio, che in gran parte hanno superato i trent'anni di vita e che necessitano di interventi più o meno urgenti di riabilitazione strutturale [CNR 2004].

Tali esigenze sono state affrontate in campo nazionale per la prima volta, in modo sistematico, attraverso le norme CNR-DT 200 (2004) e in campo internazionale con le istruzioni americane [ACI 440: 2002] con quelle europee [FIP-CEB 2001; EN 1998-3:2005; EN 1504:2005] e con le linee guida giapponesi [JSCE 2007].

I documenti sopra citati introducono metodi di calcolo per la progettazione, l'esecuzione e il controllo di interventi di rinforzo mediante compositi fibrorinforzati con matrice organica di incollaggio. Gli interventi di ripristino per la ricreazione della sezione resistente attualmente sono disciplinati da norme che ne indicano soltanto la modalità di esecuzione [JSCE 2007, UNI EN 1504: 2005].

### 2.5.1 – Normativa nazionale

Nell'appendice A al capitolo C8 delle NTC08 sono presentati 'Modelli di Capacità per il Rinforzo di Elementi in Calcestruzzo Armato'. Sono riportati i metodi di calcolo per la realizzazione di incamiciature in c.a. e in acciaio, mentre ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRP la Circolare suggerisce di adottare le Istruzioni CNR-DT 200/04 [CNR 2004]. Gli interventi di ripristino con malte

cementizie non vengono affrontati. In Italia esiste, tuttavia, una norma, la UNI EN 1504, recepimento della norma europea EN 1504, che definisce 'i prodotti e i sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo' e fornisce una disciplina per la realizzazione di interventi durevoli ed eseguiti a regola d'arte. Le prescrizioni normative sottolineano la necessità di effettuare le operazioni di ripristino secondo una logica fondata sulla volontà di eliminare le cause che hanno condotto al degrado della struttura e di progettare interventi mirati per ciascuna situazione. La norma è articolata in 10 parti e spazia dalle definizioni ai metodi di applicazione di prodotti e di sistemi, al controllo della qualità in cantiere. Vengono indicate le tipologie di indagini che devono essere condotte prima dell'esecuzione dell'intervento, al fine di giungere ad una completa conoscenza dei processi di degrado e arrivare ad applicare nel modo più adeguato ed opportuno i principi e i metodi volti all'eliminazione dei difetti riscontrati nella struttura.

Le 'Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati' citate nella Circolare delle NTC08 sono state elaborate dal CNR nel 2004 e sono state recepite nel 2009 dalle 'Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di Strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP'. Le prescrizioni riguardano interventi di rinforzo strutturale con materiali FRP, che impiegano fibre di carbonio, vetro o aramide incollate al substrato tramite resine epossidiche. La norma si articola in cinque capitoli che affrontano le caratteristiche dei materiali compositi, i concetti basilari del progetto di rinforzo, le principali problematiche e i metodi di calcolo del rinforzo nel caso di strutture in c.a. e c.a.p. e di strutture murarie. Sei appendici finali completano il documento con approfondimenti ed esempi di calcolo.

## 2.5.2 – Normativa internazionale

In campo europeo la norma EN 1998-3: 2005, nota anche come Eurocodice 8, affronta il tema della verifica e del recupero di edifici in materia di progetto di strutture antisismiche. Nell'Appendice A, dedicata alle strutture in cemento armato, si forniscono specifiche per la verifica e l'adeguamento sismico. In particolare, al punto A.4, vengono illustrati i possibili interventi di rinforzo e i metodi di calcolo per incamiciature in calcestruzzo, incamiciature in acciaio, fasciature a taglio e per confinamento con FRP.

La norma americana ACI 440-R2 (2002) 'Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures' si sviluppa in cinque parti: definisce le caratteristiche e i requisiti dei materiali da impiegare in interventi di rinforzo con FRP, affronta il problema del progetto dell'intervento, dell'esecuzione, della manutenzione, e nella parte finale propone alcuni esempi di calcolo.

Le Linee Guida giapponesi per il calcestruzzo [JSCE 2007] nel volume dedicato alla 'Maintenance', affrontano il problema della manutenzione delle strutture in cemento armato. Si definiscono i metodi di manutenzione e l'importanza dell'esecuzione di indagini per l'individuazione del meccanismo di degrado e per la previsione del suo avanzamento. Le misure di rimedio sono suddivise in ripristini e rinforzi e, in funzione della tipologia di degrado, vengono definiti gli interventi più adeguati. I meccanismi di degrado affrontati nella norma riguardano strutture soggette a:

- fenomeni di carbonatazione;

- fenomeni di attacco da cloruri;
- cicli di gelo-disgelo;
- attacchi chimici;
- reazioni alcali-silice;
- sollecitazioni di fatica (su solette e travi);
- abrasione;
- adeguamento sismico.

In tale contesto, tuttavia, non vengono definiti metodi e procedure di calcolo per le tipologie di intervento proposte, ma soltanto il tipo e la modalità di esecuzione delle operazioni di manutenzione.

## 2.6 – Tecniche di ripristino strutturale

La diagnosi del degrado di un manufatto in calcestruzzo consente di scegliere il tipo di intervento più adeguato e i materiali più idonei per il ripristino delle opere. In rapporto alla diversa natura del degrado e del substrato è necessario individuare i prodotti compatibili, in grado di mantenere inalterata la monoliticità della struttura e di trasferire le sollecitazioni in modo omogeneo, senza arrecare danni e dissesti al materiale preesistente [Mailvaganam & Cusson 1996]. Le caratteristiche di compatibilità variano all'interno di un'ampia classificazione di applicazioni e l'impiego di materiali con caratteristiche meccaniche più simili possibile a quelle del substrato in calcestruzzo originario non sempre evita la rottura di interfaccia.

Le applicazioni di tipo strutturale possono essere effettuate su tutti quegli elementi in cui il calcestruzzo degradato sia stato preventivamente rimosso e la superficie di interfaccia sia stata adeguatamente preparata affinché possa svilupparsi un'opportuna aderenza tra substrato e materiale di ripristino. E' di fondamentale importanza scegliere il materiale di ripristino in base a caratteristiche di compatibilità meccanica e dimensionale rispetto al supporto: la compatibilità tra i materiali permette alla sezione dell'elemento strutturale di mantenere inalterata la sua capacità portante, unitamente alla possibilità di variazioni volumetriche in fase d'esercizio.

La strategia di ripristino si basa sulla determinazione dell'entità e delle cause del degrado, sulla diagnosi della sua prevedibile evoluzione e sulla valutazione delle sue conseguenze sulle condizioni strutturali e di funzionalità della struttura. Si considerano poi le stime relative alla vita residua dell'opera, ai costi dei diversi interventi possibili, alla possibilità pratica di effettuarli e ai tempi in cui devono avvenire. La scelta dei materiali più idonei da impiegare per il ripristino di opere in calcestruzzo degradate dipende fortemente da quanto emerso nella diagnosi del degrado e dal raggiungimento della compatibilità dei prodotti che vengono posti a contatto [Cleland *et al.* 1986].

### 2.6.1 – Materiali di ripristino

Una prima grande distinzione tra i materiali impiegati in interventi di ripristino può essere fatta tra malte a base cementizia e malte a base polimerica (resine epossidiche, poliuretatiche, ecc...) [Macchia & Ravetta 1995].

I materiali a base cementizia sono i prodotti da ripristino più diffusi, tuttavia, presentano l'inconveniente di essere interessati da importanti fenomeni di ritiro. Tale effetto crea delle tensioni che si ripercuotono sia sul riporto che sul substrato cementizio, andando a compromettere l'efficacia dell'intervento. Per evitare tali inconvenienti vengono prodotti dei materiali a base cementizia a ritiro compensato, che permettono di ridurre la contrazione differenziale del riporto rispetto al calcestruzzo sottostante. I prodotti a ritiro compensato sono materiali premiscelati, pronti all'uso, e composti da cementi, aggregati, agenti espansivi e additivi. L'aggiunta dell'acqua al prodotto, al momento dell'impasto, provoca una reazione dell'agente espansivo che si traduce nell'espansione del materiale di ripristino. Se l'aumento di volume è contrastato dalla presenza di apposite barre d'armatura, esso provoca uno stato di compressione nel conglomerato che è in grado di ridurre notevolmente, o addirittura annullare, il successivo ritiro. In tal modo, durante l'essiccazione successiva alla stagionatura, il ritiro, anziché produrre sforzi di trazione, causa principale di fenomeni di distacco e rottura del ripristino, riduce o annulla le tensioni di compressione accumulate dal conglomerato in fase espansiva. Molto spesso si utilizzano anche additivi superfluidificanti per abbassare il rapporto  $a/c$  in funzione della tecnica applicativa necessaria, unitamente all'impiego di microsilice per migliorare ulteriormente la resistenza agli attacchi chimici. In aggiunta a questi componenti, presenti in pressoché tutti i prodotti, è possibile adottare delle composizioni ulteriori per far fronte a particolari esigenze. L'utente dovrà scegliere il prodotto da impiegare nello specifico intervento in base ad una solida documentazione di prove sperimentali. Attualmente, nel campo del recupero sono presenti diversi prodotti composti a base cementizia, tra cui i più comunemente usati sono [Siviero *et al.* 1995]:

- malte preparate in cantiere;
- malte a ritiro compensato ottenute aggiungendo agenti espansivi e additivi superfluidificanti;
- malte modificate con polimeri ottenute sostituendo parte dell'acqua e del cemento di miscela con particolari polimeri; si ottengono prodotti finali con il doppio del rapporto resistenza a trazione/resistenza a compressione, una forte riduzione del ritiro e un aumento di resistenza ad alcuni tipi di attacco chimico;
- malte confezionate con l'aggiunta di materiali pozzolanici, come la microsilice, per aumentare la durabilità del materiale di ripristino;
- malte fibrorinforzate costituite da un rinforzo vero e proprio presente in modo discontinuo e da una matrice che è un elemento continuo. Il rinforzo è caratterizzato da alte prestazioni meccaniche ed è rappresentato da fibre in materiali inorganici come il carbonio, il vetro o, meno frequentemente, il boro oppure i materiali polimerici come l'aramide.

La matrice risulta meccanicamente più debole ma, con l'aggiunta di fibre, è possibile migliorare la resistenza alla fessurazione, la duttilità e la resistenza agli urti. Le possibili tecniche applicative dei prodotti a base cementizia sono: l'applicazione a spruzzo o a cazzuola, per colaggio e per iniezione.

L'applicazione a spruzzo o cazzuola è particolarmente indicata per malte espansive a consistenza plastica, da impiegare in interventi di ripristino di grandi superfici con spessore contenuto. Si utilizza una cazzuola o una macchina intonacatrice [Macchia & Ravetta 1995]. La prima operazione da svolgere è la preparazione del sottofondo. È necessario che il substrato di calcestruzzo su cui deve essere applicata la malta da restauro si presenti sano, irruvidito e saturo d'acqua. Segue dunque la fase di applicazione della malta. Il calcestruzzo dato a spruzzo, detto anche 'gunite', 'shotcrete' o 'sprizbeton', è costituito da una malta o un betoncino dotati di caratteristiche tixotropiche, cioè la capacità del materiale fresco di mantenere la forma anche senza cassetatura. È necessario utilizzare additivi fluidificanti che vadano a compensare l'aumento del fenomeno del ritiro dovuto al maggiore quantitativo di cemento richiesto

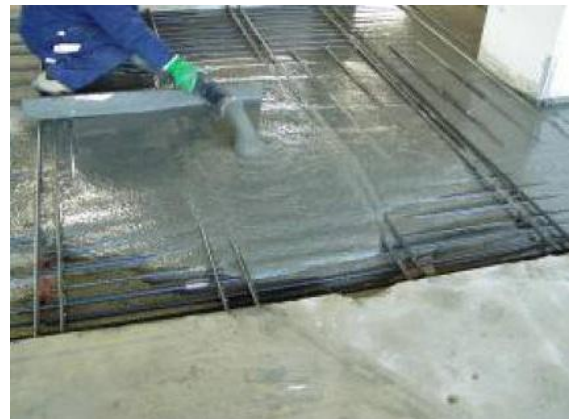
dall'impiego di inerti di piccola granulometria. L'acqua di impasto può essere aggiunta alla gunite al momento dell'applicazione (via secca), oppure gli ingredienti vengono miscelati prima (via umida). Per migliorare l'aderenza del calcestruzzo proiettato al substrato si devono adottare alcuni accorgimenti: accurata saturazione del substrato, attenta eliminazione di materiale grasso, alta velocità di proiezione all'ugello, ridotta distanza tra ugello e superficie da ricoprire, getto il più possibile perpendicolare alla superficie, eliminazione del rimbalzo dell'aggregato grosso che viene raccolto e inglobato nel calcestruzzo già proiettato in basso [Colleparidi 2006].

La tecnica per colaggio si impiega per l'applicazione di malte o calcestruzzi espansivi a consistenza superfluida (autolivellanti), per la riparazione di superfici verticali (pareti, muri o pilastri), orizzontali (pavimentazioni) e per riempire cavità interne. Il materiale autolivellante deve essere colato per permettere lo spostamento dell'aria preesistente nella zona cassetata da riempire. Si deve evitare di gettare o pompare l'impasto simultaneamente su due lati opposti per evitare che l'aria venga intrappolata dai due flussi di malta in controcorrente. Nel caso di riparazione di pavimenti, solette o solai, l'impasto autolivellante deve essere stagiato subito dopo il getto. Il completo riempimento delle cavità può essere agevolato dall'impiego di tondini flessibili per rimuovere la malta fluida e facilitare l'espulsione dell'eventuale aria residua, mentre è sconsigliabile ricorrere a vibratori ad ago o a parete.

L'intervento per iniezione è da preferirsi in caso di ripristino di strutture con difetti interni (vespai) o esterni (fessure) non penetrabili dalle malte tradizionali. In tali casi il consolidamento avviene per iniezione di boiacche cementizie. Prima di iniziare l'intervento è buona norma saturare con acqua tutta la struttura interna da consolidare utilizzando gli stessi fori attraverso i quali verrà eseguita l'iniezione della boiacca. La bagnatura deve essere eseguita il giorno precedente l'intervento di consolidamento vero e proprio, per consentire lo smaltimento di eventuale acqua libera presente all'interno. Le perforazioni dovrebbero essere disposte simmetricamente preferibilmente ai vertici di un reticolo a maglie quadrate con lato da 50 a 100 cm con diametro variabile da 3 a 4 cm. Il consolidamento inizia tramite iniezione attraverso un foro alla quota più bassa, procedendo poi simmetricamente per non creare squilibri nella struttura.



a)



b)



c)



d)

Figura 2.17: Tecniche di Applicazione: a) a cazzuola, b) per colaggio, c) a spruzzo e d) per iniezione

I materiali polimerici sono costituiti da molecole di prodotti organici collegati tra loro attraverso processi di polimerizzazione industriale. Esistono vari tipi di polimeri e molti di essi sono impiegati nel settore delle costruzioni. Uno schema riassuntivo dei principali polimeri impiegati nel recupero di strutture in cemento armato è riportato in Tabella 2.7 [Collepari *et al.* 2005].

Tabella 2.7: Principali polimeri per il recupero di opere in cemento armato [Macchia & Ravetta 1995]

Polimero	Tipo	Applicazione
Resine epossidiche	bicomponente	rivestimento superficiale impregnazione cavità sigillatura fessure giunzione tra strutture
Resine poliuretaniche	bicomponente	rivestimento superficiale impregnazione cavità sigillatura fessure giunzione tra strutture
Resine alchiliche	monocomponente	rivestimento superficiale
Resine viniliche	monocomponente	rivestimento superficiale
Poliacrilati	monocomponente	rivestimento superficiale
Silani	monocomponente	impregnazione parziale

La tecnica di iniezione di prodotti polimerici, come resine epossidiche, è impiegata principalmente per il recupero di elementi in calcestruzzo con basso livello di danno, ovvero in assenza di schiacciamento del calcestruzzo, in assenza di rottura o instabilità delle barre di armatura o in presenza di lesioni di ridotta ampiezza [Hakuto 2000]. I risultati di alcune prove [Popov & Bertero 1975, Lee *et al.* 1977] hanno evidenziato che le iniezioni di resina non riescono a ripristinare l'aderenza tra le barre di armatura e il calcestruzzo circostante lesionato, poiché la resina non è in grado di penetrare nei piccoli vuoti attorno all'armatura. Inoltre, il materiale polverizzato attorno alle barre impedisce alla resina di migliorare l'adesione. Risultati migliori si possono ottenere utilizzando la tecnica combinata di iniezione in pressione del calcestruzzo e impregnazione a vuoto [French *et al.* 1990]

L'applicazione forse più efficace dei polimeri, tuttavia, consiste nel far aderire due superfici anche di materiale diverso in modo da realizzare un incollaggio delle due strutture.



## 2.6.2 – Studi e Ricerche

Uno dei metodi maggiormente utilizzati per l'esecuzione di ripristini è l'applicazione di malta cementizia, polimero-modificata, a sostituzione del calcestruzzo danneggiato. Attualmente, sul mercato sono disponibili una serie di materiali da ripristino in grado di rispondere alle esigenze relative a molteplici ambienti e tipi di interventi. Spesso, però, questi materiali vengono impiegati senza un'attenta valutazione della compatibilità con il substrato e possono rappresentare un'ulteriore causa di deterioramento. L'elevata percentuale di insuccesso degli interventi di ripristino è attribuibile ad un'esecuzione standardizzata in assenza di una progettazione mirata dell'intervento, che tenga conto delle peculiarità della struttura originaria.

La resistenza d'interfaccia tra un substrato in calcestruzzo e un nuovo strato di ripristino può fornire utili informazioni per la scelta del prodotto da impiegare per un determinato intervento su una struttura esistente. I metodi per valutare l'aderenza possono essere suddivisi essenzialmente in tre categorie:

- prove di pull-off, trazione diretta e splitting, in funzione della resistenza a trazione;
- prove di taglio con superficie inclinata, in funzione dell'azione combinata di taglio e compressione (slant shear);
- prove di taglio diretto.

Di seguito vengono illustrati brevemente i risultati di studi realizzati a livello locale per indagare le caratteristiche di interfaccia calcestruzzo-malta da ripristino e a livello più globale per valutare l'efficacia di interventi di ripristino con vari materiali sul comportamento complessivo di travi e colonne in cemento armato. Al termine dell'esposizione si propone uno schema riassuntivo dei principali parametri impiegati nelle varie sperimentazioni.

### 2.6.2.1 – Caratteristiche del Materiale di Ripristino e dell'Interfaccia

Nell'esecuzione di un intervento di ripristino è di fondamentale importanza la conoscenza delle implicazioni strutturali legate alle proprietà di interfaccia tra i materiali da ripristino e il substrato in calcestruzzo. Tabella 2.8 illustra le proprietà generalmente richieste ad un materiale di ripristino, in relazione alla tipologia di substrato, in modo da ottenere un intervento duraturo e strutturalmente efficiente.

Tabella 2.8: Requisiti generali dei materiali da ripristino per la compatibilità strutturale [Emberson & Mays 1990]

Proprietà	Relazione tra la malta da ripristino ( $R$ ) e il substrato in calcestruzzo ( $C$ )
Resistenza a compressione, trazione e flessione	$R \geq C$
Modulo a compressione, trazione e flessione	$R \sim C$
Coefficiente di Poisson	dipende dal modulo elastico e dal tipo di ripristino
Coefficiente di espansione termica	$R \sim C$
Aderenza a trazione e taglio	$R \geq C$
Curing e ritiro a lungo termine	$R \leq C$
Capacità di deformazione	$R \geq C$
Creep	dipende dagli effetti che il creep può produrre
Comportamento a fatica	$R \geq C$

Partendo dall'identificazione di tali proprietà, uno studio condotto da Emberson & Mays (1990) ha indagato il comportamento di nove diversi materiali da ripristino commerciali (Tabella 2.9) applicati ad un tipico substrato in calcestruzzo. Per ciascun sistema ottenuto sono state indagate le proprietà riportate in Tabella 2.8.

Tabella 2.9: Categorie di materiali impiegati nella sperimentazione

Materiali resinosi	Materiali cementizi polimero-modificati	Materiali cementizi
A: Malte Epossidiche	D: Modificati con SBR	G: OPC/sabbia
B: Malte Poliesteri	E: Modificati con Vinil Acetato	H: Malta Cementizia con High Alumina
C: Malte Acriliche	F: Modificati con Magnesio Fosfato	I: Calcestruzzo liquido

Le prove svolte attestano il buon comportamento a compressione di tutti materiali, mentre a trazione i materiali contenenti resine nell'impasto registrano prestazioni nettamente superiori a quelli senza. I valori di modulo elastico dei materiali resinosi risultano decisamente inferiori rispetto a quelli di materiali a base cementizia, mentre il valore del modulo di Poisson si aggira attorno ai 0.2 per tutti i materiali, ad eccezione dei prodotti H e I (Tabella 2.9). Per quanto riguarda il coefficiente di espansione termica, i risultati sperimentali indicano aumenti di volume maggiori per le resine, mentre non si notano grandi differenze tra le altre due categorie di prodotti. I test per la misura dell'adesione mostrano che i sistemi resinosi sviluppano un grado di adesione che permette la rottura nel substrato, mentre nella maggior parte degli altri materiali il piano di rottura si crea all'interfaccia. Infine, per quanto riguarda il ritiro, le maggiori variazioni volumetriche si sono ottenute con malta poliestere e con malte cementizie modificate con vinil-acetato; i materiali resinosi subiscono il minore ritiro, mentre il sistema magnesio fosfato è espansivo. Il ritiro eccessivo può essere considerato il fenomeno che può produrre i maggiori danni, in quanto può indurre rotture a trazione o di aderenza all'interfaccia. L'aderenza è, infatti, un altro fenomeno molto importante che è stato oggetto di ricerca; in particolare, è stato studiato l'effetto della preparazione della superficie di interfaccia sull'aderenza dei sistemi di ripristino. I fattori fondamentali individuati da considerare nell'analisi delle superfici [Courard 2000] sono:

- scabrezza;
- porosità;
- coesione superficiale;
- presenza di acqua interstiziale.

Le tensioni che si sviluppano all'interfaccia dipendono dal legante utilizzato e sono dovute principalmente alla dilatazione termica e al coefficiente di assorbimento capillare sia del supporto che del nuovo materiale. Queste due proprietà fisiche sono fortemente dipendenti dal tempo, dalla temperatura e dall'umidità relativa. Durante un intervento di ripristino si devono distinguere due momenti: il momento dell'applicazione del ripristino (creazione dell'interfaccia) e la fase di presa e indurimento del prodotto (stabilizzazione dell'interfaccia). L'attrazione tra i due materiali può essere considerata una funzione delle proprietà termodinamiche dei liquidi e dei solidi, che caratterizzano l'umidità del supporto, della scabrezza, che modifica la bagnabilità del supporto e l'angolo di contatto tra elementi, dell'assorbimento capillare, che dipende dalla porosità del calcestruzzo, da proprietà termodinamiche e dalla viscosità e dalla composizione chimica, che crea un'interazione tra solido e liquido ed nelle soluzioni interstiziali. Ne deriva che il legame tra vecchio e nuovo materiale non dipende esclusivamente da proprietà meccaniche, ma coinvolge anche proprietà termodinamiche, chimiche ed elettro-chimiche. Condizione necessaria affinché il legame sia forte e duraturo è la conoscenza

dell'attrazione che si forma tra malta da ripristino in fase liquida e calcestruzzo esistente in fase solida. Sulla base di queste premesse teoriche è stato indagato il miglior trattamento superficiale da eseguire prima dell'esecuzione dell'intervento di ripristino. Esistono numerosi studi in materia. Garbacz *et al.* (2007) sottolineano la necessità di impiegare dei trattamenti in grado di rimuovere ogni tipo di materiale o strato che può diminuire il legame all'interfaccia e aumentare la superficie di contatto tra gli elementi. Per determinare il miglior trattamento superficiale dell'interfaccia calcestruzzo/malta hanno eseguito diversi trattamenti della superficie, comparando gli effetti in funzione di geometria superficiale, microfessurazione superficiale e adesione. I trattamenti effettuati sono sabbiatura, fresatura, levigazione o smerigliatura, idro-demolizione e pallinatura o sabbiatura metallica, eseguiti su un substrato di calcestruzzo C20/25, dimensioni 30 cm x 30 cm x 5 cm. Le differenti scabrezze vengono descritte tramite sia analisi del profilo, eseguite con apposita apparecchiatura, lungo diverse sezioni e direzioni, sia attraverso l'analisi delle superfici che restituiscono un modello 3D delle superfici, utilizzando un microscopio elettronico a scansione (SME). Dall'analisi delle immagini al microscopio e dai profili misurati si deduce che la scabrezza maggiore è data dalla sabbiatura metallica (applicata per 45 s), 80 volte superiore rispetto la superficie non trattata. I test eseguiti applicando il materiale da ripristino senza primer mostrano una diminuzione di resistenza nel caso di trattamento della superficie tramite fresatura, mentre per la sabbiatura e le superfici non trattate la differenza di risultato è irrilevante. L'aspetto che viene modificato è, invece, il comportamento a rottura dei provini: in presenza dello strato aggiuntivo di aggrappo si sono evidenziate rotture esclusivamente nello strato di calcestruzzo. La frattura all'interfaccia è tipica dei casi senza trattamenti superficiali (80% dei provini lisci). Trattamenti troppo energici, quali sabbiatura metallica o fresatura, formano delle microcricche in superficie, motivo del decremento di resistenza all'interfaccia. Quindi si può dedurre che in assenza dello strato di coesione l'aumento di scabrezza, oltre un certo limite, porta ad un decremento del legame, causato anche dalla scarsa penetrazione della malta da ripristino. I risultati (Tabella 2.10) sottolineano che creare il legame tra due materiali durante un intervento di ripristino è un fenomeno complesso, risultato di sinergie tra la scabrezza, la presenza di microcricche, la presenza di aggregati in superficie e le caratteristiche dei materiali da ripristino. I problemi dati da un prodotto con bassa lavorabilità possono essere mitigati da interventi che mantengono le superfici relativamente lisce (sabbiatura) e dall'applicazione di un apposito primer che unifica la superficie d'adesione.

Tabella 2.10: Risultati [Garbacz *et al.* 2007]

Trattamento	Valore a rottura [N/mm <sup>2</sup> ]	
	Malta con aggrappante	Malta senza aggrappante
Non trattato (NT)	1.92	2.28
Smerigliatura (GR)	1.82	1.16
Sabbiatura (SB)	1.93	1.82
Sabbiatura metallica (SHB20)	1.68	0.78
Sabbiatura metallica (SHB35)	1.94	1.25
Sabbiatura metallica (SHB45)	1.96	0.83
Fresatura a mano (HMIL)	1.42	1.01
Fresatura meccanica (MMIL)	1.60	0.49

Studiosi come Kamada & Li (2005) valorizzano gli effetti prodotti da una superficie d'interfaccia liscia, in funzione di un intervento di ripristino duraturo. Essi creano tre differenti superfici: liscia (taglio con filo diamantato), liscia e lubrificata (minor legame) oppure ruvida (eseguita con scarificatore manuale) e usano due differenti miscele ECC più una terza di diversa composizione (SFRC), come riportato in Tabella 2.11.

Tabella 2.11: Proprietà dei materiali [Kamada &amp; Li 2005]

Materiali	Compressione [N/mm <sup>2</sup> ]	Modulo elastico [GPa]	Preparazione Superficiale
Calcestruzzo da ripristino	33.3	27.0	-
Calcestruzzo	32.1	26.6	liscia
			liscia lubrificata
			ruvida
SFRC	47.2	27.5	liscia
			ruvida
ECC (a/c=0.28)	64.5	19.6	liscia
			ruvida
ECC (a/c=0.60)	32.2	15.0	liscia
			ruvida

Il set-up di prova è quello riportato in Figura 2.18 e ha lo scopo di raggiungere la rottura all'interfaccia. Il carico viene applicato in controllo di spostamento: 0.005 mm/s. Alla fine del test si misurano dimensioni e profondità delle fessurazioni, nonché l'entità dei distacchi in mezzeria e ai lati. Da un blocco di calcestruzzo, tramite taglio con diamante, si ricavano quattro elementi da utilizzare in coppia: due con superficie liscia e due con superficie ruvida. La Tabella 2.12 mostra il grafico carico-deformazione per ogni caso combinazione di prova. La deformazione, il carico e le fessure formatesi, individuano l'alta duttilità del materiale ECC e la grande capacità di assorbire energia, che porta ad una rottura dei provini senza la delaminazione, o il distacco all'interfaccia e, quindi, ad un intervento più duraturo e resistente ai collassi fragili.

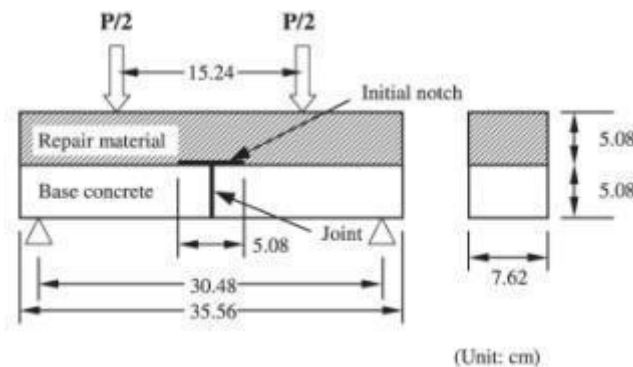


Figura 2.18: Schematizzazione set-up di prova [Kamada &amp; Li 2005]

La Tabella 2.12 mostra la limitata differenza tra i risultati ottenuti per superficie liscia e per superficie ruvida nel caso di impiego di calcestruzzo o di SFRC come materiale da ripristino. Le rotture avvengono tutte a causa di una singola fessura con conseguente comportamento di softening successivo alla fase elastica. Il materiale ECC presenta un comportamento incrudente. Le prove determinano carichi ultimi sempre maggiori nei provini aventi all'interfaccia superficie liscia rispetto a quelli con superficie ruvida; nello specifico, la differenza è del 15% con impasto del ripristino avente un rapporto acqua-cemento pari a 0.28 e del 25% nel caso di rapporto A/C pari a 0.60.

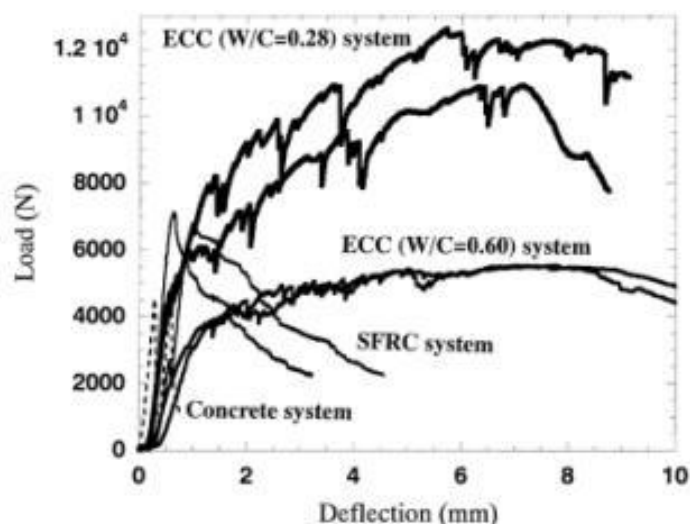


Figura 2.19: Curve carico-spostamento per i quattro sistemi di ripristino [Kamada & Li 2005]

Tabella 2.12: Risultati sperimentali [Kamada & Li 2005]

Materiali	Carico di Picco [kN]	Deformazione massima[mm]	Superfici
Calcestruzzo	4.65	0.60	liscia
	4.40	0.30	ruvida
SFRC	6.91	0.86	liscia
	6.56	0.58	ruvida
ECC (a/c=0.28)	9.57	4.30	liscia
	8.81	3.69	ruvida
ECC (a/c=0.60)	4.53	4.83	liscia
	4.43	3.89	ruvida

La superficie ruvida ostacola il formarsi di microfessurazioni all'interfaccia e nel materiale di ripristino; questo comporta un collasso finale dovuto al formarsi una-due fessure di grosse dimensioni. La superficie liscia permette, invece, il formarsi di micro fessurazioni che vengono subito bloccate nel materiale di ripristino. Si deduce che le superfici lisce permettono una migliore redistribuzione dei carichi nell'ECC e una maggiore resistenza. La superficie liscia porta alla formazione di un maggiore numero di fessurazioni di larghezza ridotta che rendono più difficile la penetrazione di anidride carbonica e acqua. Il diverso rapporto acqua-cemento, infine, risulta influire sul numero di cricche e sulla loro distanza, mentre la resistenza ultima rimane pressoché invariata.

Entrambi gli studi risultano concordi sulla necessità di creare un'interfaccia il più possibile imperturbata, liscia piuttosto che eccessivamente rugosa, specialmente nel caso di malte con lavorabilità piuttosto ridotta per favorire la penetrazione della malta. Interventi di irruvidimento della superficie troppo marcati rischiano di danneggiare l'interfaccia e quindi indebolirla ancor prima dell'effettuazione dell'intervento di ripristino.

Lo splitting test, denominato anche prova Brasiliana, è un metodo di prova semplice che è stato impiegato per valutare la resistenza all'interfaccia tra due materiali cementizi [Geissert *et al.* 1999]. Il set-up di prova è riportato in Figura 2.20. Tra le variabili introdotte nella conduzione del test sono stati inseriti fenomeni di congelamento e scongelamento dei provini. La procedura di prova ha dimostrato

una buona ripetibilità del metodo e ha rilevato che una superficie asciutta del substrato in calcestruzzo al momento del getto dello strato di ripristino produce dei valori di resistenza superiori rispetto a quelli registrati per condizioni di superficie saturi. Inoltre si è verificato che, se la resistenza all'interfaccia è adeguata, l'esecuzione della prova a 7 giorni di maturazione o dopo numerosi cicli di gelo-disgelo non comporta ad una grande variazione dei risultati finali (come si nota nella Tabella 2.13).

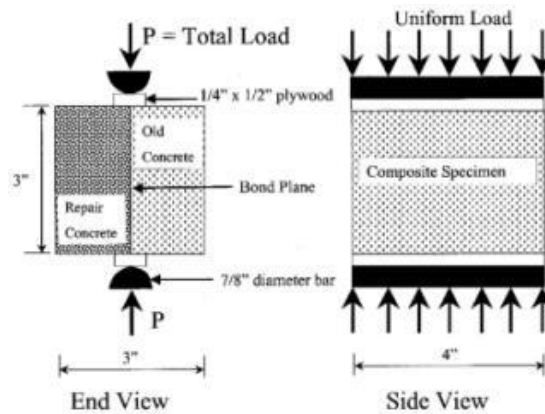
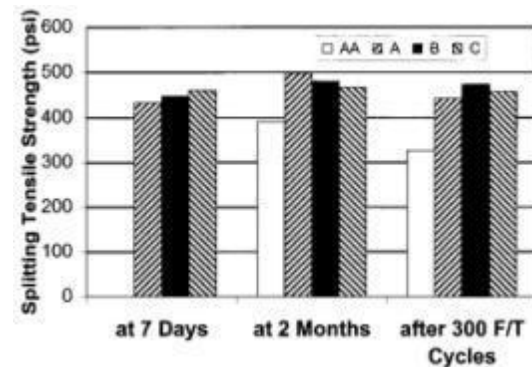


Figura 2.20: Test set-up [Geissert et al. 1999]

Tabella 2.13: Risultati del test [Geissert et al. 1999]

Series	Surface moisture of old concrete	Splitting strength, psi		
		At 7 days without F-T *	At 2 months without F-T	At 2 months with 300 F-T cycles
AA	Wet	Not measured	391	327
A	Dry	434	498	442
B	Dry	447	480	473
C	Dry	460	467	458
Average (A, B, C)	Dry	447	482	458

\* F-T = freeze-thaw.  
Note: 1000 psi = 6.895 MPa.



Il metodo di pull-off e lo slant shear test sono, invece, stati impiegati da Jùlio *et al.* (2004) per testare la resistenza d'interfaccia, rispettivamente in trazione e in taglio-compressione, tra due strati di calcestruzzo. Sono stati impiegati 25 provini per le prove di pull-off e 25 campioni per le prove di slant shear, adottando diverse tecniche di preparazione dell'interfaccia per ottenere diversi livelli di rugosità. I risultati finali hanno indicato che i valori massimi di resistenza a bond sono raggiunti con trattamento a sabbatura della superficie di interfaccia e che esiste una buona correlazione tra i risultati ottenuti dalle prove di pull-off con quelle ottenute dalle prove di slant shear. Infine, l'effetto di bagnatura della superficie prima del getto del ripristino risulta non influire sui risultati finali, conclusione che, tuttavia, entra in contrasto con quanto ottenuto da Geissert (1999) nella conduzione di splitting tests su provini analoghi.

Tabella 2.14: Risultati dei test [Júlio et al. 2004]

## Slant shear test results

Situations considered	Substrate surface treatment	Bond strength in shear (MPa)	Variation coefficient (%)
1	As-cast against steel formwork	1.30	33.85
2	Wire-brushing	10.67	8.90
3	Partially chipped	6.24	20.67
4	Partially chipped and pre-wetted	6.64	13.10
5	Sand-blasting	14.13	8.56

## Pull-off test results

Situations considered	Substrate surface treatment	Bond strength in tension (MPa)	Variation coefficient (%)
1	As-cast against steel formwork	-	-
2	Wire-brushing	1.92	13.54
3	Partially chipped	1.47	7.48
4	Partially chipped and pre-wetted	1.02	12.75
5	Sand-blasting	2.65	6.42

I metodi di prova sopra descritti sono dei test indiretti che misurano la resistenza d'interfaccia attraverso la misura della resistenza a trazione o quella combinata di taglio e compressione. Sono di facile e ripetibile esecuzione e determinano dei valori con un errore piuttosto limitato; tuttavia, sono affetti dal problema della loro correlazione con l'effettiva resistenza a taglio dell'interfaccia. Infatti, lo stato di taglio all'interfaccia è uno dei più comuni stati di tensione che causa la rottura in strutture riparate [Momayez et al. 2004]. Le prove di taglio diretto, presentano a loro volta il problema di riprodurre uno stato di taglio puro, in quanto molto spesso, in tale tipologia di prove, il provino viene sottoposto ad un'azione combinata di taglio e momento dovuta alla concentrazione di sforzi che si verifica all'estremità dei piani di interfaccia. Lo sviluppo di nuovi metodi di prova per taglio diretto è pertanto una delle maggiori sfide in tale campo. Uno studio in tal senso è stato condotto da Momayez et al. (2004) che hanno proposto il 'bi-surface shear test', ovvero una prova a taglio in cui il prisma di calcestruzzo è posizionato centralmente e sui due lati è applicato il ripristino (Figura 2.21). La particolarità della prova consiste nell'applicare i carichi in modo simmetrico e nella lettura diretta del taglio. Sono stati sottoposti a prova 192 campioni facendo variare la rugosità della superficie, il prodotto da ripristino, la dimensione del campione e la dimensione massima dell'aggregato.

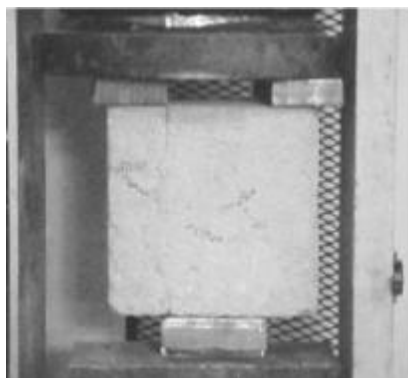


Figura 2.21: Provino sottoposto alla prova di bi-surface test [Momayez et al. 2004]

Sulla base dei risultati ottenuti da tale prova si è potuto concludere che:

- tale test è facilmente ripetibile e permette di ottenere un valore medio di COV inferiore al 10%;
- i valori delle tensioni taglianti derivanti da tale prova sono dipendenti dalla dimensione del provino, più grande è il provino e inferiori sono le tensioni;
- il bi-surface shear test è sensibile alla tipologia di materiale da ripristino, in quanto i materiali più resistenti sono dotati di maggiore resistenza all'interfaccia;
- l'incremento della rugosità superficiale aumenta la resistenza a taglio sino del 19% e tale effetto è maggiormente evidente per materiali cementizi piuttosto che per materiali cementizi modificati;
- la dimensione maggiore dell'aggregato determina un leggero aumento della resistenza d'interfaccia;
- per i prodotti da ripristino esaminati la resistenza di interfaccia a 14 giorni è in media circa il 72% di quella a 28 giorni;
- infine, l'aggiunta di fumo di silice può aumentare del 25% la resistenza di interfaccia.

In Tabella 2.15 è riportata una sintesi delle caratteristiche dei provini e dei test effettuati per lo studio delle proprietà di interfaccia calcestruzzo-malta da ripristino. Si può notare che la resistenza a compressione del calcestruzzo di substrato non è mai inferiore a 25 MPa e che, in genere, si presta poca attenzione ai valori di modulo elastico dei materiali impiegati, in quanto tali valori non vengono neppure riportati.



Tabella 2.15: Sintesi delle caratteristiche dei provini e dei test effettuati per lo studio dell'interfaccia

Autori	Substrato tipo /no.	f <sub>c</sub> (MPa)	E (GPa)	Materiali		Parametri	n° provini	Tipo di Prova
				no./tipo	Ripristino f <sub>c</sub> (MPa)			
Emberson & Mays (1990)	cls	-	-	3 resine-3 malte PMC 3 malte PCC	-	-	f <sub>c</sub> – f <sub>t</sub> – E - v- creep –ritiro	test standard di caratterizzazione materiali
Garbacz et al. (2007)	cls	C20/25		1 malta PMC con fibre di vetro 1 primer	>40	-	-5 diverse rugosità dell'interfaccia -interfaccia con e senza primer	pull-off
Kamada & Li (2005)	cls	32.1	26.6	cls SRFC ECC-w/c=0.28 ECC-w/c=0.60	33.3 47.2 64.5 32.2	27 27.5 19.6 15	superficie liscia superficie rugosa	18 prismi 35.56 x7.62x10.16 cm testati a flessione con intaglio
Geissert et al. (1999)	4 cls	49.1 48.7 39.1 38.7		4 malte PMC	72.3 68.1 71.0 71.0		cicli gelo-disgelo	52 splitting test
Momayez et al. (2005)	cls	35		6 tipi di malte cementizie: PCC semplice, + fumo di silice, + polimeri	36÷43		-rugosità interfaccia: 3-4 mm e 7-8 mm -Ø aggregato - dim. provino	192 - bi-surface shear test - pull-off
Julio et al. (2004)	cls	50		cls	50		-5 diverse rugosità dell'interfaccia	50 -slant shear test -pull-off

\* PCC: Portland Cement Concrete – PMC: Polymer Modified Cement – ECC: engineered cement composite – SFRC: steel fiber-reinforced concrete

### 2.6.2.2 – Prove su Elementi Strutturali Ripristinati

Lo studio locale delle caratteristiche d'interfaccia calcestruzzo-malta da ripristino è stato affiancato da sperimentazioni su interi elementi strutturali (travi e colonne) ripristinati a flessione o compressione per far fronte agli effetti del degrado.

La corrosione dell'armatura di un qualsiasi elemento in c.a., unito all'espulsione del copriferro, è uno dei più diffusi fenomeni di degrado del calcestruzzo. Il degrado dell'armatura compromette non solo la durata, ma soprattutto la capacità portante della struttura, con una notevole diminuzione della resistenza ultima (SLU) e un aumento delle deformazioni agli stati limite di esercizio (SLE). La tecnica d'intervento comunemente utilizzata consiste nell'eliminazione del calcestruzzo ammalorato, nella pulizia dei ferri dalla ruggine tramite sabbiatura, nella preparazione delle superfici di interfaccia e nella sostituzione del calcestruzzo eliminato con malta. L'obiettivo dell'intervento è quello di aumentare o almeno eguagliare la capacità portante della struttura originaria. Tuttavia, allo stato attuale, non esiste nessun metodo di controllo che possa validare l'efficacia dell'intervento ed assicurare il recupero della situazione originaria ante-degrado.

Rio *et al.* (2005) hanno condotto una campagna sperimentale su 24 travi in c.a. di sezione 20 cm x12 cm, in calcestruzzo di classe C25/30, con luce pari a 200 cm e dotate di due distribuzioni d'armatura: gruppo

I con 2Ø8 in zona compressa e 3Ø12 in zona tesa, e gruppo II caratterizzato da 2Ø8 in zona compressa e 2Ø16 in zona tesa. Dei ventiquattro elementi costruiti, due travi (una per ogni gruppo) sono state impiegate come elementi di controllo, mentre le rimanenti sono state tutte sottoposte a corrosione forzata, nella sezione di mezzeria della zona tesa per il gruppo I e nella sezione di mezzeria della zona compressa per il gruppo II. Successivamente, si è rimosso il calcestruzzo danneggiato per una profondità di 5-7 cm e una lunghezza di 43-66 cm; prima dell'applicazione del ripristino si è resa necessaria la pulizia di tutte le superfici tramite spazzola in ferro e l'applicazione di uno specifico primer. In alcuni casi, la corrosione ha portato ad una sensibile diminuzione della sezione dell'armatura ed è quindi stato necessario ripristinare, tramite l'inserimento di nuovi ferri, l'area iniziale. Per gli elementi del gruppo I è stato utilizzato solo il materiale A per il ripristino (PCC cemento + fibra di vetro), mentre per il gruppo II sono stati utilizzati, oltre al ripristino tipo A, altri due prodotti. Le caratteristiche dei materiali sono riportate in Tabella 2.16.

Tabella 2.16: Proprietà dei materiali utilizzati [Rio et al. 2005]

Materiali		Modulo elastico [N/mm <sup>2</sup> ]	Compressione [N/mm <sup>2</sup> ]	Trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	Interfaccia		Primer	Stato Superficiale
Nome	Tipo				CLS	Acciaio		
A	PCC* cemento +fibra vetro	30·10 <sup>3</sup>	(28d)70	(28d)9	(28d)4	(28d)30	resina epossidica	asciutto
B	Epossidica tricomponente	20·10 <sup>3</sup>	(1d/7d)96.8/106	-	-	-	no	asciutto
C	Polimero modificata	18·10 <sup>3</sup>	(28d) 50-60	-	2-2.5	-	a base epossidica	bagnato

\* PCC: Portland Cement Concrete

Dei tre materiali adottati per il ripristino (A-B-C) si sono considerate le seguenti proprietà:

1. modulo elastico (simile o minore rispetto al calcestruzzo);
2. resistenza a compressione (adeguata e simile al calcestruzzo);
3. resistenza a taglio e l'aderenza dell'interfaccia.

Non è stato considerato il problema del ritiro e del creep nel nuovo materiale applicato. La strumentazione applicata alle travi è composta da trasduttori induttivi di spostamento (LVDT) e strain-gauges nella sezione di mezzeria. Le travi sono state sottoposte tutte a flessione semplice in modalità statica con punto di applicazione del carico in mezzeria. La capacità portante delle travi ripristinate è risultata, nella maggior parte dei casi, leggermente inferiore rispetto a quella di controllo, ma superiore a quella degli elementi corrosi. E' stato dimostrato che è necessario aver un buon ancoraggio tra materiale esistente e il nuovo strato; inoltre, le proprietà meccaniche del nuovo, devono essere il più possibile simili al calcestruzzo esistente. Nel caso in cui sia necessario inserire nuove barre di armatura è fondamentale fornire un'adeguata lunghezza di ancoraggio al di fuori dell'area di massimo momento. Le prove hanno dimostrato che la duttilità delle travi con corrosione dell'armatura tesa dipendono principalmente dalla quantità di armatura. Il rapporto di duttilità è adeguato sia per le travi non ripristinate che per quelle ripristinate, ma quando la perdita di sezione resistente di armatura è molto elevata si verifica sia una perdita di capacità portante della trave che una riduzione della sua duttilità. Infine, le travi con corrosione delle barre compresse, indipendentemente dalla tipologia di malta da ripristino scelta, mostrano un comportamento fragile, mentre il margine di sicurezza nella capacità portante dipende dal prodotto applicato.

Indagini sperimentali analoghe sono state condotte da Shannag & Al-Ateek (2006). Trenta travi sono state ripristinate con 40 mm (Figura 2.22) di calcestruzzo semplice (PCC) e di calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio uncinato (HSFRC), fibre di acciaio rivestite di ottone (BCFRC), fibre di vetro (GFRC) e fibre composte per metà da fibre di acciaio uncinato e per l'altra metà da fibre di acciaio rivestite di ottone (HBFRC). Le travi sono state sottoposte a prove di flessione dopo aver subito diversi livelli di corrosione delle armature (0%-2%-5.5%). Le travi ripristinate con calcestruzzo fibrorinforzato hanno mostrato un sostanziale miglioramento della resistenza a flessione rispetto a quelle ripristinate con una matrice cementizia non rinforzata (Figura 2.23). In generale, comunque, la corrosione delle barre induce una sostanziale riduzione della rigidità e della freccia delle travi, accompagnate dalla riduzione della capacità di carico e della duttilità. L'impasto con il 50% di fibre di acciaio uncinato e il 50% di fibre di acciaio rivestite di ottone (BHFRC) ha permesso alle travi di raggiungere la più elevata resistenza a flessione per tutti i livelli di corrosione considerati, mentre la presenza di fibre di vetro (GFRC) ha determinato una riduzione dell'area interessata da fessure e del numero di grandi fessure dovute al ritiro plastico, a rapide e drastiche variazioni di temperatura, alla reattività dell'aggregato e a tutti quei fattori che possono accelerare i fattori di corrosione delle armature. Inoltre, hanno dimostrato una buona prestazione flessionale, specialmente in presenza di corrosione delle barre, una buona duttilità e la minore riduzione di resistenza anche a seguito del degrado delle armature.

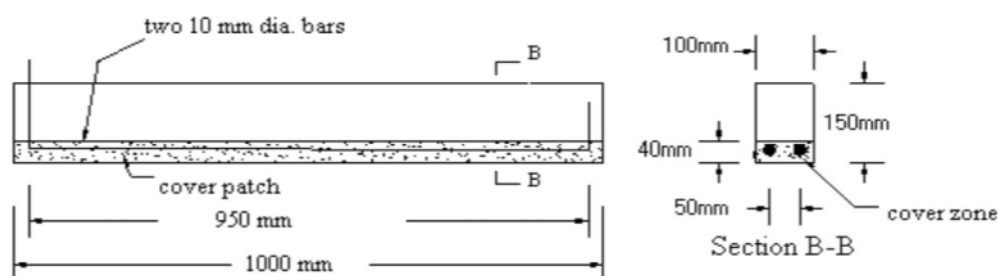


Figura 2.22: Dettaglio dei provini ripristinati [Shannag & Al-Ateek 2006]

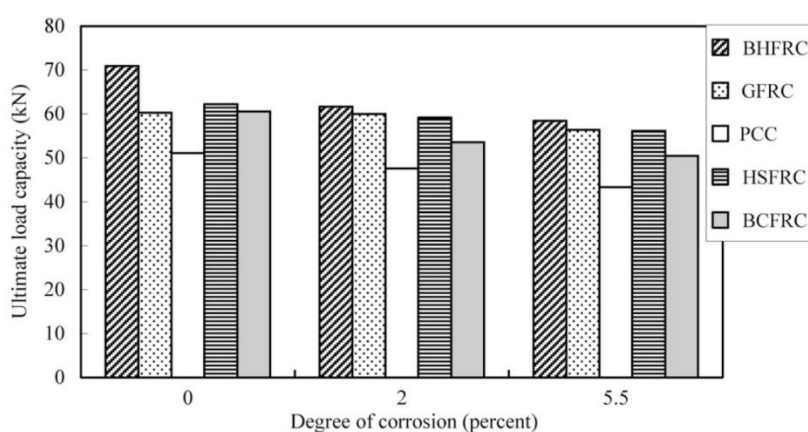


Figura 2.23: Carico ultimo per tipologia di ripristino e di percentuale di corrosione [Shannag & Al-Ateek 2006]

Altri studi sono stati condotti al fine di valutare l'efficacia nel raggiungimento della capacità portante originaria mediante l'impiego di malte da ripristino in assenza di corrosione. Nella campagna sperimentale di prove a flessione su travi in c.a. ripristinate condotta da Park & Yang (2005) è stato studiato il diverso comportamento a flessione di travi ripristinate con OPCM (Ordinary Portland Cement

Mortar) e con prodotti PCM (Polymer Cement Mortar)(Tabella 2.17). Le caratteristiche delle travi sono illustrate in Figura 2.24a e in Tabella 2.18.

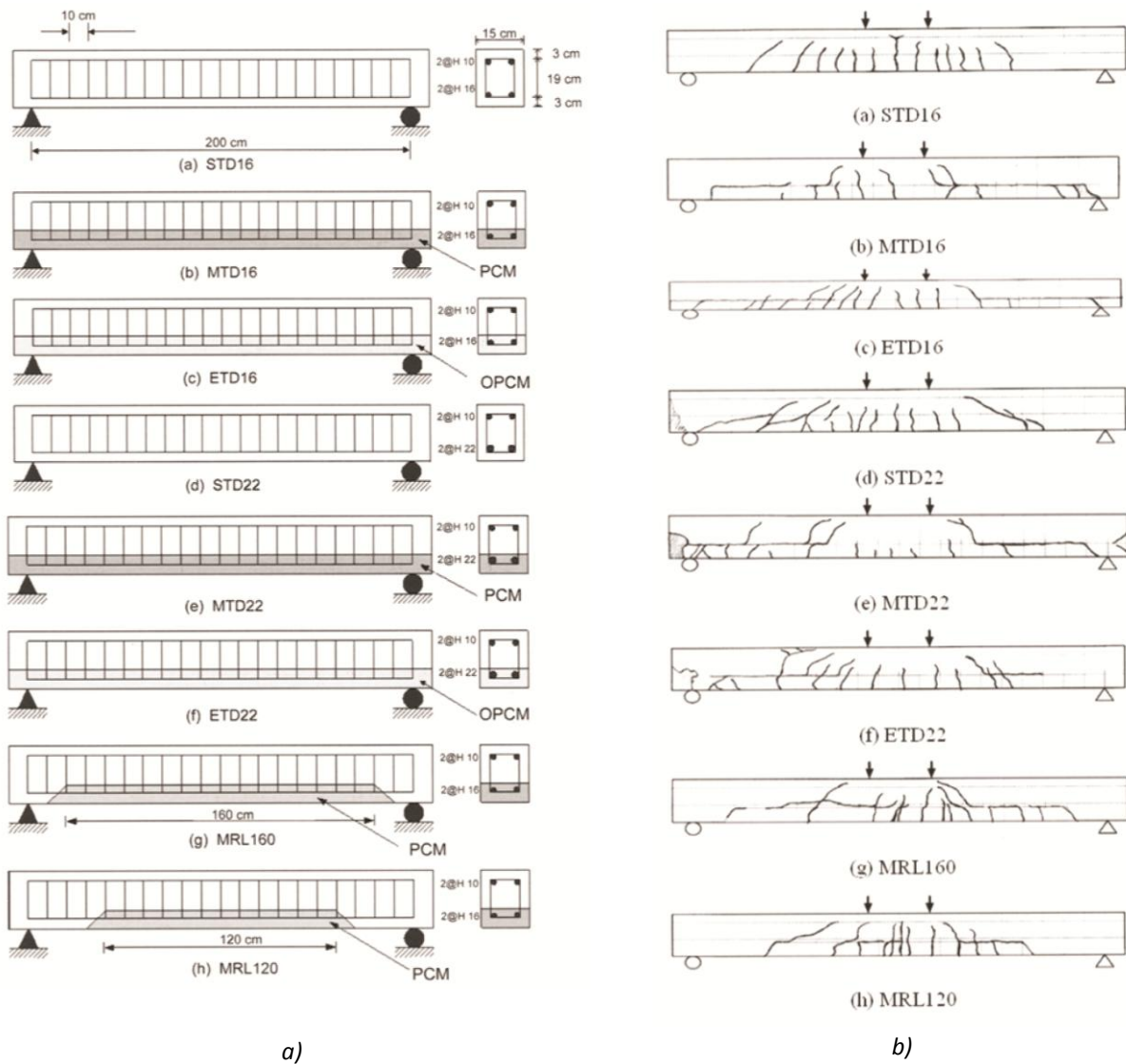


Figura 2.24: Travi testate: a) geometria e b) modalità di rottura [Park & Yang 2005]

Tabella 2.17: Caratteristiche dei materiali [Park &amp; Yang 2005]

Proprietà	Calcestruzzo [MPa]	PCM [MPa]	OPCM [MPa]
Resistenza a compressione	36.2	49.9	49.6
Resistenza a splitting	1.63	1.90	1.50
Modulo di rottura	4.95	5.20	4.48

Tabella 2.18: Caratteristiche delle travi [Park &amp; Yang 2005]

Variabili		Trave	Armatura Tesa	Armatura Compresa	Staffe	Caratteristiche
Percentuale di armatura	0.0106	STD16	2 $\phi$ 16	2 $\phi$ 10	$\phi$ 8	Trave di controllo
		MTD16				PCM*
		ETD16				OPCM*
	0.0206	STD22	2 $\phi$ 22			Trave di controllo
		MTD22				PCM*
		ETD22				OPCM*
Lunghezza Ripristino		MRL160	2 $\phi$ 16			PCM*
		MRL120				PCM*

\*OPCM: Ordinary Portland Cement Mortar - PCM: Polymer Cement Mortar

Le prove hanno evidenziato che le travi con ripristino in PCM possono raggiungere un carico ultimo pari al 83-103% del carico ultimo sopportato dalle travi di controllo, mentre ripristini in OPCM permettono alla trave di raggiungere il 75-91% del carico ultimo dell'elemento di riferimento non danneggiato e non ripristinato (Tabella 2.19). Le travi con ripristino OPCM mostrano una modalità di rottura caratterizzata dalla delaminazione dello strato di ripristino all'interfaccia, mentre gli elementi ripristinati con materiale PCM presentano modalità di rottura a flessione molto più simili a quelle della trave di controllo (Figura 2.24b), anche se la posizione dell'asse neutro varia rispetto a quella dell'elemento non ripristinato. Inoltre, sebbene la duttilità per tutte le travi con una percentuale di armatura 0.02 è piuttosto bassa a causa della fragilità dovuta alla rottura dei punti di appoggio, le travi caratterizzate da ripristino PCM sviluppano una duttilità maggiore (>3) rispetto alle travi con malta OPCM. Infine, si è notato che la prestazione delle strutture dipende maggiormente dalla resistenza di legame all'interfaccia tra i materiali e dal modulo di rottura, più che dalla resistenza a compressione dei materiali da ripristino.

Tabella 2.19: Risultati delle travi testate [Park &amp; Yang 2005]

Trave	Carico di fessurazione			Carico di snervamento			Carico Ultimo	Modalità di rottura
	Teoria (a) [kN]	Test (b) [kN]	(a)/(b)	Teoria (c) [kN]	Test (d) [kN]	(c)/(d)	Test [kN]	
STD16	21.6	27	1.25	94.8	91	0.96	101	F
MTD16	-	30	1.39	-	87	0.92	96	F+D
ETD16	-	28	1.30	-	80	0.84	92	D
STD22	24.7	37	1.50	173.0	125	0.72	162	B
MTD22	-	38	1.54	-	121	0.70	135	B
ETD22	-	32	1.30	-	111	0.64	121	B
MRL160	-	26	1.20	-	95	1.00	101	F
MRL120	-	24	1.11	-	95	1.00	104	F

\*F: rottura a flessione D:delaminazione B: rottura dei punti di appoggio

Emberson & Mays (1996) hanno condotto una ricerca molto simile su travi in c.a. ripristinate e testate a flessione. I provini hanno una sezione di 15 cm x 23 cm, una lunghezza di 254 cm con armatura formata

da 2 $\varnothing$ 16 in zona tesa, 2 $\varnothing$ 8 in zona compressa e 18 staffe  $\varnothing$ 8. Sono state selezionate sei diverse malte da ripristino, come descritte in Tabella 2.20.

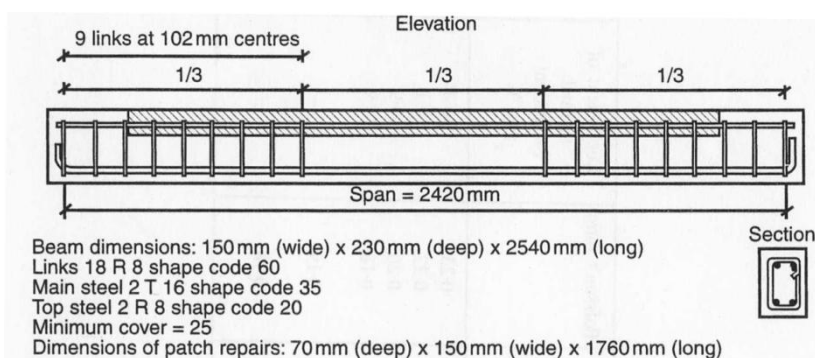


Figura 2.25: Distribuzione barre di armatura e ripristino in zona compressa [Emberson & Mays 1996]

Tabella 2.20: Caratteristiche dei materiali da ripristino [Emberson & Mays 1996]

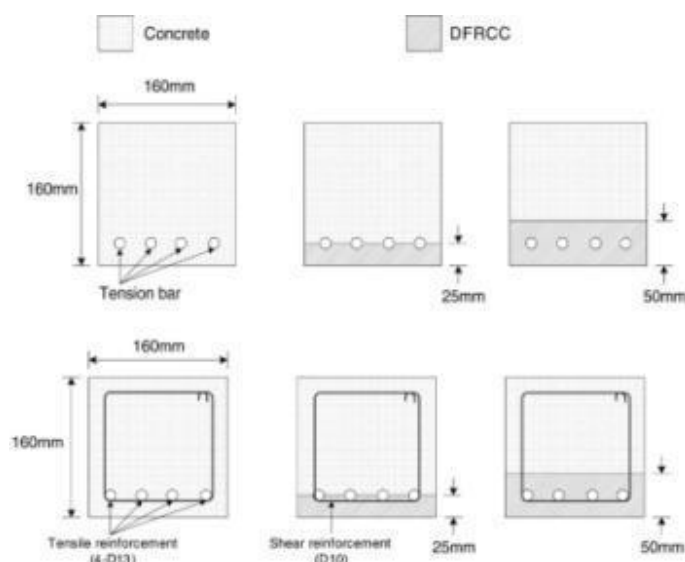
Denominazione malta	Descrizione malta	Resistenza a compressione [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a flessione [N/mm <sup>2</sup> ]	Modulo elastico (E) [MPa]
A	Epossidica	69.0	13.7	21.9	23.7
C	Acrilica	71.0	10.1	14.3	13.9
D	SBR	79.5	6.5	12.5	43.1
F	Fosfato di magnesio	74.3	4.2	8.6	59.8
J	Calcestruzzo liquido	66.4	4.9	6.6	28.0
K	Acrilica modificata	40.9	3.6	6.0	21.2

Tutte le travi si rompono in maniera duttile anche se in quattro casi il meccanismo è accompagnato dal distacco all'interfaccia tra il materiale di ripristino e il calcestruzzo. Tra tutti i ripristini in zona compressa, solo quello eseguito con il materiale A (resina epossidica) porta a risultati molto simili a quelli della trave di controllo, con rottura per flessione. La trave ripristinata con malta acrilica (C), ha un modulo di elasticità circa pari alla metà di quello del calcestruzzo e presenta un carico di snervamento piuttosto basso. Le letture delle deformazioni registrate durante la prova evidenziano un comportamento sostanzialmente simmetrico per tutte le travi. Ognuna delle travi ripristinate in zona tesa raggiunge la teorica capacità ultima a flessione (85 kN), presumibilmente perché la rottura viene controllata dalle caratteristiche del calcestruzzo esistente. La rottura è di tipo duttile ed è accompagnata in quattro casi anche dalla rottura del legame all'interfaccia. È significativo l'elevato carico di prima fessurazione raggiunto dalle malte con resina A e C.

Tabella 2.21: Risultati prove statiche [Emberson &amp; Mays 1996]

Materiali da ripristino	Ripristino in Compressione(C)/ Trazione (T)	Carico di prima fessurazione $W_{cr}$ [kN]	Carico di snervamento $W_y$ [kN]	Carico ultimo $W_u$ [kN]	$W_u/W_o$	Modo di rottura
Controllo	-	13	91	96	1.00	flessione
A	C	14	76	93	0.97	flessione
C	C	7	48	76	0.79	flessione/distacco
D	C	22	69	75	0.78	flessione/distacco
F	C	19	77	82	0.85	flessione/distacco
J	C	14	67	78	0.81	-
K	C	7	78	78	0.81	flessione
A	T	70	75	85	0.89	flessione
C	T	36	74	87	0.91	flessione/distacco
D	T	18	80	87	0.91	flessione/distacco
F	T	17	87	92	0.96	flessione
J	T	13	75	85	0.88	flessione/distacco
K	T	11	82	91	0.95	flessione/distacco

Indagini sul comportamento a taglio di elementi ripristinati con malte sono state condotte da Kim *et al.* (2007). Nella loro campagna sperimentale travi in c.a. con e senza staffe sono state ripristinate usando una malta cementizio fibrorinforzata denominata DFRCC per uno spessore pari a quello del copriferro e pari a due volte quello del copriferro nella zona tesa della sezione. Inoltre, è stata testata anche una trave di controllo non ripristinata in modo da avere un elemento di riferimento. Figura 2.26 mostra la sezione trasversale dei provini impiegati per la sperimentazione, dove sono inclusi una trave ordinaria in c.a. con e senza staffe (provini di controllo) e travi in c.a. ripristinate con DFRCC nello spessore del copriferro e per uno spessore doppio a quello del copriferro con e senza staffe.

Figura 2.26: Sezioni trasversali dei provini impiegati per la sperimentazione [Kim *et al.* 2007]

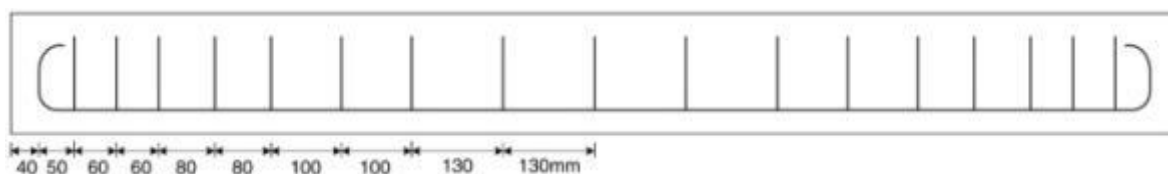


Figura 2.27: Distribuzione e passo delle staffe [Kim et al. 2007]

Le travi di controllo con e senza staffe presentano, rispettivamente, un collasso a flessione con la rottura per schiacciamento del calcestruzzo compresso e un collasso fragile a taglio. Questi modi di rottura si ripetono in tutte le travi testate. Le trave ripristinate all'intradosso con uno spessore di 25 mm di malta in presenza e in assenza di staffe mostrano resistenza e frecce simili. Si sviluppano rotture a flessione e a taglio, rispettivamente, nei provini con e senza staffe. Tale risultato sottolinea che il posizionamento dello strato di ripristino come solo copriferro non modifica la capacità finale a taglio dell'elemento. Nel caso in cui si esegua un ripristino di 50 mm (spessore pari al doppio del copriferro) il comportamento sia in presenza che in assenza di staffe è analogo a quello delle travi di controllo. La presenza delle staffe determina un incremento di resistenza e di capacità di freccia pari a circa due volte quella sviluppata dagli elementi senza staffe. Tuttavia lo spessore elevato dello strato di ripristino determina una modalità di rottura controllata dalla rottura all'interfaccia. Le prove condotte hanno dimostrato che lo spessore e il tipo di materiale di ripristino non sono fattori determinanti nell'incremento della capacità a taglio di elementi in c.a., ma che è fondamentale evitare la rottura di interfaccia tra il substrato originario e il materiale da ripristino.

Un'indagine sperimentale simile per valutare l'efficienza del ripristino nel recupero delle caratteristiche dell'elemento strutturale originario in relazione alla posizione (in zona tesa o compressa), allo spessore (inglobando o meno l'armatura longitudinale) e alla percentuale di armatura è stata svolta da Pellegrino *et al.* (2011). Sono state testate a flessione in modalità statica otto travi, due di controllo, non danneggiate e non ripristinate, e sei ripristinate con diversi spessori di malta (30 o 50 mm) in zona tesa e in zona compressa. Le proprietà della malta da ripristino sono riportate in Tabella 2.22.

Tabella 2.22: Caratteristiche della malta da ripristino [Pellegrino et al. 2011]

Proprietà	Calcestruzzo	Malta
Densità del materiale indurito [ $\text{kg/m}^3$ ]	2380	2168
Resistenza media a compressione [ $\text{N/mm}^2$ ]	34.8	39.6
Modulo elastico medio [ $\text{kN/mm}^2$ ]	32.5	26.2
Resistenza a trazione media [ $\text{N/mm}^2$ ]	3.19	3.48



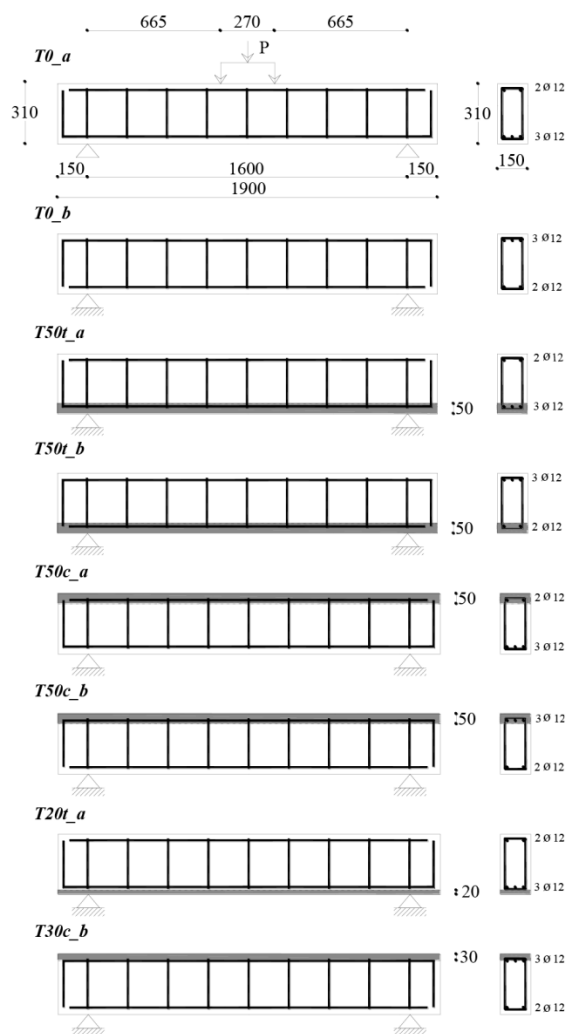


Figura 2.28: Geometria dei provini [Pellegrino et al. 2011]

La malta da ripristino applicata in zona tesa di elementi inflessi può incrementare il valore del carico corrispondente alla prima fessurazione di una percentuale variabile dal 14% al 44%, benché la resistenza a trazione della malta da ripristino sia solamente del 10% superiore alla resistenza a trazione di quella del supporto in calcestruzzo. La posizione del ripristino ha maggiore influenza sul comportamento strutturale della trave nel caso di travi con maggiore percentuale di armatura longitudinale tesa. Lo strato di malta in zona compressa incrementa la rigidezza della trave o ripristina la stessa rigidezza delle travi di controllo non danneggiate, mentre i ripristini in zona tesa non riescono a far sviluppare alla trave una rigidezza pari a quella originaria della trave. Nel caso di strati di malta applicati in zona compressa o tesa aventi uno spessore di 50 mm e che inglobano l'armatura, i risultati sperimentali mostrano che la tecnica di ripristino arriva quasi a ristabilire la capacità portante delle travi non danneggiate. Benché si siano palesate alcune fessure lungo l'interfaccia malta-calcestruzzo, non si è verificato lo scorrimento delle due parti mostrando, anche sulla base delle misurazioni di deformazione, una buona collaborazione fra i due materiali. Nel caso di strati più sottili di malta corrispondenti al solo spessore del copriferro si è verificato il distacco del ripristino e il conseguente collasso della trave. Per spessori di malta pari a 20 mm in zona tesa il collasso della trave è stato anticipato al 94% del carico ultimo, per spessori di 30 mm in zona compressa questo effetto è meno marcato. L'analisi delle deformazioni per lo strato di ripristino sottile in zona tesa ha mostrato che la malta non ha collaborato alla capacità portante

della trave, mentre lo strato di ripristino in zona compressa ha contribuito al carico ultimo. L'analisi dell'indice di duttilità ha confermato che lo spessore di malta che ingloba le armature longitudinali ripristina la duttilità e la capacità deformativa delle travi di controllo non danneggiate. Lo spessore sottile di malta a compressione ha lo stesso effetto, mentre lo spessore sottile a trazione riduce la duttilità al 64% della trave di controllo

Tabella 2.23: Abbassamenti sperimentali e indici di duttilità delle travi [Pellegrino et al. 2011]

Trave	Carico di prima fessurazione [kN]	Freccia a fessurazione [mm]	Carico a snervamento [kN]	Freccia a snervamento [kN]	Carico ultimo [kN]	Freccia Ultima [kN]	Indice di Duttilità
T0_a	23.4	0.21	144	7.54	161	15.09	2.00
T50t_a	32.9	0.81	140	7.34	162	14.87	2.03
T50c_a	32.4	0.38	153	6.96	164	(8.95)*	-
T20t_a	33.8	0.90	138	8.95	153	11.49	1.28
T0_b	27.4	0.37	93	4.45	115	(7.73)*	-
T50t_b	31.1	0.36	93	4.81	112	10.13	2.11
T50c_b	24.7	0.39	96	4.67	115	10.94	2.34
T30c_b	24.4	0.40	93	4.32	112	10.06	2.33

\* ultimo valore prima della rimozione degli LVDT

Tra lo strato di malta da ripristino e il substrato si può manifestare anche il fenomeno del peeling. Satoh & Kodama (2005) hanno studiato il fenomeno di delaminazione tra uno strato di malta PCM (Polymer Cement Mortar) e il substrato cementizio su travi in c.a. per proporre una relazione in grado di descrivere il meccanismo di rottura. Sono state condotte prove a flessione su travi non rinforzate e su travi rinforzate all'intradosso con armatura aggiuntiva inglobata in uno strato di malta cementizia a base polimerica. Le variabili impiegate sono la luce di taglio ( $a/d$ ) e la percentuale di armatura tesa  $A_r/A_s$  (Tabella 2.24). Si sono sviluppate le modalità di rottura riportate in Figura 2.29. Il carico massimo tende a crescere con l'incremento di percentuale di armatura. In tutti i provini il peeling centrale si sviluppa quando la deformazione delle barre di armatura in mezzera supera la deformazione a snervamento. Per definire il fenomeno del peeling è stata studiata la distribuzione delle deformazioni nello strato di PCM e nelle barre di armatura in esso inglobate: le tensioni vengono trasferite dal calcestruzzo alla malta tramite tensioni di aderenza e, allo stesso modo, le tensioni all'interfaccia malta/barre di armatura sono responsabili del trasferimento delle sollecitazioni alle barre. Tale trasferimento tensionale avviene nel tratto di lunghezza di aderenza che giace tra due fessure consecutive. L'equazione che lega la tensione media di aderenza alla distribuzione delle deformazioni è riportata in (2.11).

$$\bar{\tau}_m = \frac{nA_r E_r}{bL} (\varepsilon_{r(0)} - \varepsilon_{r(L)}) \quad (2.11)$$

dove:  $n$  è il numero di barre di armatura

$A_r$  è l'area delle barre di armatura

$E_r$  è il modulo elastico delle barre di armatura

$b$  è la larghezza della trave

$L$  è la lunghezza di aderenza

$\varepsilon_{r(x)}$  è la deformazione delle barre in posizione  $x$

Tabella 2.24: Combinazioni di provini di trave [Satoh &amp; Kodama 2005]

	$A_r$ (mm <sup>2</sup> )	$A_r/A_s$	$p$	Increasing depth $t$ (mm)	Shear span ratio $a/d$			
					3.5	4	6	8
Normal	—	—	0.0062	—	N3.5	N4	N6	N8
Retrofitting	2-d6 63.34	0.44	0.0081	22	R3.5-2-d6	—	—	—
	3-d6 95.01	0.67	0.0101	22	R3.5-3-d6	R4-3-d6	R6-3-d6	R8-3-d6
	4-d6 126.68	0.89	0.0091	22	R3.5-4-d6	—	—	—
	2-d10 142.66	1.00	0.0106	30	R3.5-2-d10	R4-2-d10	R6-2-d10	R8-2-d10
	3-d10 213.99	1.50	0.0129	30	R3.5-3-d10	R4-3-d10	R6-3-d10	R8-3-d10

Note: N=normal; R=retrofitting;  $A_r$ =area of strengthening bar;  $p$ =area ratio of reinforcement and beam cross section series of beams; N or R and  $a/d$ =number of strengthening bar-bar designation.

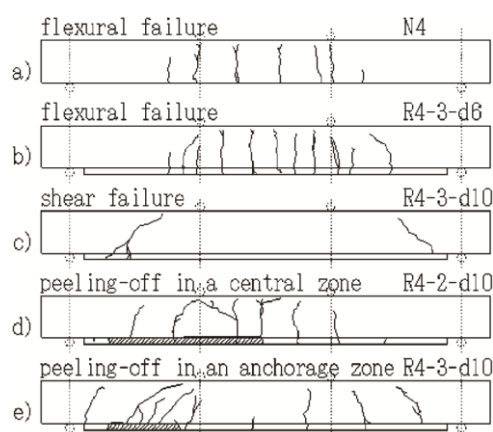


Figura 2.29: Modalità di rottura nelle travi rinforzate [Satoh &amp; Kodama 2005]

Le sperimentazioni sopra illustrate riguardano interventi solo su travi, ma i ripristini possono essere eseguiti anche su colonne in cemento armato.

Sharif *et al.* (2006) hanno condotto prove di compressione su colonne in c.a. di sezione 25 cm x25 cm, alte 120 cm con armatura composta da 8Ø10 barre longitudinali e 8 staffe Ø 8 con passo 15 cm. La pulitura della zona d'intervento è stata eseguita tramite sabbiatura. I materiali utilizzati per il ripristino sono: materiale ad alto modulo elastico (FMCX) formato da microcemento fluido e materiale a basso modulo elastico (PFSM) formato da malta polimero modificata, scorie di silice e fibre.

I manufatti sono stati suddivisi in 6 gruppi: 3 colonne di controllo, 3 colonne danneggiate e non riparate (II), 2 colonne riparate con FMCX in stato scarico (III) e 2 colonne sotto carico (IV), 2 colonne riparate con PFSM in stato scarico (V) e 2 colonne in stato di carico (VI). La prova a compressione è stata eseguita applicando lo sforzo ad una velocità di 5 kN/s fino a rottura, ad eccezione delle colonne precaricate, per le quali il carico massimo applicato è stato pari al 40% di quello a rottura. Si è reso necessario eseguire un controllo delle tensioni per monitorare e variare eventuali carichi eccentrici. Le tensioni sono state monitorate in mezzeria della colonna tramite quattro strain-gauges: uno al centro della sezione, due applicati alle barre longitudinali (una in zona di ripristino e una nel calcestruzzo originale) ed uno in superficie. I risultati mostrano la delaminazione del calcestruzzo al piede delle colonne di controllo, mentre nei manufatti non riparati la rottura avviene in mezzeria con la deformazione delle barre libere, mostrando un aumento di tensione in quest'ultime e una diminuzione del carico supportato da parte del nucleo in calcestruzzo. Gli elementi riparati con malta ad alto modulo (FMCX) e a basso modulo (PFMS) mostrano il medesimo comportamento, differenziato esclusivamente dai valori di tensione e dal carico

ultimo. Portati a rottura, entrambi presentano lo sgretolamento del calcestruzzo in sommità, evidenziando un aumento delle tensioni in superficie e una loro diminuzione sia nel nocciolo che nell'armatura. Negli interventi eseguiti sulle colonne precaricate, il ripristino collabora solo dopo l'aumento di carico, rilevando un aumento tensionale nel materiale di ripristino e nell'armatura in esso contenuta inferiore rispetto alla parte di colonna integra. La sperimentazione ha evidenziato che nelle colonne danneggiate si ha un forte aumento delle tensioni del nucleo in calcestruzzo e dei ferri esposti, con evidente diminuzione del carico a rottura e aumento delle deformazioni. La distribuzione del carico tra lo strato di ripristino, il nucleo di calcestruzzo e l'armatura è risultato influenzato dal modulo di elasticità e dalle percentuali di barre inglobate nello strato di ripristino. Per i materiali con modulo elastico simile al calcestruzzo, al momento del caricamento, le tensioni nel calcestruzzo e nel ripristino sono pressappoco uguali; mentre nel caso di impiego di materiali da ripristino con basso modulo di elasticità, le tensioni dovute al carico applicato risultano sostanzialmente più basse sullo strato nuovo rispetto al calcestruzzo. Il medesimo comportamento si è riscontrato anche nelle colonne ripristinate già sotto carico, caso in cui lo strato di ripristino comincia a lavorare solo dopo l'applicazione di carichi addizionali. Per rendere strutturalmente efficaci interventi di ripristino localizzati, è raccomandabile eliminare tutti i carichi agenti sull'elemento strutturale o almeno ridurli il più possibile per procedere poi con l'intervento.

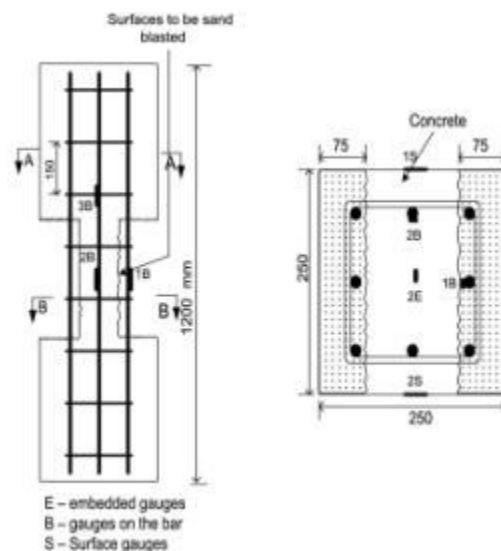


Figura 2.30: Colonna tipo testata con ripristino in mezzeria [Sharif et al. 2006]

Prove di compressione su colonne quadrate in c.a. ripristinate su un lato con lo stesso tipo di malta cementizia polimero-modificata sono state condotte da Pellegrino *et al.* (2008). Le prove sono state ripetute facendo variare lo spessore del ripristino, in modo da includere o meno le barre di armatura presenti lungo un lato dell'elemento (Figura 2.31). Il materiale da ripristino adottato presenta proprietà meccaniche simili a quelle del substrato in calcestruzzo e resistenza a trazione leggermente superiore.

I risultati ottenuti dalle prove evidenziano che l'intervento di ripristino eseguito solo su un lato non permette all'elemento di sviluppare una capacità portante pari a quella della colonna di controllo non danneggiata; tuttavia, permette di raggiungere il 91% del carico ultimo dell'elemento di controllo. Quando il ripristino ingloba le barre longitudinali si osserva una buona ripartizione dei carichi tra i vari materiali che compongono la sezione della colonna e la plasticizzazione del materiale prima della

rottura. Nel caso di impiego di ripristini sottili esterni alle barre si verifica una delaminazione prematura dello strato aggiunto.

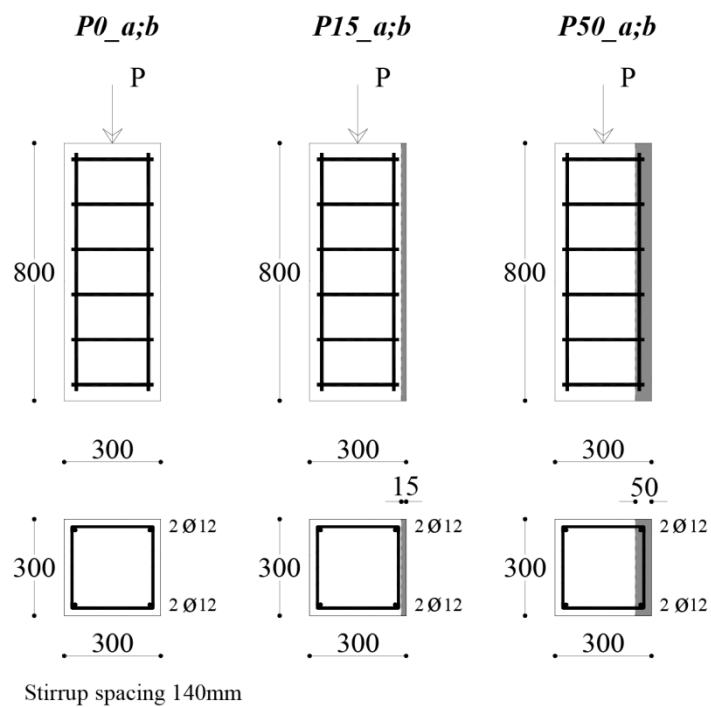


Figura 2.31: Geometria delle colonne [Pellegrino et al. 2008]

In Tabella 2.25 è riportata una sintesi delle caratteristiche dei provini e dei test effettuati su travi e colonne ripristinate. I prodotti da ripristino presentano valori di resistenza a compressione generalmente superiori a quelli del substrato cementizio, mentre i valori di modulo elastico e di resistenza a flessione spesso non sono riportati. Le sezioni trasversali degli elementi sottoposti a prova sono molto simili.

Tabella 2.25: Sintesi delle caratteristiche dei provini e dei test effettuati su travi e colonne ripristinati

Autori	tipo prova	zona ripristino	Ripristino		Substrato cementizio		Variabili	Risultati
			Tipo	f <sub>c</sub> (MPa) f <sub>t</sub> (MPa) E (GPa)	f <sub>c</sub> (MPa) f <sub>t</sub> (MPa) E (GPa)			
Rio et al. (2005)	flessione 24 travi 200x120	L/2 11T – 11C	cls + fibre di vetro/resina eposs. Tricomponente/ malta polim.-mod.	- - -	C25/30 -	- -	corros. forzata	-duttilità -capacità portante
Shannag & Al-Ateek (2006)	flessione 30 travi 150x100	40 mm T	BHFR/CFRC/ HSFR/BCFR	matrix 72 matrix7	20	-	corros. forzata	- curve carico- spostamento -effetto livello di corrosione
Park & Yang (2005)	flessione 8 travi 150x250	T	OPCM PCM	49.6 49.9	36.2	-	-lungh. ripristino - % arm.	carico fess. – snervam. – ultimo- duttilità – mod.di rottura
Emberson & Mays (1996)	flessione 12 travi 150x230	T+C	epoxy/acrilica/SBR/fos f. di magnesio/cls liquido/ acrilica mod.	40.9 ÷ 79.5	18.8 ÷ 49.4	48 2.9	zona di ripristino	carico fess. – snervam. – ultimo- duttilità – mod.di rottura
Kim al. (2007)	flessione 18 travi 160x160		malta fibrorinforzata DFRCC		29.4		-2 spess. ripristino: 25 – 50 mm -staffe e non	comport. a TAGLIO - carico ultimo- freccia – mod. di rottura
Pellegrino et al. (2011)	flessione 8 travi 150x200	T+C	malta polim.-mod.	39.6	3.48	26.2 3.19	zona di ripristino – spess. ripr.: 20 – 30 -50 mm	carico ultimo- freccia – mod. di rottura
Satoh & Kodama (2005)	flessione 5 travi 200x150	T	malta polim.-mod.	27.6	8.88	12.1 4.89	luce taglio/% As	peeling/carico max/freccia
Sharif et al. (2006)	14 colonne 250x250	locale a h/2	FMCX/PFSM	>60	>33		stato carico/scarico	distribuz. σ
Pellegrino et al. (2008)	6 colonne 300x300	su 1 lato	malta polim.-mod. DFRCC	39.6	3.48	26.2 3.19	15-50 mm ripristino	carico max/quadro fessure/deformaz.

\* C = zona compressa – T = zona tesa

## 2.7 – Tecniche di rinforzo strutturale

Il ripristino strutturale del patrimonio edilizio esistente è spesso affiancato dalla necessità di interventi di rinforzo, per l'incremento della capacità portante della struttura. Molto spesso la richiesta di aumento delle prestazioni strutturali è funzione di interventi di adeguamento o miglioramento sismico. Le tecniche di rinforzo tradizionali sono rappresentate da uno o dei seguenti metodi o dalla loro combinazione [Hakuto 2000]:

- tecniche di tamponamento;
- tecniche di controventamento in acciaio;
- incamiciature in acciaio;
- incamiciature in calcestruzzo;
- iniezioni.

Tecniche di intervento più recenti e innovative prevedono l'impiego di materiali compositi caratterizzati da elevata resistenza (anche a fatica), elevata rigidità, bassa densità e versatilità d'uso in sito. Presentano ottime proprietà di resistenza anche nei confronti della corrosione, e dell'usura, uniti ad un basso impatto visivo. Le elevate prestazioni strutturali dei materiali compositi sono legate all'alta resistenza specifica (rapporto resistenza/densità) e all'alta rigidità specifica (rapporto modulo E/densità) assieme al carattere anisotropo ed eterogeneo del materiale. L'usuale bassa tenacità a rottura della fibra, infatti, è compensata dalla dissipazione di energia all'interfaccia fibra-matrice e dalla duttilità della matrice, che consente di trasferire gli sforzi sviluppando meccanismi di frattura diffusi.

### 2.7.1 – Materiali per il rinforzo

Gli FRP (Fiber Reinforced Polymer) sono i compositi "classici" realizzati con fibre di carbonio, fibre di vetro o fibre di aramide accoppiate a matrici organiche (resine epossidiche). La tecnica di rinforzo mediante l'utilizzo di tali fibre ad alta resistenza impregnate in una matrice epossidica presenta alcune caratteristiche limitanti, proprie della tipologia del materiale: comportamento elasto-fragile, una resistenza molto bassa in direzione perpendicolare alle fibre, alta vulnerabilità alle temperature elevate, assenza di permeabilità al vapore e costi relativamente alti. Inoltre, le resine epossidiche utilizzate per questa funzione (di tipo bicomponente) obbligano le maestranze di cantiere ad alcune precauzioni di fondamentale importanza per la buona riuscita dell'intervento di rinforzo. Esse sono:

- influenza della temperatura in fase di applicazione della resina. Le reazioni di catalisi della resina epossidica, infatti, sono sempre fortemente influenzate dalla temperatura ambientale e della struttura della stessa. Temperature superiori a 25-30°C accelerano notevolmente la reazione di catalisi, facendo troppo rapidamente indurire la resina ed impedendo un'adeguata stesura. Al contrario, in presenza di temperature inferiori a 5°C la reazione di catalisi della resina e per conseguenza, il suo indurimento, difficilmente si innescano;
- totale assenza di umidità nella struttura, in quanto l'indurimento della resina viene compromesso dalla presenza di acqua, poiché questa impedisce il comportamento della normale reazione di catalisi dei due componenti che formano la miscela. Pertanto la struttura da sottoporre a rinforzo deve essere completamente asciutta ed eventualmente protetta da precipitazioni atmosferiche;

- utilizzo di mano d'opera specializzata;
- utilizzo dei dispositivi di protezione individuale, in quanto le resine sono prodotti tossico-nocivi per ingestione e contatto diretto con la pelle, e devono quindi essere trattati indossando guanti in lattice, tute di protezione e occhiali protettivi per eventuali percolazioni accidentali;
- degrado totale degli attrezzi di lavoro. Trascorso il tempo di utilizzo della resina questa inizia a indurire anche sulla superfici degli attrezzi impiegati per realizzarla. La resina può essere rimossa con solvente alla nitro ma difficilmente si ottiene una pulizia totale;
- scarsa resistenza al fuoco. La resina epossidica non è in grado di resistere ad elevate temperature e, quindi, in strutture rinforzate con sistemi compositi FRP, se esposte al pericolo potenziale del fuoco, devono essere predisposti impianti antincendio e rivestimenti resistenti;
- parziale irreversibilità dell'intervento in quanto la resina epossidica ha un forte potere impregnante, penetrando nella struttura con uno spessore di circa 10 mm.

Al fine di superare le limitazioni legate all'impiego di FRP si stanno studiando nuove generazioni di rinforzi basate su compositi SRP (Steel Reinforced Polymer), SRG (Steel Reinforced Grout) o TRC (Textile Reinforced Concrete). Tali materiali, similmente agli FRP, sono ottenuti attraverso l'impregnazione di fibre di acciaio con resina epossidica o malte cementizie. In particolare, le matrici inorganiche cementizie sono prodotti di recente impiego nel campo dei materiali compositi con fibre. Sono costituite da un legante idraulico pozzolanico e da particolari additivi e svolgono la funzione di legante, collante, protezione, trasferimento e ripartizione degli sforzi nelle fibre, le stesse funzioni che le resine epossidiche svolgono per gli FRP. Un confronto delle principali caratteristiche/differenze è riportato in Tabella 2.26.

Tabella 2.26: Principali differenze tra resina epossidica e matrice cementizia

Matrice	Resistenza alle alte temperature	Umidità del supporto	Lavorabilità	Permeabilità al vapore	Viscosità	Tossicità
cementizia	uguale a quella del substrato	favorisce l'adesione	buona	con acqua	allo stato fluido alta; difficile impregnazione delle fibre	nulla
resina epossidica	oltre gli 80° perde consistenza	deve essere totalmente assente	limitata ad un certo periodo di tempo, variabile anche in base alla temperatura	con solvente nitro	pressochè nulla	necessari DPI per evitare inalazione e contatto diretto con la pelle

I fili di acciaio utilizzati nella realizzazione dei tessuti per SRG sono identificati con la sigla UHTSS acronimo di Ultra High Tensile Strength Steel e sono messi in opera sotto forma di piccoli trefoli che a loro volta vengono assemblati in tessuti ed impregnati a mezzo di una matrice cementizia (lo stesso procedimento può essere realizzato con una matrice polimerica e in tal caso si parlerà di SRP). I trefoli che compongono tali tessuti di acciaio possono essere di tre tipi. Il primo tipo è composto da due cavi di acciaio ritorti assieme con un angolo di torsione medio; il risultato è un cavo facile da maneggiare, sottile e con un alto valore di duttilità e resistenza allo strappo. Il secondo tipo è realizzato dalla torsione di cinque fili d'acciaio al carbonio con rivestimento zincato o di ottone: tre filamenti dritti e due



filamenti avvolti con un elevato angolo di torsione; si ottengono quindi dei trefoli che uniscono alla caratteristica di grande lavorabilità l'alta resistenza a trazione. Il terzo tipo è realizzato dalla torsione di tre fili e un altro più sottile e più lungo ritorto attorno ai tre con un basso angolo di rotazione. Il risultato è un trefolo con migliori caratteristiche meccaniche rispetto al precedente e con maggiori caratteristiche a compressione. Ciascun filo d'acciaio può avere diametri variabili tra i 0.20 ed i 0.48 mm, mentre i trefoli finali possono raggiungere il diametro di 0.89 - 1.02 mm. L'unione dei fili in acciaio sotto forma di piccoli trefoli permette di ottenere superfici corrugate che favoriscono l'adesione tra rinforzo e matrice e ne impediscono lo sfilamento. Dai trefoli si passa poi alla composizione dei nastri, ovvero strisce di diversa larghezza composte da più file di trefoli. I nastri sono forniti in rotoli di varia lunghezza. Il nastro di acciaio ha un'elevata resistenza e rigidità e la sua produzione è piuttosto economica; la sua densità può essere variata in funzione della resistenza da raggiungere, della viscosità della malta e del risultato estetico finale.

Negli interventi che richiedono elevate resistenze al fuoco, la soluzione ottimale è l'impiego di una rete di acciaio a bassa densità impregnata di malta cementizia, insensibile al fuoco e alle alte temperature. L'aderenza della fibra al substrato può essere incrementata attraverso l'uso di ancoraggi meccanici che non possono in genere essere impiegati nel caso di FRP. In aggiunta alla resistenza al fuoco, l'uso di un materiale tradizionale come una malta cementizia polimero-modificata riduce le probabilità di difetti collegati all'applicazione di una resina epossidica bi-componente poco familiare agli operai edili.

In generale, il costo inferiore delle fibre di acciaio rispetto a fibre di carbonio o vetro rende la tecnica SRP più economica rispetto a quella con FRP. Inoltre, nei casi in cui il rinforzo deve sopportare alte tensioni in direzione perpendicolare all'asse delle fibre i compositi SRP lavorano meglio rispetto agli FRP che hanno caratteristiche non significative in direzione trasversale. Tuttavia, non sono ancora state condotte prove sistematiche su elementi in c.a. rinforzati con materiali compositi SRP [Prota *et al.* 2004].

## 2.7.2 – Studi e Ricerche

### 2.7.1.1 – Caratteristiche del Sistema di Rinforzo

La disomogeneità e l'anisotropia dei materiali compositi rende molto complesso lo studio del loro comportamento e dei loro meccanismi di crisi che si differenziano in particolar modo in base alla tipologia di matrice, inorganica (cementizia) o organica (resina epossidica).

Banholzer & Brockmann (2006) hanno eseguito uno studio sulle differenti tecniche e procedure di prova per determinare le proprietà di TRC, le loro caratteristiche di aderenza al substrato e l'effetto di diverse combinazioni di materiale. I test sono stati condotti su fibre di vetro accoppiate ad una malta cementizia a grana fine (Figura 2.32). Si è ottenuto che l'adesione tra la matrice cementizia e le fibre è controllata da un forte legame d'interfaccia tra i filamenti più esterni del trefolo e la malta e dallo scorrimento dei filamenti più interni, fenomeno influenzato dal modo casuale e non prevedibile con cui la matrice penetra ad avvolgere i singoli filamenti. Infatti, è molto difficile che gli inerti della matrice cementizia aventi diametro pari a circa 10  $\mu\text{m}$  possano penetrare negli spazi di 3  $\mu\text{m}$  tra i filamenti assemblati in forma compatta. Spesso, tuttavia, il trefolo compatto appiattito originario viene allentato durante la fase di messa in opera e quindi la matrice cementizia può penetrare secondo livelli diversi nel nucleo del trefolo. La penetrazione incontrollata della malta porta alla formazione di caratteristiche d'interfaccia diverse tra interno ed esterno del trefolo e di conseguenza il meccanismo di rottura, dopo il

raggiungimento del carico massimo di pull-off, è caratterizzato dalla rottura successiva dei filamenti, da quelli esterni a quelli interni (rottura telescopica). Dopo la rottura per trazione dei filamenti più esterni avviene lo sfilamento dei filamenti più interni. È da notare che, sebbene, alcuni filamenti si rompano per trazione, essi comunque raggiungono un certo livello di sfilamento; durante tale processo, le fibre si rompono, presumibilmente a causa di un eccessivo sforzo di trazione, inizialmente ridotto dall'abrasione prodotta dalle asperità della superficie del filamento. In questo modo la perdita di efficacia del rinforzo diminuisce gradualmente garantendo una maggiore dissipazione dell'energia di rottura e quindi la duttilità che li contraddistingue.

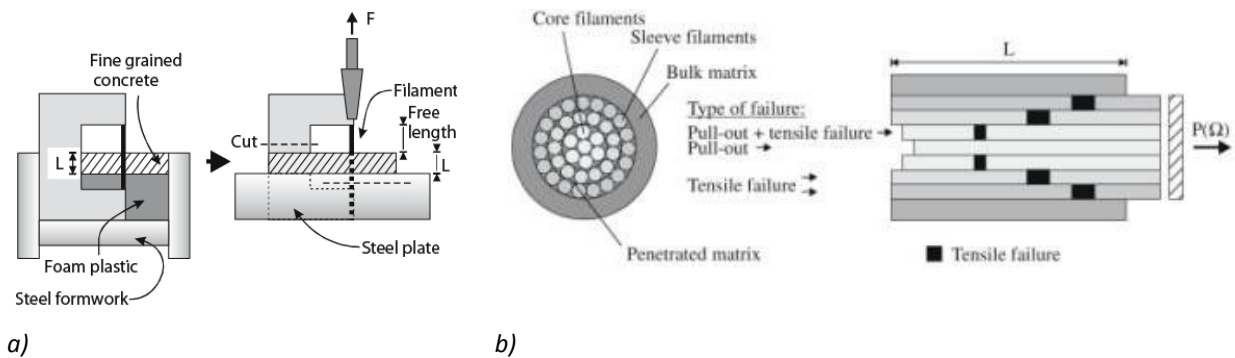


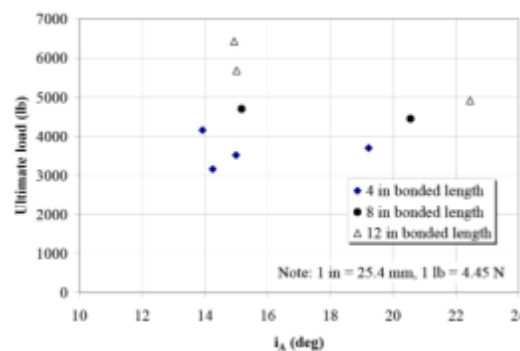
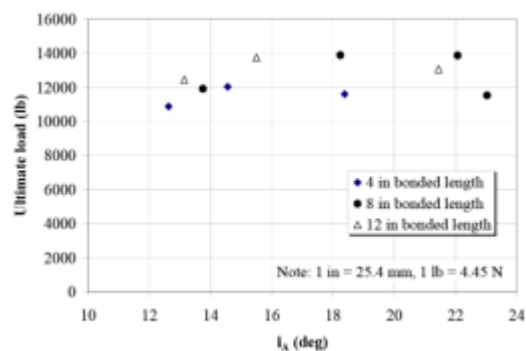
Figura 2.32: a) Prova di pull-out su trefolo e b) meccanismo di rottura del trefolo [Banholzer & Brockmann 2006]

Le caratteristiche di aderenza al substrato in calcestruzzo sono state ricavate dall'esecuzione di prove di taglio diretto [Matana *et al.* 2005]. Nella campagna sperimentale le variabili scelte comprendono il tipo di fibra, la rugosità della superficie in calcestruzzo e la lunghezza di ancoraggio. I test sono stati condotti su 24 coppie di provini in calcestruzzo non armato di dimensioni 191 mm x 191 mm x 394 mm uniti mediante SRP (Steel Reinforced Polymer) e SRG (Steel Reinforced Grout). Le proprietà delle fibre sono riportate in Tabella 2.27.

Tabella 2.27: Proprietà delle fibre impiegate per la sperimentazione [Matana *et al.* 2005]

Proprietà del materiale	SRP	SRG
Tipo di fibra	3x2	3SX
Densità (fili/mm)	0.9	0.47
Tensione a rottura (MPa)	2253	1700
Modulo elastico (MPa)	179140	144690
Deformazione massima a rottura (%)	1.63	1.68
Spessore medio di uno strato (mm)	2.46	3.86

I provini con SRP hanno prodotto una rottura del substrato di calcestruzzo per taglio, un considerevole danneggiamento del calcestruzzo, ma anche i carichi massimi a rottura; i provini rinforzati con SRG, invece, hanno registrato una rottura nello strato di malta e valori di carico ultimo nettamente inferiori. Per i provini SRP l'esistenza di una lunghezza effettiva di ancoraggio oltre la quale il carico non può comunque aumentare è stata testata e calcolata. Per gli SRG, invece, a causa delle lesioni nella matrice cementizia non è stato possibile calcolare la lunghezza effettiva di ancoraggio. Inoltre, attraverso l'impiego di un'apparecchiatura a laser che permette di calcolare la rugosità superficiale delle facce del supporto in termini di angolo di inclinazione si è verificato l'effetto della scabrezza della superficie sul carico massimo raggiunto. Dalla Figura 2.33 è evidente che la preparazione della superficie non ha un grosso impatto in termini di raggiungimento del carico ultimo.



a)

b)

Figura 2.33: Effetto della rugosità della superficie sul carico ultimo: a) provini SRP; b) provini SRG [Matana et al. 2005]

Prove sperimentali analoghe sono state condotte per comparare l'aderenza di fibre e CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) con il substrato in calcestruzzo [Mitolidis et al. 2008]. Sono state eseguite prove a trazione su strisce di SRP, aventi diversa densità, diversa larghezza e diversa lunghezza, e di CFRP, aventi solo diversa lunghezza (Tabella 2.28) incollate a prismi di calcestruzzo per la misurazione delle tensioni di aderenza e dello scorrimento sino al raggiungimento della massima resistenza e dell'allungamento a rottura. Il set-up di prova è illustrato in Figura 2.34. Prima di posizionare le fibre, la superficie dei prismi è stata irruvidita.

Tabella 2.28: Caratteristiche dei provini [Mitolidis et al. 2008]

Specimen	Concrete grade	$t_f \times b_f \times L$ mm	Type of sheet
CFRP-5X15NS	C20/25	1.20×50×150	CFRP
CFRP-5X30NS	C20/25	1.20×50×300	CFRP
SRP12-5X15NS	C20/25	1.23×50×150	SRP12X
SRP12-5X30NS	C20/25	1.23×50×300	SRP12X
SRP12-8X15NS	C20/25	1.23×80×150	SRP12X
SRP12-8X30NS	C20/25	1.23×80×300	SRP12X
SRP3X2-5X15NS	C20/25	1.23×50×150	SRP3X2
SRP3X2-5X30NS	C20/25	1.23×50×300	SRP3X2
SRP3X2-8X15NS	C20/25	1.23×80×150	SRP3X2
SRP3X2-8X30NS	C20/25	1.23×80×300	SRP3X2

I risultati finali hanno evidenziato che l'adesione delle strisce di SRP è inferiore rispetto a quella di strisce CFRP. La differenza di larghezza delle strisce influisce sull'aderenza; tuttavia, il valore del carico ultimo non è direttamente proporzionale alla larghezza delle strisce, a causa della complessa distribuzione delle tensioni all'interfaccia. La differente lunghezza delle strisce, superiore in ogni caso alla lunghezza di ancoraggio, sembra invece non influenzare l'aderenza finale. I tre tipi di compositi testati hanno evidenziato nette differenze nei valori di scorrimento per i quali avviene la rottura per delaminazione, risultato attribuibile ai differenti valori di modulo elastico delle fibre di carbonio e dei due tipi di strisce in acciaio.

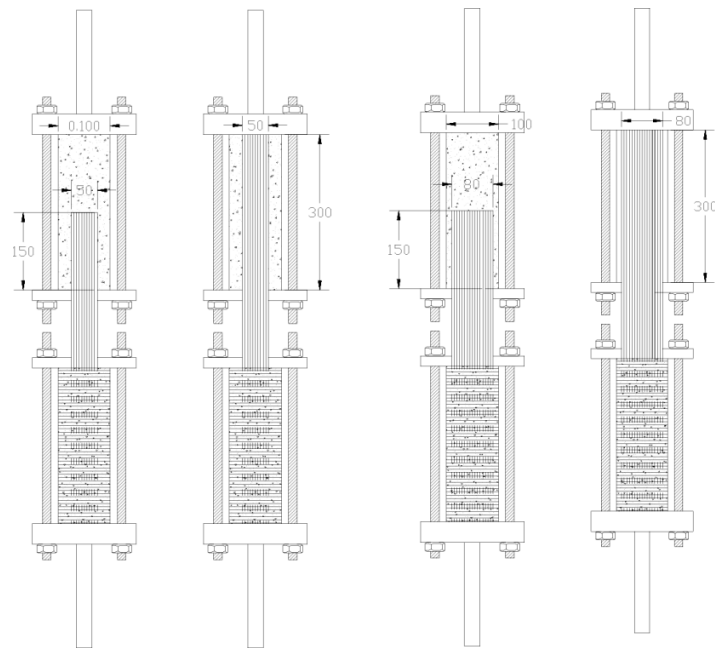


Figura 2.34: Set-up di prova [Mitolidis et al. 2008]

In Tabella 2.29 è riportata una sintesi delle caratteristiche dei provini e dei test effettuati sul comportamento di interfaccia fibra-matrice e calcestruzzo-materiale composito. Si può osservare che la malta cementizia è stata impiegata per l'incollaggio sia di fibre di acciaio che di fibre di vetro, mentre le fibre di carbonio sono state incollate al substrato solo tramite resina epossidica.

Tabella 2.29: Sintesi delle caratteristiche dei provini e dei test di interfaccia

Autori	tipo prova	matrix	Rinforzo		Substrato cementizio			Variabili	Risultati
			f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>t</sub> (MPa)	E (GPa)	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>t</sub> (MPa)		
Banholzer & Brockmann (2006)	pull-off fibra/matrice	malta cementizia grana fine d <sub>max</sub> =0.6 mm	TRC*	1400	-	54	no substrato	-	meccanismo rottura
Matana et al. (2005)	taglio diretto 24 provini 191x191x394	epoxy/malta polim.mod	acciaio: 3x2 35X	2253 1700	-	179 145	cls NON armato	tipo fibra lungh. ancoraggio rugosità	valore peeling/modo rottura/valore aderenza
Mitolidis et al. (2008)	prova di aderenza	epoxy	carbonio acciaio: 3x2 12X	2413 1090 957	-	208 78.3 67.3	22.5 2.40	tipo fibra densità fibra lunghezza fibra larghezza fibra	modo di rottura valore di aderenza

\*TRC: fibre di vetro

### 2.7.1.2 –Rinforzo di Elementi Strutturali

Nelle prove di taglio puro i compositi CFRP sembrano sviluppare una performance migliore rispetto agli SRP [Mitolidis *et al.* 2008]; tuttavia, nelle prove a flessione, condotte su travi in c.a. rinforzate con SRP e CFRP, tutte le travi sviluppano una modalità di rottura duttile [El-Hacha 2006]. Il carico a snervamento e il carico ultimo aumentano, rispetto ad una trave in c.a. non rinforzata, rispettivamente del 25% e del 42%. Inoltre, le travi rinforzate con fibre di acciaio mostrano una maggiore duttilità accompagnata da grandi deformazioni e capacità di carico superiori a quelle delle altre travi (Figura 2.35).

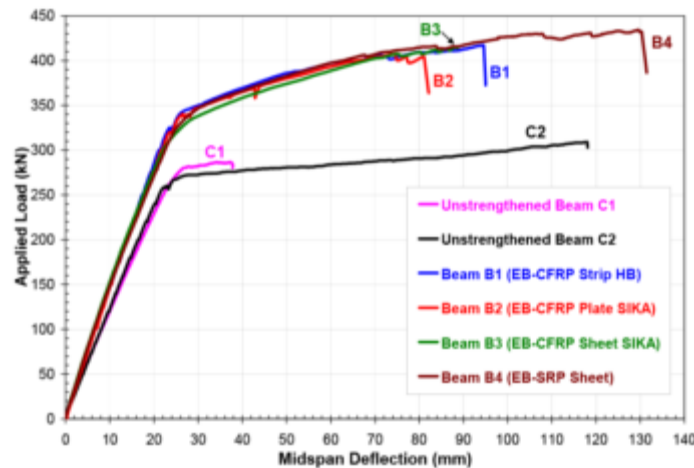


Figura 2.35: Curve carico-spostamento di tutte le travi testate [El-Hacha 2006]

I risultati precedentemente illustrati sono confermati anche dai risultati sperimentali di un'altra campagna di prove a flessione su travi in c.a. rinforzate con tecnica SRP [Kim *et al.* 2005]. Sono state testate sei travi caratterizzate da diversa larghezza dello strato di SRP e dall'applicazione di rinforzi a U alle estremità per prevenire la rottura prematura per delaminazione delle fibre disposte in senso longitudinale. Nelle travi rinforzate si sono osservati incrementi della capacità portante sino a più del 53% e modalità di rottura pseudo-duttile. La rottura è generalmente dominata dalla delaminazione del copriferro alle estremità del foglio di SRG o dallo schiacciamento del calcestruzzo in mezzera. I rinforzi a U d'estremità hanno migliorato la rigidità flessionale attraverso il controllo dell'apertura delle fessure diagonali e fornendo l'ancoraggio alle fibre SRP longitudinali, riducendone lo sfilamento.

Utilizzando prove a flessione su travi, è possibile inoltre valutare le diverse performance di un sistema di rinforzo SRG, con matrice cementizia, e di un sistema di rinforzo SRP, con matrice organica (resina epossidica) [Wobbe *et al.* 2004]. Sono state sottoposte a prova di flessione quattro travi, di cui una di controllo, rinforzate secondo le caratteristiche riportate in Tabella 2.30 e Figura 2.36.

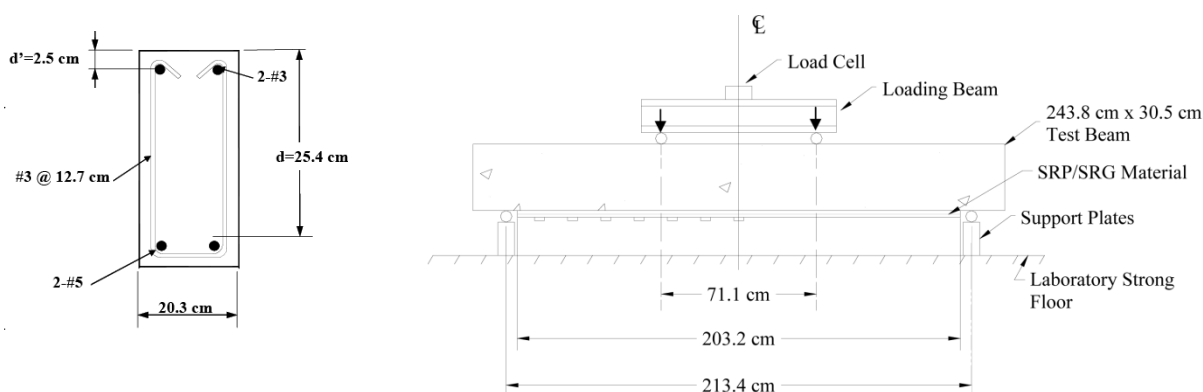


Figura 2.36: Set-up di prova [Wobbe et al. 2004]

Tabella 2.30: Caratteristiche dei provini [Wobbe et al. 2004]

Identificativo	Rinforzo esterno	Collante	Numero di strati	Barre di armatura (cm <sup>2</sup> )
SRP-1	3x2(1)	Resina epossidica	1	4
SRP-2	3x2(1)	Resina epossidica	2	4
SRG-2	3SX(1)	Malta cementizia	2	4
Trave di controllo	-	-	-	4

<sup>(1)</sup>Hardwire®, Hardwire LLC, 2003

Tabella 2.31: Proprietà dei materiali SRP/SRG [Wobbe et al. 2004]

Tipo di filamento	Collante	Densità dei fili/cm	Spessore del laminato (cm)	Resistenza a trazione del foglio (MPa)	Modulo elastico effettivo (GPa)
3x2	Resina epossidica	9	0.12	1171.1	77.9
3SX	Malta cementizia	4.7	0.13	481	44.3

La trave di controllo raggiunge un carico a rottura di 67 kN, i provini SRP-1 e SRG-2 collassano rispettivamente a 99 kN e a 92.5 kN, mentre il campione SRP-2 raggiunge il carico più elevato pari a 116 kN (Figura 2.37). Le tre travi rinforzate con SRG e SRP sviluppano un livello di resistenza massima superiore a quello dell'elemento di controllo. Il provino con due strati di rinforzo SRG (SRG-2) sebbene non riesca a raggiungere lo stesso livello di carico del provino SRP-2, determina un notevole incremento di carico comparabile a quello del provino SRP-1. I provini SRP-1 e SRG-2, invece, raggiungono, livelli simili di carico, in quanto la configurazione del rinforzo è equivalente. Da un punto di vista della distribuzione di deformazioni il materiale si comporta in modo molto simile nei provini SRP-2 e SRG-2. Questo comportamento può essere spiegato dal fatto che laminati più sottili tendono ad avere maggiori concentrazioni di tensione più alti lungo i bordi del materiale composito.

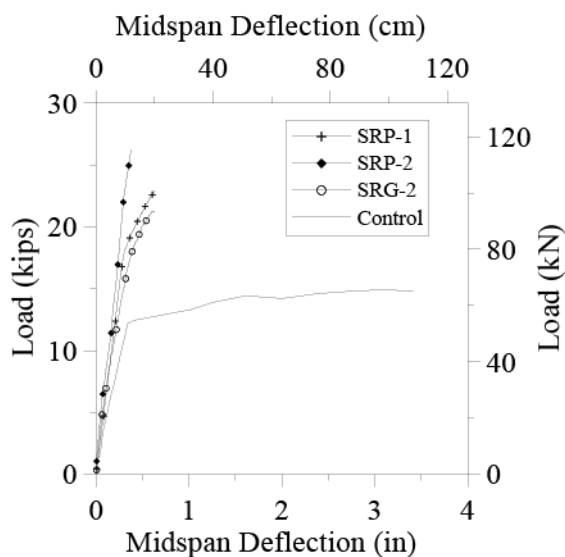


Figura 2.37: Curve carico-spostamento di tutte le travi testate [Wobbe et al. 2004]

Il comportamento ultimo di travi in c.a. rinforzate a flessione con materiali innovativi è stato studiato anche da Prota *et al.* (2004). Il programma sperimentale ha previsto prove a flessione su 10 travi in spessore (larghezza 400 mm, altezza 200 mm, luce 2.7 m) di cui una trave di controllo, due rinforzate con CFRP impregnati di resina epossidica e sette elementi rinforzati con due diversi tipi di tessuto in acciaio, ad alta e bassa densità. Il tessuto in acciaio ad alta densità è stato incollato con resina epossidica, mentre quello a bassa densità è stato impregnato con malta cementizia. Un sommario delle caratteristiche dei campioni è riportato in Tabella 2.32. La modalità di rottura di tutti gli elementi, ad eccezione della trave di controllo, è per delaminazione del rinforzo; tuttavia l'uso di CFRP consente un aumento di resistenza più significativo rispetto a quello ottenuto per un quantitativo equivalente di SRP, impregnati sia con resina che con malta cementizia.

Tabella 2.32: Caratteristiche campioni testati [Prota et al. 2004]

Specimen	External reinforcement	Matrix	Total width (mm)	Plies
D	--	---	--	--
A-1	S-HD	E	150	1
A-2	S-HD	E	300	1
A-3	S-HD	E	300	2
B-1	S-LD	E	200	1
B-2	S-LD	C	200	1
B-3	S-LD	C	200	1
B-4	S-LD	C	400	2
C-1	Carbon	E	450	2
C-2	Carbon	E	900	3

La resistenza a flessione nominale delle travi è stata calcolata secondo le linee guida ACI 318-02 e ACI 440.2R-02 (Tabella 2.33). Si può notare che le norme appaiono troppo cautelative in termini di resistenza sia per gli FRP che per gli SRP, nel caso di tessuto applicato con resina epossidica. Inoltre, le equazioni della norma ACI 440.2R-02 non prevedono di considerare il diverso comportamento di aderenza nel caso di impiego di malte cementizie per l'impregnazione del rinforzo. Il coefficiente di aderenza  $k_m$ , quindi, è stato ridotto per poter estendere le relazioni previste dalla normativa anche a sistemi compositi impregnati con malte.



Tabella 2.33: Confronto tra risultati teorici e sperimentali (resistenza e di modi di rottura) [Prota et al. 2004]

Beam	Theoretical				Experimental		
	$\varepsilon_{cu} \left( \frac{h-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi}$	$k_m \varepsilon_{fu}$	$\varepsilon_{fe}$	Failure mode	Mn (kNm)	M (kNm)	Failure mode
<i>D</i>	-	-	-	Concrete crushing	26.13	29.58	Concrete crushing
<i>A-1</i>	0.0119	0.0108	0.0108	SRP rupture	51.16	51.78	SRP delamination
<i>A-2</i>	0.0090	0.0108	0.0090	Concrete crushing	66.31	72.66	SRP delamination
<i>A-3</i>	0.0092	0.0086	0.0086	SRP rupture	64.69	60.24	SRP delamination
<i>B-1</i>	0.0126	0.0108	0.0108	SRP rupture	48.22	53.16	SRP delamination
<i>B-2</i>	0.0126	0.0108	0.0108	SRP rupture	48.22	43.62	SRP delamination
<i>B-3</i>	0.0126	0.0108	0.0108	SRP rupture	48.22	42.90	SRP delamination
<i>B-4</i>	0.0095	0.0108	0.0095	Concrete crushing	63.44	52.02	SRP delamination
<i>C-1</i>	0.0105	0.0131	0.0105	Concrete crushing	57.65	57.90	FRP delamination
<i>C-2</i>	0.0080	0.0114	0.0080	Concrete crushing	72.58	80.88	FRP delamination

In Tabella 2.34 è riportato uno schema delle caratteristiche dei provini e delle prove eseguite su elementi rinforzati. Le fibre impiegate sono di carbonio e di acciaio e i confronti sono stati eseguiti non solo in funzione della tipologia e della densità della fibra, ma anche facendo variare il tipo di matrice (malta cementizia o resina epossidica). L'obiettivo perseguito dai quattro studi analizzati è di valutare il carico massimo sopportato dalle travi, di valutarne le deformazioni e le modalità di rottura.

Tabella 2.34: Sintesi delle caratteristiche dei provini e dei test effettuati su elementi rinforzati

Autori	tipo prova	matrix	Rinforzo		Substrato cementizio		Variabili	Risultati
			Tipo	$f_y$ (MPa)	E (GPa)	$f_c$ (MPa)		
El-Hacha (2006)	flessione 6 travi a G	epoxy	CFRP* plate	2800	165	60	materiale fibra di rinforzo	carico massimo quadro fessurativo
			SRP*	3170	206			
			CFRP* strip	2068	124			
			CFRP* sheet	715	61			
Kim et al. (2005)	flessione 6 travi 100x150	epoxy	SRG*	1137	80.2	39.4	fasciature a U larghezza fibra	carico massimo
Wobbe et al. (2004)	flessione 4 travi 305x203	epoxy malta cementizia	SRG*:	1171	77.9	36.1	n° strati fibra fibra matrice	modo di rottura deformazioni carico massimo
			3X2	481	44.3			
			3SX					
Prota et al. (2004)	flessione 10 travi 400x200	epoxy malta cementizia	CFRP*	-	-	-	fibra densità fibra di acciaio collante ancoraggi metallici	modo di rottura diagrammi momento- curvatura
			acciaio: 3X2 12X					

\*CFRP: fibra di carbonio - SRP/SRG: fibra di acciaio

## 2.8 – Telai in C.A. Gravity Load Designed

Negli ultimi decenni si sono moltiplicati gli studi e le sperimentazioni sulla tematica della capacità sismica di edifici in cemento armato progettati per soli carichi gravitazionali, denominati GLD (Gravity Load Designed). L'impiego di dettagli costruttivi non sismici e la mancata adozione di principi di gerarchia delle resistenze può facilmente determinare un livello di duttilità inadeguato sia a livello locale che globale, con conseguente scarsa capacità nei confronti di eventi sismici, anche di moderata intensità [Calvi *et al.* 2001]. L'applicazione di una procedura di valutazione probabilistica dell'affidabilità di costruzioni esistenti proposta da Giannini e Pinto (2001) su un telaio in c.a. progettato per soli carichi verticali in accordo alle norme del 1939 ha posto in evidenza la grande vulnerabilità dei nodi, privi di armatura specifica, che sono risultati essere l'elemento determinante per la vulnerabilità dell'intera costruzione [de Felice & Giannini 2001].

### 2.8.1 – Telai Puri

El-Attar *et al.* (1997) ha condotto prove sperimentali su tavola vibrante su due telai in c.a. GLD in piccola scala (1:6 e 1:8) per studiare il loro comportamento alle azioni laterali. Le strutture sono a due piani e a tre piani con dettagli costruttivi caratterizzati da una bassa percentuale di armatura nelle colonne, discontinuità delle barre posizionate nelle travi per assorbire momento positivo nella zona del nodo trave/columna, scarsità o totale assenza di armatura di confinamento nei nodi e sovrapposizione delle barre longitudinali dei pilastri alla loro base (Figura 2.38). La produzione dei due telai campione ha comportato uno studio sulla riduzione in scala dei materiali (calcestruzzo e barre di armatura), dell'intensità in maniera incrementale, considerando il sisma TAFT 1952 S69E con vari livelli di PGA, e imponendo una accelerazione alla base relativa al sisma scalato nel dominio del tempo.

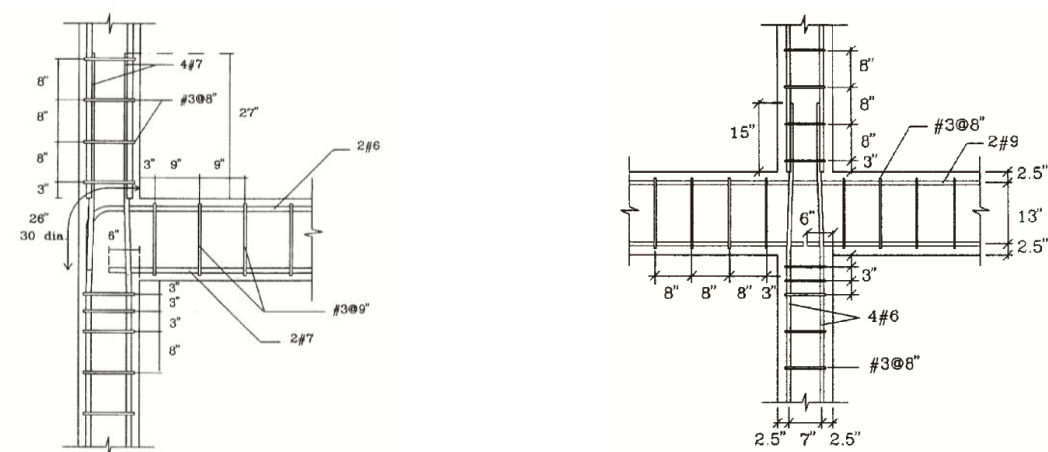


Figura 2.38: Dettagli costruttivi dei telai GLD: a) nodo esterno e b) nodo interno [El-Attar 1997]

I risultati sperimentali hanno evidenziato che le strutture in c.a. GLD subiscono una significativa riduzione di rigidezza laterale dopo i primi cicli prodotti da un terremoto di intensità moderata. Tale riduzione è dovuta principalmente alla mancanza di duttilità causata dal ridotto confinamento,

specialmente dei nodi, e all'incipiente espulsione delle barre di armatura discontinue delle travi nel nodo.

In tutte le prove condotte, il primo modo di vibrare domina il moto di entrambi i telai anche a seguito della riduzione di rigidezza e del conseguente aumento del periodo fondamentale.

La quota di taglio di piano che si scarica su ciascuna colonna è direttamente collegata al livello di sforzo normale. Ciò è dimostrato dal fatto che le colonne interne del telaio a tre piani e tre campate sviluppano una resistenza a taglio che è circa doppia di quella delle colonne perimetrali.

La maggiore deformazione, il maggior danno e la più elevata dissipazione di energia si sviluppano nelle colonne del primo piano di entrambi i telai. A rottura, infatti, sulle colonne si creano delle cerniere plastiche che producono un collasso per formazione di piano soffice. Sulle travi, sui nodi e nelle zone di sovrapposizione delle barre non sono stati rilevati danni significativi.

Sebbene, i dettagli costruttivi delle barre di armatura nei telai in c.a. GLD potrebbero rappresentare una fonte di danno, non possono essere considerati i soli responsabili della formazione di un meccanismo completo di collasso. La scarsa resistenza delle colonne rispetto alle travi, può, tuttavia, condurre alla formazione di un meccanismo di piano soffice.

Studi analitici analoghi sono stati condotti da Kunnath et al. (1995) su telai a tre, sei e nove piani con caratteristiche di regolarità in pianta e in elevazione sottoposti a sollecitazioni sismiche di bassa e moderata intensità, secondo gli accelerogrammi di Figura 2.39. I dettagli costruttivi tipici di telai GLD sono stati inseriti nei modelli numerici mediante un approccio semplificato e comprendono la discontinuità nel nodo delle barre delle travi a momento positivo, la mancanza di staffe nei nodi trave-pilastro e l'inadeguata armatura trasversale per il confinamento delle colonne. La configurazione geometrica tipo degli edifici usata in questo lavoro è riportata in Figura 2.40, mentre i dettagli costruttivi sono illustrati in Figura 2.41.

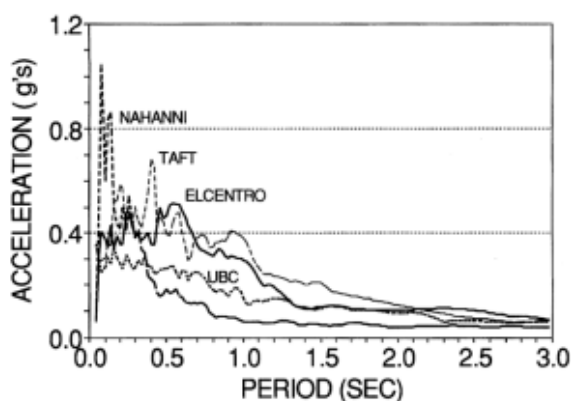


Figura 2.39: Spettri di risposta degli accelerogrammi utilizzati nell'analisi sismica [Kunnath et al. 1995]

Nel programma di calcolo impiegato per le analisi la curva primaria per ciascuna sezione trasversale degli elementi dei telai analizzati è stata definita come una curva involuppo trilineare con tre parametri di degrado, come illustrato in Figura 2.42. Le tre principali caratteristiche rappresentate nel modello isteretico sono il degrado di rigidezza, la riduzione di resistenza e fenomeni di punzonamento e bond-slip. Tali parametri sono stati calibrati direttamente sui risultati di prove sperimentali condotte su una

struttura in scala 1:3 e testata da Bracci *et al.*(1995). Inoltre, è stato incorporato nell'analisi anche il modello di danno sviluppato da Park *et al.* (1985).

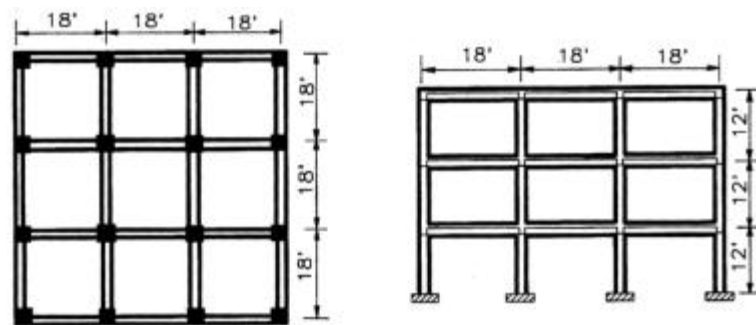


Figura 2.40: Configurazione tipica d telaio impiegata nello studio [Kunnath *et al.* 1995]

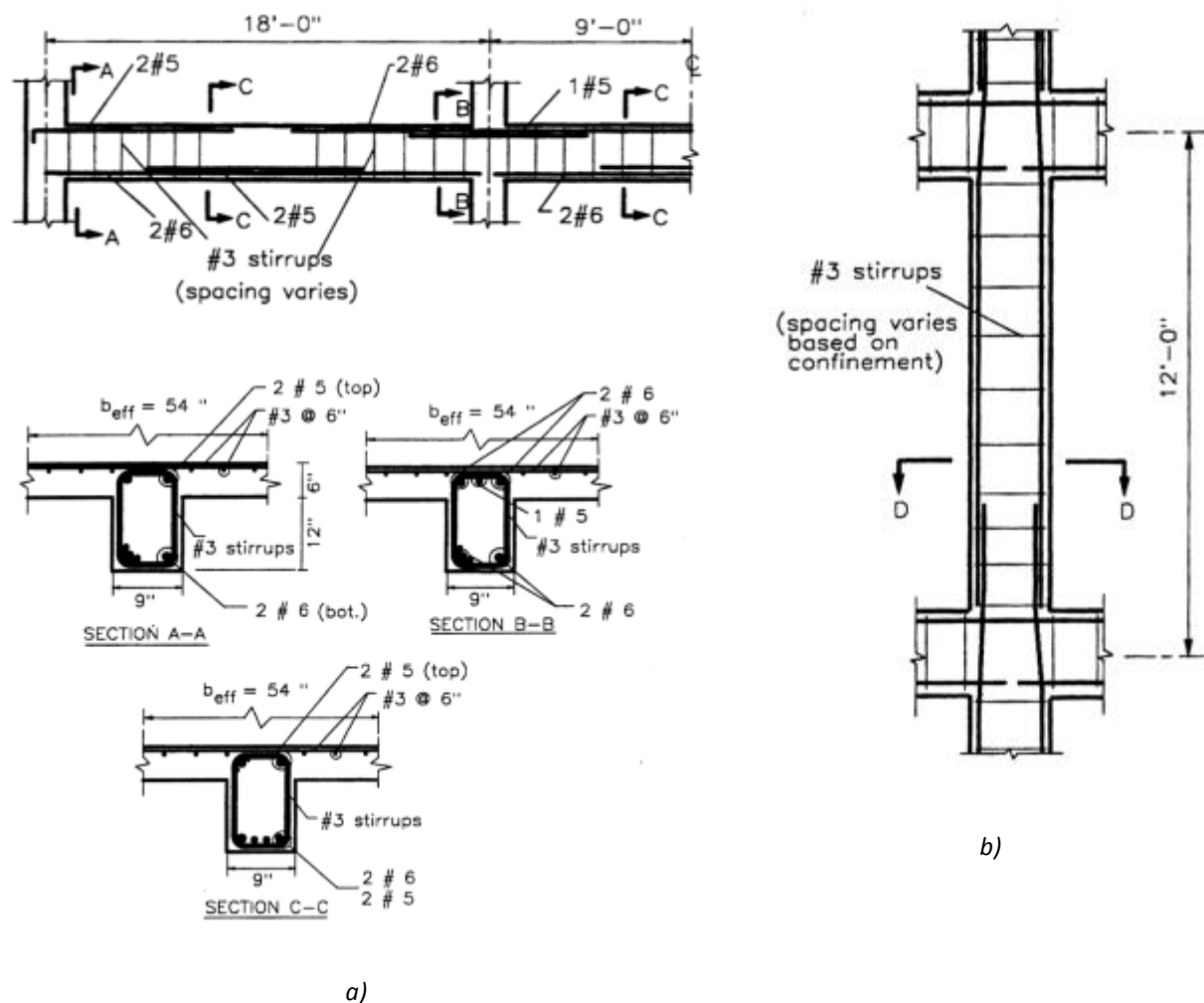


Figura 2.41: Dettagli di armatura a) nelle travi e b) nelle colonne [Kunnath *et al.* 1995]

I risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari al passo hanno evidenziato la maggiore deformabilità dei telai storici rispetto a quelli costruiti secondo criteri antisismici. Quando le strutture sono sottoposte a terremoti di intensità moderata subiscono danni significativi ma non tali da determinarne il collasso, con travi in genere leggermente più danneggiate rispetto alle colonne. Questo

risultato sottolinea che la discontinuità delle barre a momento positivo nei nodi e la duttilità delle travi influiscono nella risposta sismica globale della struttura in modo più rilevante rispetto allo scarso confinamento di nodi e colonne. Nel caso di terremoti di intensità maggiore il danno, invece, si diffonde su tutti gli elementi strutturali e risulta variabile in un range irreparabile - collasso.

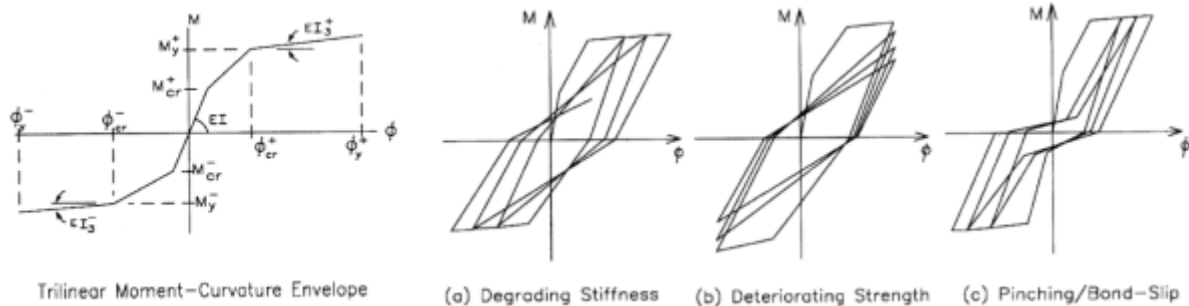


Figura 2.42: Modellazione del degrado isteretico degli elementi [Kunnath et al. 1995]

In un secondo articolo, Kunnath et al. (1995) approfondiscono la tematica dell'influenza dei dettagli non sismici in telai in c.a GLD sul comportamento sismico globale della struttura, esaminando gli effetti indotti dal miglioramento locale delle zone critiche. Per poter paragonare i risultati con quelli del precedente lavoro, i miglioramenti di dettaglio costruttivo eseguiti sono stati finalizzati all'ottenimento di continuità o di un sufficiente ancoraggio di estremità delle barre a momento positivo nelle travi, a fornire armatura trasversale o barre a flessione diagonali nel nodo trave-colonna e armatura trasversale aggiuntiva nelle zone di formazione delle cerniere plastiche per incrementare il confinamento e la capacità rotazionale dell'elemento. Tabella 2.35 illustra le varie combinazioni di dettaglio considerate nello studio. Le principali configurazioni sono :1) REAL, 2) CPR, 3) DPR e 4) JSP (Figura 2.43). Tutti gli altri dettagli sono versioni simili ai primi quattro con variazioni solo del livello di confinamento.

Tabella 2.35: Descrizione delle varie combinazioni di dettagli costruttivi [Kunnath et al. 1995]

Detailing acronym	Continuous or anchored positive flexural reinforcement	Sufficient joint steel provided	Level of confinement provided	Comments
REAL	No	No	Poor	Typical gravity load-designed detail
CPR	Yes	No	Poor	Effect of continuing positive flexural reinforcement
DPR	No	Yes	Poor	Effect of providing sufficient joint shear strength
JSP	Yes	Yes	Poor	Both joint steel and continuous positive flexural reinforcement provided
RCON4	No	No	Well	Effect of providing full confinement
RCON8	No	No	Fair	Effect of providing fair confinement
CPCON4	Yes	No	Well	Detail CPR with full confinement
CPCON8	Yes	No	Fair	Detail CPR with fair confinement
DCON4	No	Yes	Well	Detail DPR with full confinement
DCON8	No	Yes	Fair	Detail DPR with fair confinement
JCON4	Yes	Yes	Well	Detail JSP with full confinement
JCON8	Yes	Yes	Fair	Detail JSP with fair confinement
CCON4	No	No	Columns: Well Beams: Poor	Effect of full column confinement only
CCON8	No	No	Columns: Fair Beams: Poor	Effect of moderate column confinement
BCON4	No	No	Columns: Poor Beams: Well	Effect of full beam confinement only
BCON8	No	NO	Columns: Poor Beams: Fair	Effect of moderate beam confinement

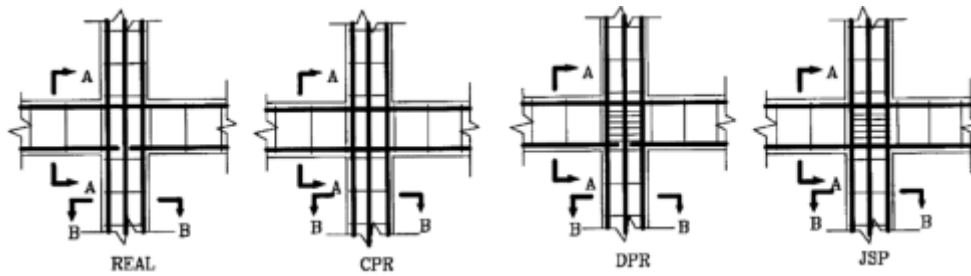


Figura 2.43: I quattro principali dettagli costruttivi analizzati [Kunnath et al. 1995]

Gli effetti dei diversi dettagli sono stati modellati utilizzando proprietà equivalenti degli elementi e facendo variare i parametri di degrado isteretico.

CPR versus REAL. Ripristinando la continuità delle barre a momento positivo nei nodi la modalità di rottura non modifiche significative nel meccanismo di rottura, questo perché, per entrambe le configurazioni, la maggior parte degli elementi snerva prima dello sviluppo di un meccanismo di rottura. L'aggiunta di armatura nelle travi comporta, tuttavia, una modifica della distribuzione del danno in travi e colonne: il danneggiamento nelle travi diminuisce, mentre aumenta nelle colonne. Di conseguenza, un dettaglio tipo CPR impiegato da solo può provocare un aumento del danno rispetto al dettaglio originale della struttura.

DPR versus REAL. In questo caso, l'incremento di armatura a taglio nel nodo produce una modifica nella modalità di rottura, da sporadica formazione di cerniere in travi e colonne alla creazione più uniforme di meccanismi nelle travi.

JSP versus REAL. Come per il dettaglio DPR, si osserva la formazione di un meccanismo sul lato trave. Tuttavia, nonostante la generale riduzione del danneggiamento, numerose travi giungono molto vicine allo stato di collasso.

Delle quattro configurazioni studiate, il dettaglio JSP è quello che produce le più elevate forze di taglio di piano, poiché l'armatura nel nodo e la continuità delle barre nelle travi assicurano che tutta la resistenza flessionale degli elementi venga raggiunta prima della redistribuzione del carico.

Effetto del Confinamento. L'incremento della staffatura nelle zone di cerniera plastica non ha modificato la resistenza, ma ha incrementato la capacità di deformazione. Pertanto, la differenza nella distribuzione del danno tra i vari piani non cambia.

I migliori benefici si sono evidenziati combinando gli interventi proposti: ripristino dell'armatura longitudinale inferiore delle travi in corrispondenza dei nodi, introduzione di armatura a taglio sui nodi, e incremento di staffatura nelle zone di cerniera plastica. La combinazione di questi interventi determina la formazione dei meccanismi primari nelle travi, con riduzione del loro danneggiamento dovuto all'incremento di capacità rotazionale ottenuto con l'aumento di confinamento offerto dalla staffatura nelle zone di cerniera plastica.

Ulteriori prove sono state condotte su quattro colonne, caricate con bassi o alti livelli di carico assiale, con o senza sovrapposizione di barre, sottoposte a carichi ciclici con crescente ampiezza di drift sino alla rottura [Aycardi et al. 1994]. Tali elementi strutturali rappresentano i componenti di un telaio a tre piani e a tre campate (Figura 2.44) con caratteristiche e dimensioni tali da poter essere riprodotto in scala 1:3

e testato su tavola vibrante [Bracci *et al.* 1995]. I dettagli costruttivi adottati sono quelli tipici di telai in c.a. GLD. Le colonne sono state caricate a 533 mm sopra la base rigida della trave. Anche il sistema solaio-trave colonna è stato caricato a 533 mm dall'estradosso del solaio e successivamente i nodi interni sono stati testati con una forza concentrata laterale agente a 254 mm al di sopra del nodo.

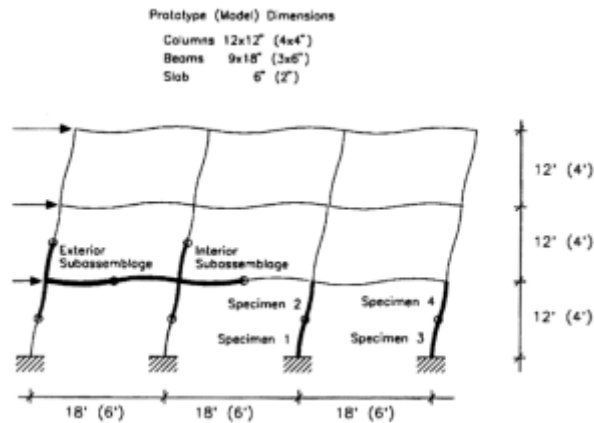


Figura 2.44: Identificazione del tipico telaio e degli elementi per lo studio sperimentale [Aycardi *et al.* 1994]

I risultati ottenuti hanno mostrato che gli elementi strutturali con dettagli non sismici possono raggiungere la loro capacità di resistenza nominale e sostenere i carichi gravitazionali per ampie deformazioni cicliche. Le colonne e i nodi trave-colonna raggiungono la massima resistenza tra il 2% e il 3% di drift. Inoltre, i pilastri sono in grado di sostenere almeno il 70% della loro massima capacità di carico per 2 cicli con drift al 4%. I nodi esterni raggiungono il 50% della loro massima capacità di carico per diversi cicli al 4% di drift. Il limite di drift dell'1% suggerito da molte normative risulta pertanto eccessivamente conservativo.

La rottura delle colonne è dominata dalla flessione ed è molto influenzata dal livello di carico verticale agente. Per colonne poco caricate, le barre longitudinali arrivano ad una rottura per fatica dopo pochi cicli. Nelle colonne più caricate, invece, la spaziatura delle staffe è risultata inadeguata a prevenire l'instabilità delle barre longitudinali compresse, ma la loro quantità è stata sufficiente a contrastare la domanda di taglio.

Il nodo esterno ha evidenziato un meccanismo di trave-debole/colonna-forte a causa dell'inadeguato ancoraggio delle barre alla base della trave. Il nodo interno ha evidenziato, invece, un meccanismo di rottura trave-forte/colonna-debole che comunque ha consentito di sopportare i carichi laterali sino ad un drift del 4%. Nei nodi sono state rilevate distorsioni inelastiche a taglio che, tuttavia, non conducono alla perdita di integrità del nodo stesso.

I risultati ottenuti dai modelli numerici sopra descritti sono stati confrontati con i dati ricavati da prove su tavola vibrante su un telaio a tre piani in scala 1:3 costruito con resistenza e dettagli di armatura compatibili con la normativa non sismica ACI 318-89 [Bracci *et al.* 1995]. Particolari costruttivi e un'immagine del modello in scala sono riportati in Figura 2.45.



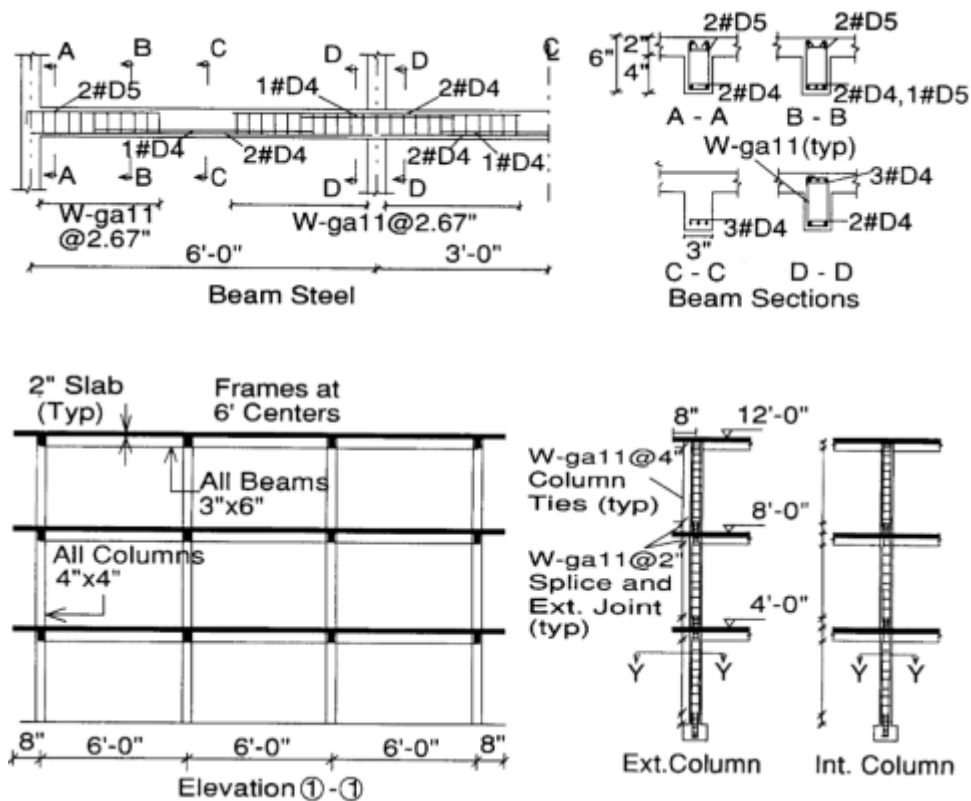


Figura 2.45: Dettagli costruttivi e immagine del modello in scala 1:3 [Bracci et al. 1995].

Lo studio sperimentale e quello analitico hanno dimostrato che per sismi di minore entità la resistenza e la deformabilità laterale di telai in c.a. GLD permettono alla struttura di resistere alla domanda di deformazione. Tali telai sono comunque dominati da un comportamento colonna debole-trave forte: sottoposti ad azioni dinamiche, la capacità flessionale delle travi, rinforzate da un quota parte di soletta collaborante del solaio, inducono elevate domande di momento nelle colonne. Inoltre, a causa dell'inadeguata capacità deformativa delle colonne, può facilmente verificarsi una loro rottura prematura durante i cicli inelastici. A carico ultimo, si verifica la rottura per collasso dei pilastri e, pertanto, nel caso di sismi di elevata intensità le riserve di capacità delle colonne, specie di quelle interne è molto bassa.

La capacità di strutture GLD può essere predetta attraverso analisi limite plastica e analisi push-over. Le deformazioni e il danno possono essere studiate attraverso analisi dinamiche con adeguata modellazione degli elementi.

A causa del ridotto margine di sicurezza contro il collasso delle colonne nel caso di significativi spostamenti del terreno, è necessario intervenire per modificare la modalità di rottura per ridurre il rischio di collasso. Gli interventi dovrebbero interessare il rinforzo e l'aumento di duttilità di particolari colonne e di nodi trave-colonna per evitare la formazione di un meccanismo di rottura sui pilastri e favorire un più desiderabile innesco della rottura nelle travi. Il miglioramento sismico dovrebbe inoltre prevedere il controllo degli spostamenti interpiano per limitare il danno strutturale. Poiché, comunque, gli interventi di miglioramento sismico sono molto costosi e la probabilità di un sisma di elevata intensità è piuttosto limitata in aree a bassa o moderata sismicità, dovrebbero essere progettati dei miglioramenti minimi, relativamente poco costosi e a bassa invasività.

## 2.8.2 – Telai Tamponati

Il ruolo dei tamponamenti nella risposta sismica globale di un telaio in cemento armato GLD non è ancora stato totalmente chiarito. Non essendo ritenuti strutturali, i pannelli di tamponamento molto spesso non vengono presi in considerazione, ma nella realtà contribuiscono in misura sostanziale all'irrigidimento, all'irrobustimento, alla capacità di dissipare energia e all'innesco dei meccanismi di crisi locali o globali della costruzione, governandone attivamente la risposta sismica. L'aumento di rigidità determina una riduzione del periodo proprio della struttura, condizionandone la risposta dinamico-elastica con la possibilità di provocare un incremento dell'azione sismica, specialmente quando l'ossatura strutturale è molto deformabile. Inoltre, la natura fragile della muratura influenza il comportamento del telaio in fase plastica, in quanto alla rottura dei pannelli l'aliquota di azione sismica da essi sopportata si scarica istantaneamente sulla struttura, col rischio di un suo collasso improvviso. I pannelli murari possono, infatti, assorbire una parte dell'azione sismica che in molti casi può andare dal 10 al 50% [Gherzi & Laenza 1986], e ciò comporta una corrispondente riduzione delle azioni laterali nei pilastri della struttura intelaiata.

La disposizione irregolare in pianta dei tamponamenti non sembra incrementare in maniera significativa la vulnerabilità globale della struttura, in quanto gli eventuali effetti dannosi della risposta torsionale indotta sono compensati dal contributo dei pannelli murari alla resistenza laterale e alla dissipazione di energia. Al contrario, una distribuzione irregolare in altezza rende inapplicabili i concetti di duttilità globale e di gerarchia delle resistenze, e possono rappresentare una grave minaccia per l'integrità globale di strutture in c.a. per il resto correttamente disegnate [Panagiotakos & Fardis 1997].

Risulta evidente che una modellazione lineare della struttura non riesce a cogliere in modo esaustivo l'effetto della presenza di tamponamenti sulla risposta sismica globale della costruzione. Nella letteratura tecnica sono disponibili diversi modelli di calcolo per descrivere il comportamento non lineare di telai in cemento armato. Essi possono essere classificati per il livello di discretizzazione in:

- modelli di tipo *'point by point'* in cui elementi e nodi sono discretizzati mediante elementi finiti, con l'introduzione di legami costitutivi uniassiali o pluriassiali;
- modelli di tipo *'member by member'* in cui la struttura è modellata come assemblaggio di elementi interconnessi, che descrivono il comportamento delle colonne; in tal caso il comportamento non lineare è introdotto a livello di elemento mediante l'introduzione di cerniere plastiche (plasticità concentrata) oppure valutato in sezioni di monitoraggio e successivamente integrato lungo l'elemento (plasticità diffusa);

- modelli di tipo *globale* in cui l'intera struttura è riprodotta adoperando un unico modello a pochi gradi di libertà, oppure come assemblaggio di macromodelli che rappresentano parti del complesso strutturale.

La scelta del modello più adatto dipende strettamente dalle finalità delle analisi e dalle caratteristiche della struttura. Infatti, la necessità di studiare il comportamento in avanzato campo plastico di strutture caratterizzate da meccanismi di collasso di tipo fragile richiede l'utilizzo di modelli ad alta discretizzazione, mentre strutture che presentano meccanismi di collasso regolari e puramente flessionali consentono l'uso di modelli member by member o addirittura di tipo globale con risultati affidabili. Inoltre la scelta del modello deve tener conto del giusto bilancio tra impegno computazionale ed affidabilità dei risultati, anche in relazione alla diversa quantità di informazioni che i differenti modelli richiedono [Cosenza *et al.* 2001].

Il problema dell'interazione tra struttura portante intelaiata e tamponature può essere simulato considerando due diversi approcci: una modellazione mediante micro-modelli (modelli dettagliati agli elementi finiti) e una tramite macro-modelli (modelli semplificati).

Nell'ambito dei micro-modelli, gli effetti dei giunti, che costituiscono l'anello debole di un pannello murario, possono essere computati con diversi livelli di precisione. Un semplice approccio consiste nel considerare la muratura come un materiale omogeneo [Dhanasekar 1985; Kralj *et al.* 1991], computando mediamente gli effetti dei giunti. Un approccio più raffinato prevede la modellazione di mattoni e giunti con elementi continui [Ali & Page 1988; Rots 1991]. Tuttavia, le analisi con questo livello di approssimazione sono complesse e adatte solo per simulare il comportamento delle fratture in piccole sperimentazioni di laboratorio.

Date le notevoli incertezze e i numerosi parametri che possono governare la micro-modellazione, la maggior parte degli studi sui possibili metodi di modellazione dei pannelli di tamponamento utilizza macro-modelli. Uno dei macromodelli più utilizzati e più ricorrente in letteratura è quello di puntone equivalente alla tamponatura in termini di rigidità e resistenza. Tale schematizzazione ipotizza che il distacco tra tamponatura e telaio sia già avvenuto e che essi siano a contatto solo nelle zone prossime agli angoli caricati del telaio [Polyakov 1960; Stafford-Smith 1966; Mainstone 1971, 1974; Klingner & Bertero 1978].

### 2.8.2.1 – Macromodello puntone equivalente

Stafford-Smith (1966) affronta il problema dell'interazione telaio/tamponamento attraverso un'indagine sperimentale sul comportamento di telai tamponati caricati diagonalmente comparando i risultati dei modelli sperimentali con le previsioni derivate da analisi teoriche approssimate. I modelli teorici sviluppati per carichi diagonali sono stati quindi estesi a telai tamponati caricati lateralmente, a uno o più piani. Viene individuato un parametro adimensionale  $\lambda l$  in grado di esprimere la rigidità relativa del pannello rispetto al telaio. L'espressione che permette di calcolare tale parametro è espressa dalla (2.15).

$$\lambda l = l \frac{\sqrt[4]{E_m t}}{4E_c I_{col} l'} \quad (2.15)$$

dove:  $E_m, t, l'$  sono, rispettivamente, il modulo elastico, lo spessore e la lunghezza della muratura;

$E_c, I_{col}, l$  sono, rispettivamente, il modulo elastico, l'inerzia e l'altezza della colonna del telaio.

Il parametro  $\lambda l$  è simile a quello usato nella teoria della trave su terreno elastico dove esprime la rigidezza relativa del terreno di fondazione rispetto alla trave che poggia su di esso.

Si è notato che durante la fase di carico il telaio si separa dal tamponamento per un certo tratto su ciascun lato, mentre il contatto si mantiene in prossimità degli angoli caricati. La lunghezza di contatto è strettamente collegata alla rigidezza relativa del telaio e del tamponamento. A sua volta la rigidezza del pannello murario è influenzata dal modo in cui il carico proveniente dal telaio si distribuisce su di esso e quindi dalle rigidezze relative. Le lunghezze di contatto tra il telaio e il tamponamento possono essere stimate come nella (2.16).

$$\frac{\alpha}{l} = \frac{\pi}{2\lambda l} \quad (2.16)$$

dove:  $\lambda l$  è il parametro adimensionale definito in Figura 2.46.

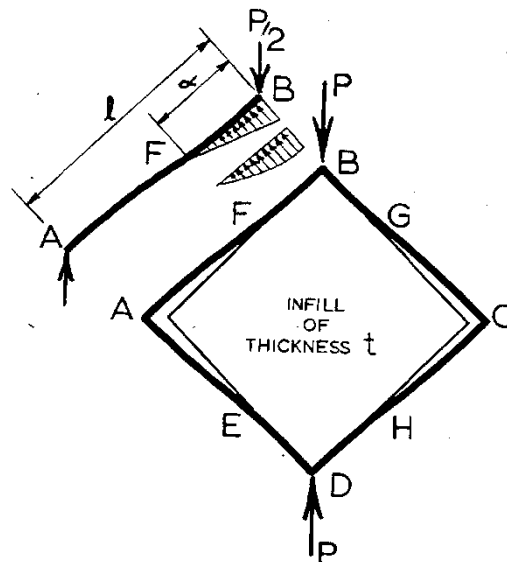


Figura 2.46: Telaio tamponato caricato diagonalmente [Stafford-Smith 1966]

Una previsione teorica per valutare la larghezza effettiva del tamponamento, agente come puntone diagonale equivalente, conduce ad una sovrastima rispetto ai valori trovati sperimentalmente (Figura 2.47), che, quindi, sono stati utilizzati per individuare una curva di correlazione larghezza effettiva/  $\lambda l$  (Figura 2.48).

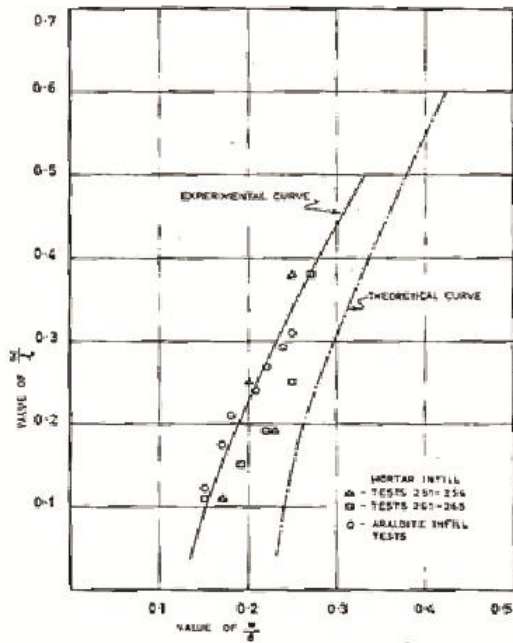


Figura 2.47: Larghezza effettiva in funzione della lunghezza di contatto [Stafford-Smith 1966]

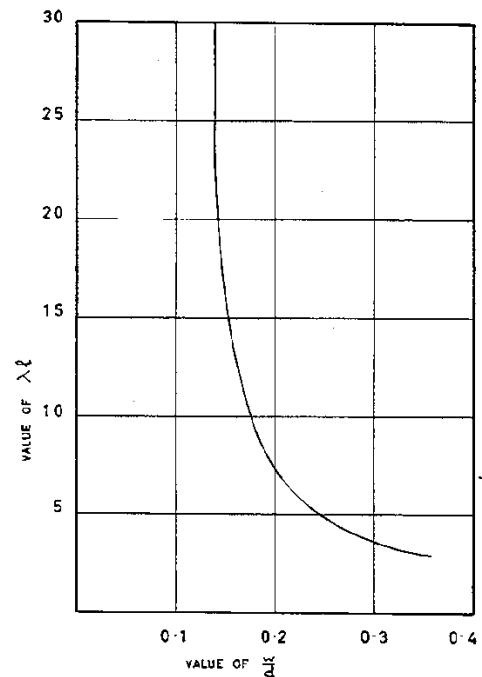


Figura 2.48: Larghezza effettiva in funzione di  $\lambda l$  [Stafford-Smith 1966]

I test di compressione diagonale hanno evidenziato due principali modi di rottura del tamponamento:

- una fessura lungo la diagonale caricata, estesa dal centro del pannello sino agli angoli caricati;
- una rottura a compressione. In tal caso lo schiacciamento avviene in prossimità dell'angolo caricato, per telai tamponati relativamente flessibili, mentre per telai più rigidi si estende sino al centro del pannello. La fessurazione consente l'incremento del carico sino alla rottura per compressione, che produce il collasso e definisce la massima resistenza della struttura.

La resistenza ai due modi di rottura è risultata influenzata dalla rigidezza relativa del telaio e del tamponamento e la valutazione della resistenza in funzione del parametro  $\lambda l$  è stata ben supportata dai risultati sperimentali.

Le lunghezze di contratto tra pannelli e telai ottenute su telai tamponati quadrati caricati diagonalmente sono ben paragonabili a quelle osservate su telai tamponati quadrati caricati lateralmente, a uno o più piani; tuttavia le lunghezze di contatto tra tamponamenti e travi, e tra tamponamenti e fondazione sono risultati di più difficile determinazione.

Per quanto riguarda la determinazione della rigidezza laterale di telai quadrati tamponati a uno o più piani, si prevede di assumere un telaio in cui i tamponamenti siano sostituiti da puntoni diagonali equivalenti di larghezza pari a quella determinata nel caso di carico lungo la diagonale.

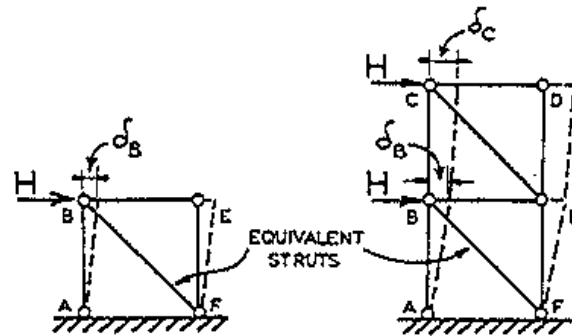


Figura 2.49: Modello del puntone equivalente [Stafford-Smith 1966]

Saneinejad & Hobbs (1995) descrivono un nuovo metodo di analisi e progetto per telai in acciaio tamponati con pannelli in calcestruzzo o muratura soggetti a forze nel piano. Il metodo considera il comportamento elastico e plastico di telai tamponati in funzione della limitata duttilità dei materiali di tamponamento. Viene stimata la resistenza e la rigidezza dei telai tamponati congiuntamente al carico di fessurazione diagonale del tamponamento impiegando un modello di telaio tamponato come se fosse controventato, sostituendo i pannelli con puntoni diagonali equivalenti.

L'importanza delle tamponature nella determinazione della resistenza e della rigidezza degli edifici intelaiati soggetti a forze laterali è stata ampiamente riconosciuta. Nonostante ciò, non è ancora pratica comune considerare i pannelli murari come elementi strutturali, data la complessità progettuale e la carenza di teorie adatte.

Gli studi di Holmes (1961), Stafford Smith & Carter (1969), Mainstone (1971, 1974) conducono ad un modello elastico in cui si sostituisce il pannello murario con un puntone diagonale equivalente. Poiché i metodi elastici potrebbero non rappresentare completamente il comportamento dei telai tamponati, l'attenzione è stata posta alle teorie della plasticità. Saneinejad (1990) considera le forze di taglio all'interfaccia ed un comportamento del materiale sia elastico che plastico.

Saneinejad & Hobbs (1995) evidenziano che il telaio non sviluppa un meccanismo plastico di collasso quando raggiunge il carico massimo, ma possiede ancora una notevole riserva di resistenza. Il collasso finale è causato dalla rottura a compressione dei pannelli murari in corrispondenza degli angoli caricati.

Non avendo, dunque, una soluzione limite superiore al carico massimo, gli autori propongono un approccio che mira a cogliere una soluzione limite inferiore, nel quale vengono presi in considerazione tre meccanismi ultimi per la tamponatura:

- schiacciamento degli angoli (CC);
- compressione diagonale (DC);
- scorrimento a taglio lungo i giunti orizzontali (S).

Negli elementi strutturali si prevede la formazione di cerniere plastiche nei nodi a contatto con il pannello, mentre i nodi opposti restano in campo elastico.

Per il calcolo del carico di collasso si fa riferimento alla Figura 2.50, che mostra le forze in equilibrio sul pannello.

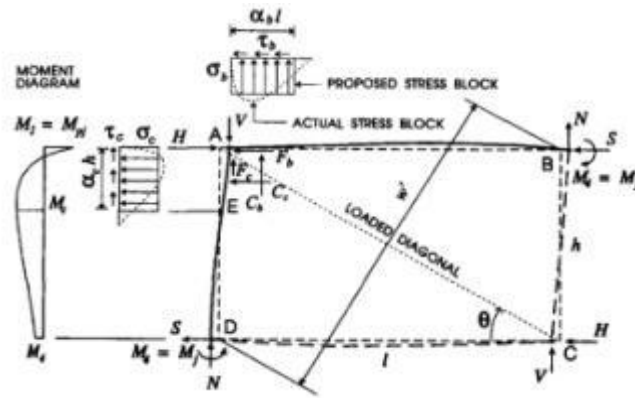


Figura 2.50: Equilibrio delle forze nel telaio [Saneinejad & Hobbs 1995]

L'equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e alla rotazione nel telaio sono espressi dalle seguenti equazioni:

$$H = C_c + F_b + 2S \quad (2.17)$$

$$V = C_b + F_c + 2N \quad (2.18)$$

$$C_c(1 - \alpha_c)\frac{h}{2} - F_c\frac{l}{2} - C_b(1 - \alpha_b)\frac{l}{2} + F_b\frac{h}{2} = 0 \quad (2.19)$$

dove:  $C_c = \sigma_c t \alpha_c h$ ,  $C_b = \sigma_b t \alpha_b l$ ,  $F_c = \tau_c t \alpha_c h$ ,  $F_b = \tau_b t \alpha_b l$  sono le forze di contatto telaio-pannello;

$H$  e  $V$  solo le componenti orizzontali e verticali della forza esterna;

$\sigma$  e  $\tau$  sono le tensioni normali e tangenziali nella zona di contatto telaio-pannello;

$S$  e  $N$  sono il taglio e lo sforzo normale sul pilastro nelle zone di non contatto;

$l$ ,  $h$ ,  $t$  sono le dimensioni del pannello;

i pedici  $c$  e  $b$  indicano  $c = \text{column}$  e  $b = \text{beam}$ .

La lunghezza delle zone di contatto telaio-pannello per le colonne è fornita dalla relazione (2.20), mentre nelle travi tale tratto è calcolato secondo la (2.21).

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2}{\sigma_c t} + (M_{pj} + \beta_c M_{pc})} \quad (2.20)$$

$$\alpha_b h = \sqrt{\frac{2}{\sigma_b t} + (M_{pj} + \beta_b M_{pb})} \quad (2.21)$$

in cui:  $M_{pc}$  e  $M_{pb}$  sono i momenti plastici di pilastri e travi;

$M_{pj}$  è il momento plastico minimo tra  $M_{pc}$  e  $M_{pb}$ ;

$\beta_c = M_c/M_{pc}$  e  $\beta_b = M_b/M_{pb}$  sono i rapporti tra i momenti elastici e plastici.

Considerando l'espressione del momento generato dalle forze di taglio agenti sul pilastro e sostituendola nell'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale, si ottiene l'espressione del carico di collasso:

$$H = \sigma_c t (1 - \alpha_c) \alpha_c h + \mu \sigma_b t \alpha_b l + 2 \frac{M_{pj} + M_j}{h} \quad (2.22)$$

dove:  $\mu$  è il coefficiente di attrito tra telaio e pannello;

$M_j$  è il momento flettente elastico nei nodi non caricati.

Nel caso di telaio tamponato multipiano, viene considerato un meccanismo di collasso con lo sviluppo di cerniere plastiche nei nodi caricati (Figura 2.51).

Considerando l'espressione del carico di collasso (2.22), il primo ed il secondo termine rappresentano la resistenza offerta dalla muratura, mentre il terzo termine è la resistenza del pannello libero sollecitato dal livello soprastante. Pertanto, è possibile sostituire i primi due termini con la resistenza di un puntone diagonale equivalente,  $R$ , e trascurare il momento flettente elastico nei nodi non caricati, ottenendo:

$$H = R \cos \vartheta + 2 \frac{M_{pj}}{h} \quad (2.23)$$

dove:  $\vartheta$  è l'inclinazione della diagonale sull'orizzontale.

Nel caso di rottura per schiacciamento degli angoli si ottiene:

$$R = R_{(CC)} = \frac{\sigma_c t (1 - \alpha_c) \alpha_c h + \mu \sigma_b t \alpha_b l}{\cos \vartheta} \quad (2.24)$$

Per quanto riguarda la rottura per compressione diagonale viene proposta una distribuzione delle tensioni al centro del pannello, come mostrato in Figura 2.51, con una resistenza finale del puntone pari a:

$$R = R_{(DC)} = \frac{1}{2} \cdot \frac{t h f_a}{\cos \vartheta} \quad (2.25)$$



$$f_a = 0.6\varphi f_m \left(1 - \frac{l_{eff}}{40t}\right) \quad (2.26)$$

$$l_{eff} = \sqrt{(1 - \alpha_c)^2 h'^2 + l'^2} \quad (2.27)$$

in cui:  $f_a$  è la tensione ammissibile nel tamponamento espressa dalla relazione (2.26) e  $l_{eff}$  è la lunghezza effettiva della diagonale (2.27).

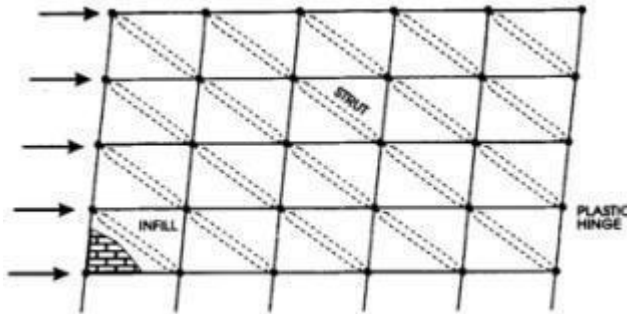


Figura 2.51: Meccanismo di collasso di un telaio tamponato multipiano [Saneinejad & Hobbs 1995]

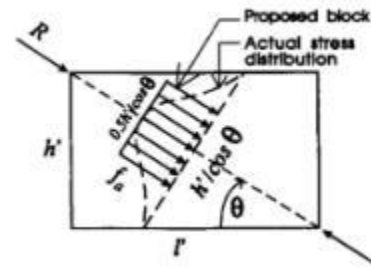


Figura 2.52: Rottura per compressione diagonale – distribuzione delle tensioni [Saneinejad & Hobbs 1995]

Infine, per il meccanismo di rottura per scorrimento a taglio lungo i giunti orizzontali si ha:

$$R_{(s)} = \frac{\gamma v t l'}{\left(1 - \mu \frac{(1 - \alpha_c) h'}{l'}\right) \cos \theta} < \frac{0.83 \gamma l' t}{\cos \theta} \quad (2.28)$$

dove:  $\gamma = 1.3$  è il fattore di carico;

$$v = 0.25 \text{ MPa.}$$

Seguendo una soluzione elastica, gli autori indicano anche il carico di fessurazione diagonale del pannello, che risulta pari a:

$$H_{(t)} = 2\sqrt{2} t h' f_t \cos^2 \theta \quad (2.29)$$

con:  $f_t$  è la resistenza a trazione efficace del tamponamento.

Nei pannelli in calcestruzzo armato, la fessurazione diagonale viene vista come uno stato limite di servizio, mentre, nel caso di muratura non armata, lo stesso fenomeno può essere identificato come rottura per trazione diagonale.

Panagiotakos & Fardis (1996) studiano numericamente l'effetto dei tamponamenti in muratura sulla risposta sismica globale di telai in cemento armato attraverso analisi dinamiche non-lineari. Sono state condotte analisi parametriche su:

- modelli SDOF di un telaio tamponato per studiare l'effetto del suo periodo elastico naturale del telaio e della resistenza, della rigidezza e dell'energia dissipata dai tamponamenti;
- una struttura a telaio a 4 piani con varie configurazioni di tamponamenti per studiare l'effetto dell'intensità del movimento e della resistenza, rigidezza e regolarità in elevazione dei tamponamenti;
- diverse strutture a telaio in cemento armato per studiare l'effetto dei dettagli costruttivi della struttura per la resistenza sismica, includendo e escludendo la presenza di tamponamenti.

Nei telai tamponati in muratura spesso i tamponamenti stessi controllano la risposta globale e spesso determinano la resistenza e il collasso del telaio. I terremoti passati hanno dimostrato che tamponamenti resistenti, sebbene di carattere non strutturale, spesso forniscono la maggior parte della resistenza al terremoto e prevengono il collasso di strutture relativamente deformabili e fragili come i telai in c.a.. Tuttavia, poiché la rottura dei tamponamenti è fragile e può provocare la formazione di piani soffici, molte normative penalizzano l'uso di telai tamponati rispetto a quello di telai puri.

L'alta resistenza e rigidezza nel piano dei tamponamenti influenza il comportamento 3D del telaio principalmente nella direzione orizzontale parallela ai pannelli nel loro piano e per questo motivo il lavoro degli autori si concentra sugli effetti primari dei tamponamenti nella direzione corrispondente al loro piano. Il modello di pannello impiegato per le analisi è un macromodello non lineare del tipo a puntone diagonale equivalente governato da una relazione taglio-spostamento interpiano del tipo riportato in Figura 2.53a.

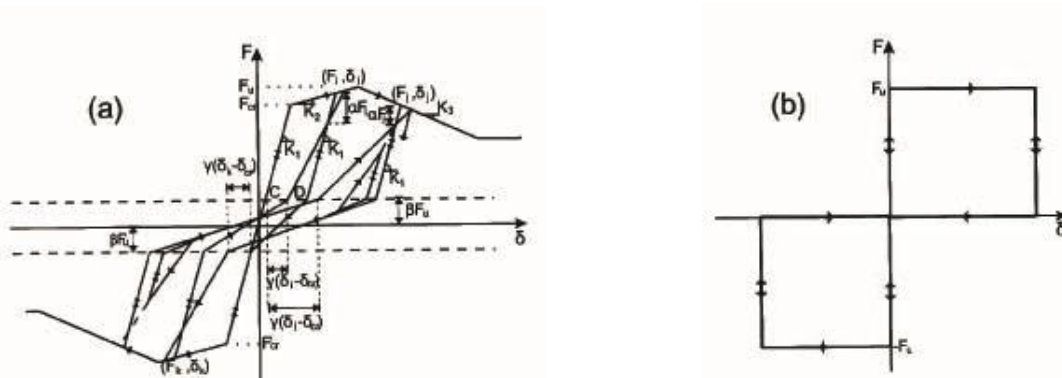


Figura 2.53: Modelli taglio-spostamento interpiano per tamponamenti: (a) realistico e (b) semplificato. [Panagiotakos & Fardis 1996]

Il modello è composto da una curva multilineare in carico monotono, con una rigidezza iniziale  $K_1$  uguale a  $GLt/H$  fino al carico di fessurazione pari a  $\tau_{cr}Lt$  ( $L, H, t$  sono la lunghezza, altezza e spessore del tamponamento e  $G$  e  $\tau_{cr}$  sono il modulo a taglio e la tensione a fessurazione, come ricavati da prove di compressione diagonale su muratura), un tratto post-fessurazione di incrudimento con pendenza  $K_2 = pK_1$  sino ad un carico massimo  $F_u = 1.3\tau_{cr}Lt$  e un tratto dopo la rottura con pendenza  $-K_3 = -pK_1$  che conduce ad una fase finale di resistenza residua orizzontale. Il modello isteretico utilizzato è un'estensione del modello proposto da Tassios (1984): lo scarico è caratterizzato da una pendenza  $K_1$  sino ad un livello di forza pari a  $\beta F_u$ , mentre la forma e l'ampiezza dei cicli di carico e scarico sono controllate dai parametri  $\gamma$  e  $\alpha$  (Figura 2.43).

Lo studio condotto su strutture semplici ha evidenziato che la riduzione del periodo effettivo del sistema dovuto all'effetto irrigidente della presenza di tamponamenti non aumenta la forza di picco e la

domanda di deformazione del telaio. La forza di picco del sistema tamponamento-telaio è superiore rispetto a quella del sistema telaio puro, ma la forza di taglio assorbita dal tamponamento compensa questo aumento. L'unica eccezione si è notata nel caso di telai relativamente rigidi con tamponamenti leggeri e molto fragili, ad esempio con  $p_1 = K_3/K_1 = 0.10$  e  $f = 0.50$  o  $1.00$ . La rigidità elastica del tamponamento non rappresenta un parametro così significativo, mentre la caratteristica più importante dei pannelli sembra essere il loro alto assorbimento di energia nella fase post-fessurazione.

L'effetto della resistenza/rigidità e della regolarità in elevazione dei tamponamenti in edifici multipiano è stata studiata su una struttura a telaio a quattro piani con due campate per ogni direzione testata in laboratorio in modo pseudo-dinamico. Le prove sono state inizialmente condotte sul telaio puro e poi con diverse configurazioni di tamponamenti.

Per lo svolgimento delle analisi dinamiche non lineari i tamponamenti sono stati modellati come puntoni bidiagonali equivalenti con ciclo isteretico come illustrato in Figura 2.43a. Per colonne e travi è stato invece utilizzato un modello con cerniera puntuale. Nella fase post-snervamento, la relazione momento-rotazione si basa: a) sull'assunzione di un momento asimmetrico sull'elemento; b) su una curva bilineare, i cui parametri sono determinati dal momento e dalle rotazioni corrispondenti alla luce di taglio a snervamento e a carico ultimo come dai descritti dai modelli di Park & Ang (1985) e di Park *et al.* (1987) e c) sul modello modificato di Takeda con nove leggi di isteresi secondo Litton (1975). Il danno degli elementi in c.a. è descritto in termini di energia come proposto da Fardis (1994). Tale tipologia di modellazione ha permesso che i risultati delle analisi dinamiche non lineari fossero molto simili a quelli sperimentali.

Buonopane & White (1999) valutano il comportamento sismico di un telaio in cemento armato tamponato, sottoposto a quattro prove pseudodinamiche. Il campione, in scala 1:2, è a due piani e a due campate; il primo piano è completamente tamponato mentre il secondo piano presenta due aperture.

Al termine delle prove la struttura presenta schiacciamento della muratura in prossimità degli angoli, rottura a taglio in alcuni pilastri, fessure diagonali al piano superiore che partono dagli spigoli delle aperture e al piano inferiore piani di scorrimento orizzontali lungo i giunti di malta (Figura 2.54).

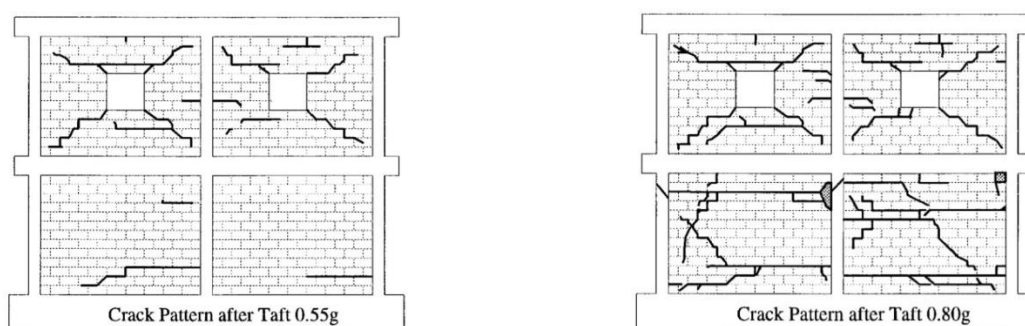


Figura 2.54: Quadri fessurativi finali [Buonopane & White 1999]

I momenti e gli sforzi assiali nelle colonne del telaio sono stati ottenuti a partire dalle tensioni registrate da coppie di strain-gauges disposte sulla superficie delle barre di armatura. Al secondo piano, la colonna posta sul lato caricato ha mostrato momenti elevati e un'inversione di segno in mezzeria. L'accentuata pendenza del diagramma di momento registrata all'estremità superiore della colonna indica una considerevole forza di taglio agente sulla colonna stessa dovuta all'interazione telaio-tamponamento.

L'azione di taglio è originata dalla formazione di un puntone diagonale in prossimità dell'angolo caricato del pannello e sufficientemente inclinato da passare sotto l'apertura della finestra e si può ipotizzare che il meccanismo sia quello illustrato in Figura 2.55.

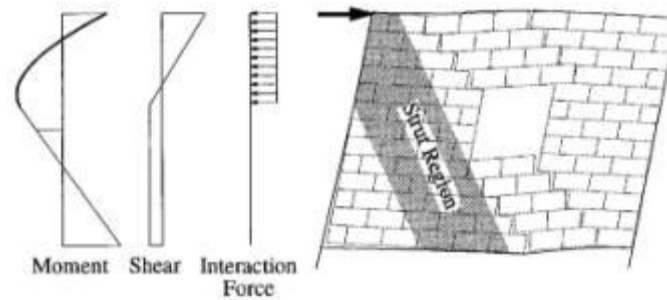


Figura 2.55: Possibile meccanismo di puntone al secondo piano [Buonopane & White 1999]

Gli strain-gauges posizionati in mezzeria di ciascun tamponamento hanno rivelato la presenza di elevate tensioni principali di compressione, con tensioni di trazione di intensità decisamente inferiore, a sostegno della schematizzazione del pannello come un puntone diagonale. In particolare, per le murature non armate, tale modello permette di valutare la rigidità iniziale ed il comportamento del pannello prima della rottura per scorrimento dei giunti. Infatti, adottando diversi modelli di puntone equivalente [Hendry 1990, Paulay & Priestley 1992] le rigidità iniziali sono risultate coincidenti con i valori misurati sperimentalmente per entrambi i pannelli al primo e al secondo piano prima di raggiungere un danno significativo.

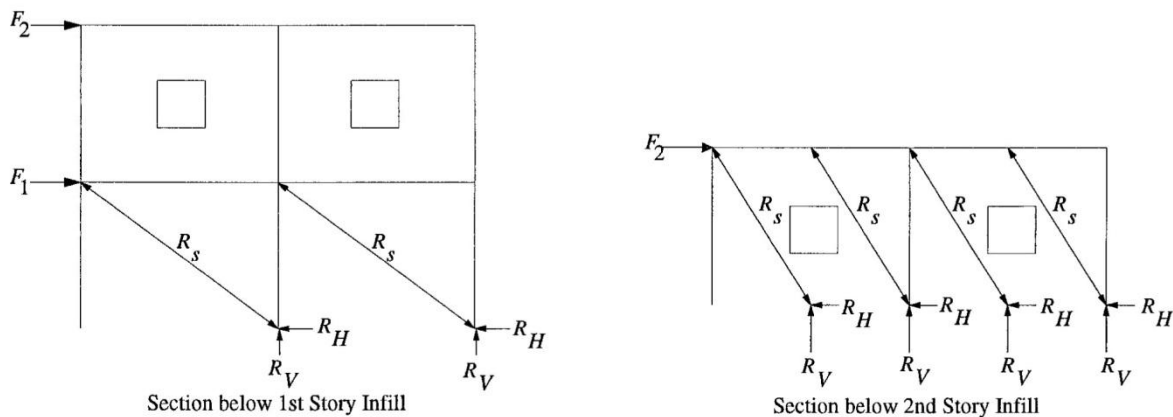


Figura 2.56: Configurazione geometrica dei puntoni e forze agenti sul telaio [Buonopane & White 1999]

A elevati livelli di carico laterale, nel caso di muratura non armata, la creazione di piani di scorrimento dovuti alle azioni di taglio può alterare in modo significativo la natura dell'interazione telaio/tamponamento, riducendo l'efficacia del modello a puntone equivalente e producendo elevate forze locali sugli elementi del telaio. In generale, le stime analitiche basate sul modello ad attrito per valutare la resistenza a taglio dei tamponamenti sottostima la resistenza misurata sperimentalmente e risente molto del valore del coefficiente di attrito assunto.

Al-Chaar (2002) fornisce delle linee guida per la valutazione della resistenza e della rigidità di pannelli di tamponatura non armati soggetti a carichi laterali. Il trasferimento delle forze laterali lungo la

struttura provoca una distribuzione non uniforme di tensioni tra gli elementi del telaio ed il pannello. Al crescere delle forze le tensioni variano fino alla rottura del pannello, che avviene per il raggiungimento della resistenza a taglio o a compressione. Il metodo proposto per studiare il comportamento del sistema telaio-tamponatura consiste nel proporre una procedura di calcolo per ricavare le principali informazioni necessarie per l'esecuzione di un'analisi push-over di un telaio contenente dei puntoni equivalenti eccentrici che rappresentano la muratura.

Il pannello di tamponatura viene rappresentato da un puntone diagonale equivalente resistente a compressione, di larghezza  $a$ , lunghezza  $D$  e spessore  $t$  pari allo spessore netto della muratura (Figura 2.57).

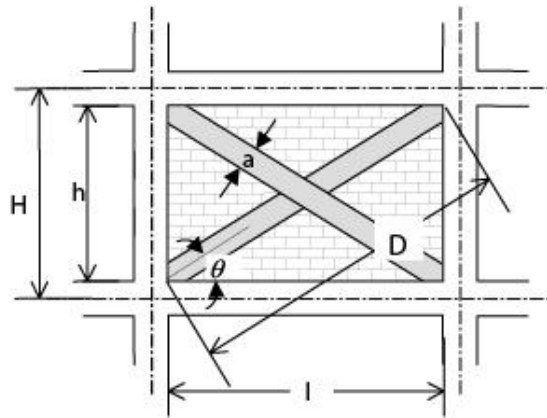


Figura 2.57: Geometria del puntone diagonale equivalente [Al-Chaar 2002]

La valutazione della larghezza equivalente  $a$  è stata oggetto di numerose ricerche. L'espressione usata da Al-Chaar nel suo report è quella adottata da Mainstone (1971) e da Stafford-Smith e Carter (1969) e che dipende dalla rigidezza relativa a flessione del tamponamento rispetto a quella delle colonne del telaio confinato. Il rapporto tra la rigidezza relativa del pannello di muratura rispetto alla rigidezza del telaio può essere valutato con l'equazione (2.30) (Stafford-Smith e Carter 1969):

$$\lambda_I H = H \frac{\sqrt[4]{E_m t \sin 2\theta}}{4E_c I_{col} h} \quad (2.30)$$

dove:  $E_m$  e  $E_c$  sono rispettivamente i moduli elastici della muratura e del calcestruzzo

$I_c$  è il momento di inerzia della sezione del pilastro

A partire dalla (2.30), Mainstone ha considerato la flessibilità del tamponamento rispetto al telaio nella valutazione della larghezza del puntone equivalente come in (2.31).

$$a = 0.175D(H\lambda_I)^{-0.4} \quad (2.31)$$

Se nel pannello sono presenti delle aperture e/o dei danneggiamenti, la larghezza  $a$  viene ridotta utilizzando la seguente relazione:

$$a_{red} = a(R_1)_i(R_2)_i \quad (2.32)$$

dove:

$(R_1)_i$  è il fattore di riduzione che tiene conto della presenza di aperture, valutabile secondo la (2.33); tuttavia, se l'area delle aperture è superiore al 60% dell'area del tamponamento, l'effetto del pannello viene trascurato;

$(R_2)_i$  è il fattore di riduzione che tiene conto del danneggiamento del pannello in funzione del rapporto di snellezza ( $h/t$ ) secondo la Tabella 2.36 e la Figura 2.58.

$$(R_1)_i = 0.6 \left( \frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \left( \frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (2.33)$$

in cui:

$A_{open}$  è l'area delle aperture;

$A_{panel} = l \cdot h$  è l'area del tamponamento.

Tabella 2.36: Fattore di riduzione dovuto al danneggiamento

h/t	$(R_2)_i$ per tipologia di danno	
	moderato	severo
$\leq 21$	0.7	0.4
$> 21$	necessario ripristino	

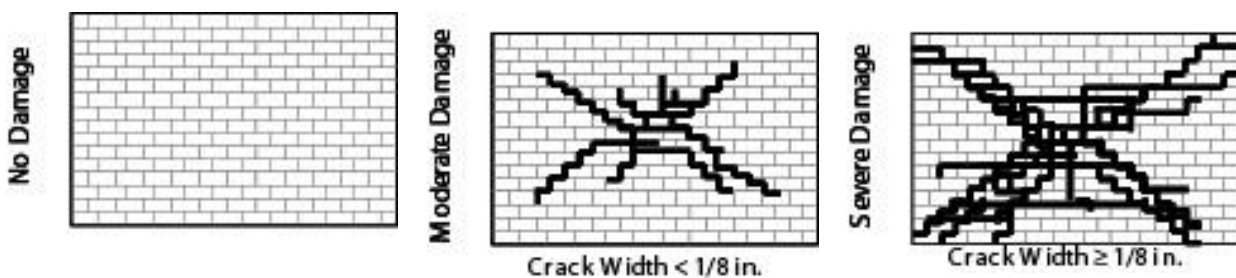


Figura 2.58: Classificazione visiva del danno [Al-Chaar 2002]

Nella modellazione dell'interazione telaio-pannello si assume che le forze assorbite dal tamponamento vengano scaricate principalmente sulle colonne e, pertanto, i puntoni possono essere modellati come elementi connessi puntualmente direttamente sulle colonne ad una distanza  $l_{column}$  dalla faccia della trave, per tener conto del tratto lungo il quale si mantiene l'aderenza pannello-colonna. Tale distanza viene calcolata secondo la (2.34) sulla base della larghezza  $a$  come illustrato in Figura 2.59.

$$l_{column} = \frac{a}{\cos \theta_{column}} \quad (2.34)$$

Nel caso di telaio parzialmente tamponato, la riduzione di lunghezza della colonna  $l_{column}$ , a monte del puntone, può essere assunta pari alla lunghezza della parte non tamponata, mentre  $l_{column}$  per il pilastro di valle viene valutata come in Figura 2.35 considerando l'effettiva altezza della tamponatura,  $h$  (Figura 2.60). In questo caso l'unico fattore di riduzione da prendere eventualmente in considerazione è  $(R_2)_i$ .

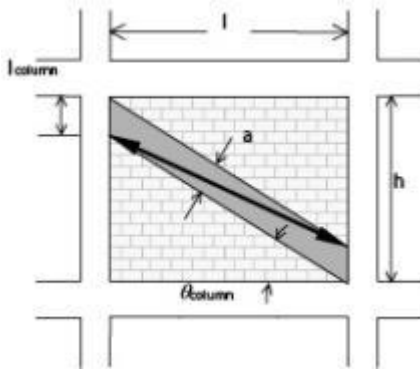


Figura 2.59: Posizionamento del puntone[Al-Chaar 2002]

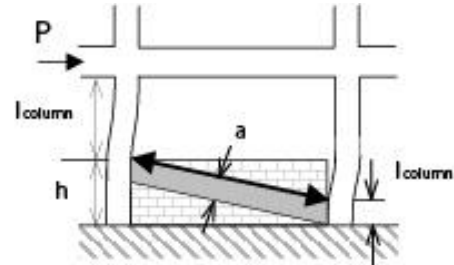


Figura 2.60: Telaio parzialmente tamponato[Al-Chaar 2002]

La resistenza del puntone è determinata calcolando il carico richiesto per raggiungere la resistenza a schiacciamento,  $R_{cr}$  (2.35), e quello richiesto per raggiungere la resistenza a taglio,  $R_{shear}$  (2.36) della muratura. La componente di queste forze nella direzione della diagonale equivalente è usata per assegnare al puntone una resistenza a compressione  $R_{strut}$  (2.37) che governa la resistenza della cerniera plastica nel puntone.

$$R_{cr} = a_{red} t_{eff} f'_m \quad (2.35)$$

$$R_{shear} = A_n f'_v (R_1)_i (R_2)_i \quad (2.36)$$

$$R_{strut} = \min\{R_{cr}, R_{shear} / \cos\theta_{strut}\} \quad (2.37)$$

$$\tan\theta_{strut} = \frac{h - 2l_{column}}{l} \quad (2.38)$$

dove:  $f'_m$  e  $f'_v$  sono, rispettivamente, la resistenza a compressione e a taglio della muratura;

$A_n$  è l'area netta della sezione trasversale del pannello.

Per quanto riguarda il posizionamento delle cerniere plastiche, quelle nei pilastri vengono localizzate alla minima distanza  $l_{column}$  dalla faccia della trave. Le cerniere nelle travi vengono poste alla minima distanza  $l_{beam}$  dalla faccia del pilastro:

$$l_{beam} = \frac{a}{\sin\theta_{beam}} \quad (2.39)$$

dove:  $\theta_{beam}$  è l'angolo con il quale le forze del tamponamento agirebbero se l'eccentricità del puntone equivalente fosse applicata sulla trave.

Le cerniere plastiche nei pilastri devono definire l'interazione tra carico assiale e momento, mentre quelle nelle travi devono caratterizzare solo il comportamento flessionale degli elementi. Le cerniere a taglio devono essere posizionate sia nelle travi che nei pilastri. Il puntone equivalente, invece, presenta solo una cerniera assiale, posta nella mezzieria della diagonale (Figura 2.61).

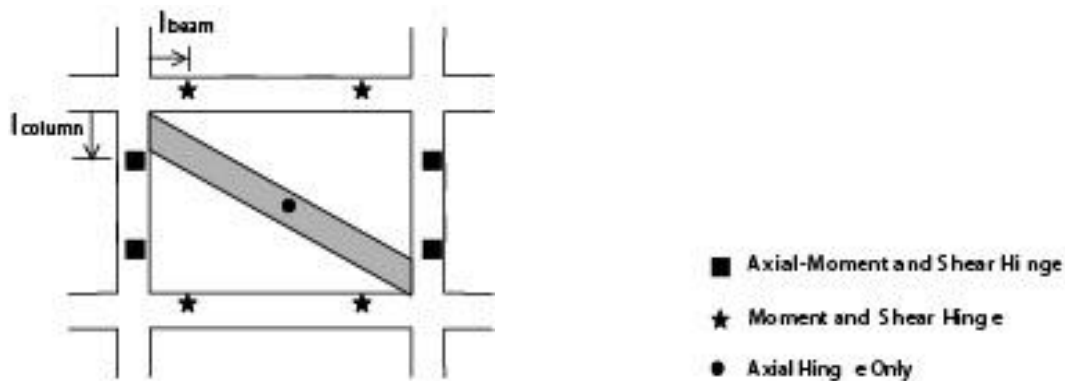


Figura 2.61: Posizionamento delle cerniere plastiche [Al-Chaar 2002]

Tuttavia, per evitare che gli elementi di un telaio confinati da un puntone equivalente risultino troppo flessibili, l'autore raccomanda l'uso di rigid end offsets alle estremità di tutti gli elementi confinati dal pannello. La lunghezza dei tratti rigidi può essere assunta pari a  $l_{column}$  nei pilastri e pari a  $l_{beam}$  nelle travi.

Per la valutazione della rigidità nel piano della struttura tamponata, si provvede ad una modifica della curva push-over generata dal programma di analisi strutturale. Tali modifiche riguardano l'incremento della rigidità iniziale e la riduzione dello spostamento al carico ultimo, in quanto l'uso della diagonale equivalente nelle analisi porta a modelli matematici con caratteristiche di flessibilità più elevate rispetto ai modelli sperimentali. La procedura per correggere la curva push-over consiste nell'approssimare la curva con una relazione bilineare carico-spostamento e successivamente aumentare le pendenze di entrambi i tratti della curva, mantenendo però costanti i valori del carico allo snervamento e di quello ultimo (Figura 2.62). Le rigidità dei due tratti iniziale e finale della curva modificata,  $K_i$  e  $K_f$ , vengono calcolate in base alle corrispondenti rigidità dei due tratti della relazione bilineare ricavata dalla curva push-over:

$$K_i = 3K_y \quad (2.40)$$

$$K_f = 2K_u \quad (2.41)$$



Utilizzando tale procedimento è possibile valutare la rigidità iniziale,  $K_i$ , il carico ultimo,  $V_u$ , e lo spostamento al carico ultimo,  $\Delta'_u$ , della struttura con tamponature.

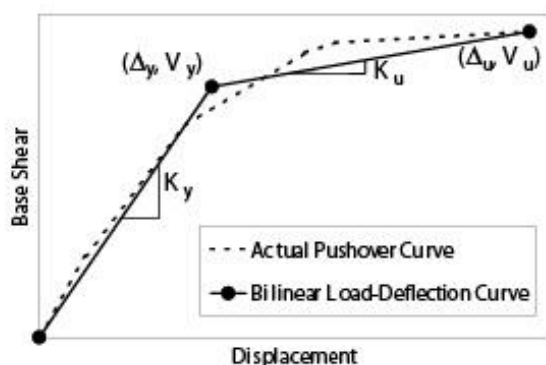


Figura 2.62: Curva bilineare carico-spostamento [Al-Chaar 2002]

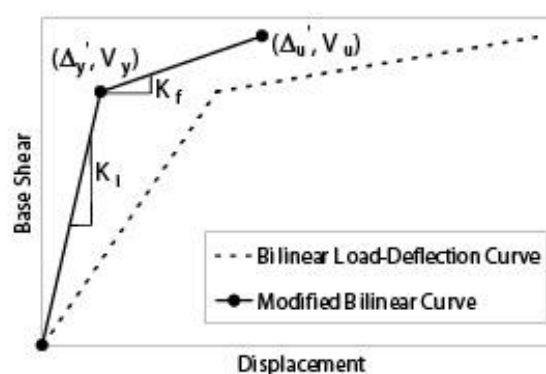


Figura 2.63: Curva carico spostamento modificata [Al-Chaar 2002]

Decanini *et al.* (2004) hanno studiato il comportamento di dieci telai in c.a. a due campate, con altezza interpiano e luce delle travi costanti, nelle due configurazioni di telaio nudo e di telaio completamente tamponato. I dieci modelli sono stati identificati con la seguente dicitura: 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 24 (Figura 2.64).

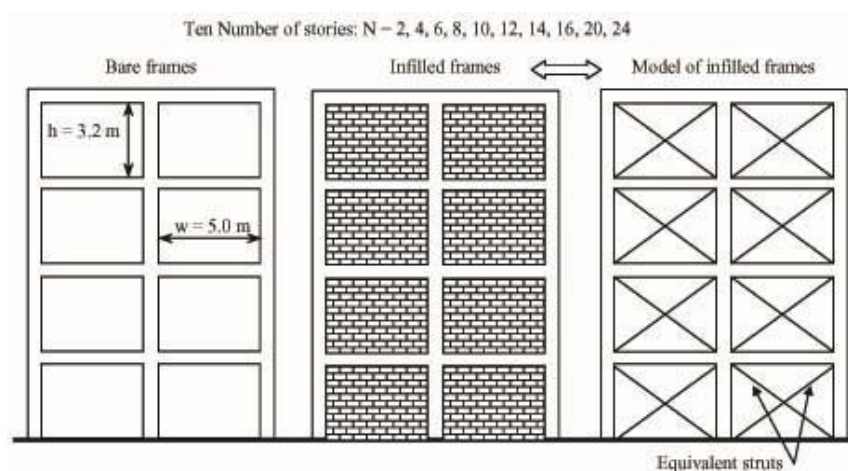


Figura 2.64: Curva bilineare carico-spostamento [Decanini *et al.* 2004]

Il modello adottato prevede di considerare il contributo dei tamponamenti in muratura nella risposta globale del telaio attraverso l'inserimento di un sistema di due puntoni diagonali equivalenti, reagenti solo in compressione. La combinazione di entrambi i puntoni diagonali garantisce una resistenza ai carichi laterali per ambedue le direzioni positive e negative. Il modello isteretico adottato è quello illustrato in Figura 2.65.

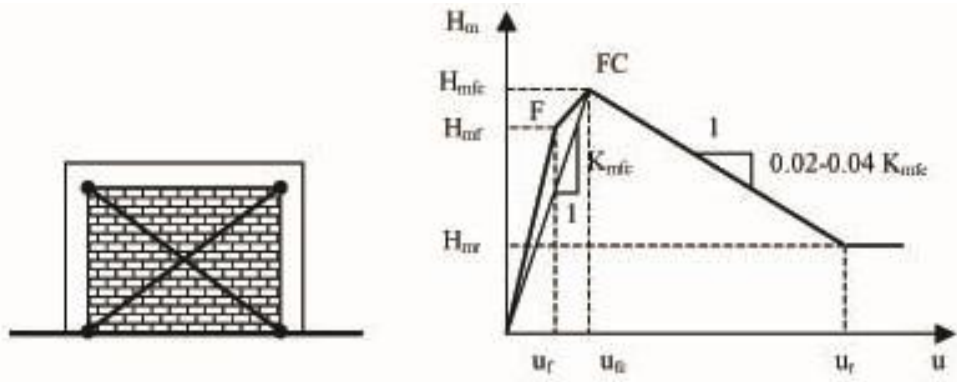


Figura 2.65: Curva carico-spostamento del puntone diagonale [Decanini et al. 2004]

La curva forza-spostamento laterale ( $H_m - u$ ) è composta da 4 tratti. Il primo tratto elastico-lineare ascendente corrisponde alla fase non fessurata, il secondo tratto rappresenta la fase post-fessurazione sino al raggiungimento della massima resistenza ( $H_{mfc}$ ). Il punto FC coincide con la completa fessurazione del tamponamento. Il terzo tratto della curva è discendente e descrive il deterioramento della resistenza post-picco fino alla resistenza residua  $H_{mr}$  e allo spostamento  $u_r$ ; dopo tale punto la curva prosegue orizzontalmente. Dopo aver definito la curva, il modello necessita della definizione della larghezza del puntone equivalente  $\omega$ , della rigidezza a fessurazione completa  $K_{mfc}$  e della resistenza  $H_{mfc}$ , in funzione della geometria e delle caratteristiche meccaniche del telaio.

La larghezza del puntone  $\omega$  è introdotta per mezzo del parametro  $\lambda h$  proposto da Stafford-Smith e di due costanti  $K_1$  e  $K_2$  calibrate sulla base dei risultati sperimentali:

$$\omega = \left( \frac{K_1}{\lambda h} + K_2 \right) d \quad (2.42)$$

dove:  $\lambda h$  è un parametro adimensionale dipendente dalla geometria e dalle caratteristiche meccaniche del sistema telaio-tamponamento;

$K_1$  e  $K_2$  sono dei coefficienti che cambiano secondo il valore di  $\lambda h$ ;

$d$  è la lunghezza del puntone equivalente.

La rigidezza del puntone equivalente  $K_{mfc}$  a completa fessurazione è data dalla seguente espressione:

$$K_{mfc} = \frac{E_m e \omega}{d} \cos^2 \vartheta \quad (2.43)$$

dove:  $E_m$  è il modulo elastico equivalente alla rottura del pannello;

$e$  è lo spessore del tamponamento;

$\vartheta$  è l'inclinazione del puntone sull'orizzontale.

Sono stati considerati quattro modi principali di rottura della tamponatura:

- trazione diagonale  $\sigma_{br(1)}$ ;
- scorrimento a taglio lungo i giunti orizzontali  $\sigma_{br(2)}$ ;
- schiacciamento degli angoli a contatto con il telaio  $\sigma_{br(3)}$ ;
- compressione diagonale  $\sigma_{br(4)}$ .

$$\sigma_{br(1)} = \frac{0.6\tau_{m0} + 0.3\sigma_0}{\omega/d} \quad (2.44)$$

$$\sigma_{br(2)} = \frac{(1.2\text{sen}\theta + 0.45\text{cos}\theta)f_{sr} + 0.3\sigma_0}{\omega/d} \quad (2.45)$$

$$\sigma_{br(3)} = \frac{(1.12\text{sen}\theta\text{cos}\theta)}{K_1(\lambda h)^{-0.12} + K_2(\lambda h)^{0.88}} \sigma_{m0} \quad (2.46)$$

$$\sigma_{br(4)} = \frac{1.16\sigma_{m0}\text{tan}\theta}{K_1 + K_2\lambda h} \quad (2.47)$$

dove:  $\sigma_{m0}$  e  $\tau_{m0}$  sono rispettivamente la resistenza a compressione verticale e la resistenza a taglio della muratura;

$f_{sr}$  è la resistenza a scorrimento dei giunti;

$\sigma_0$  è la tensione verticale dovuta ai carichi esterni.

La resistenza laterale del puntone equivalente è data da:

$$H_{mfc} = \sigma_{br(min)} e \omega \text{cos}\theta \quad (2.48)$$

dove:  $\sigma_{br(min)}$  è il minimo delle tensioni di rottura fornite in precedenza.

Il modello originale, basato sull'approccio di diagonale equivalente, utilizzato in analisi non lineari di edifici è stato aggiornato per includere gli effetti isteretici delle murature soggette a carichi ripetuti, come riduzione della resistenza e della rigidezza. Nella presente ricerca, sono stati utilizzati tre tipi differenti di tamponature, classificate come leggera ( $t_1$ ), intermedia ( $t_2$ ) e resistente ( $t_3$ ), in base alle loro caratteristiche meccaniche e geometriche.

I modelli sono stati sottoposti ad analisi dinamiche, in cui si sono considerati valori differenti del coefficiente sismico di taglio alla base dei telai nudi,  $C_y$ , e un numero di piani N variabile. I risultati delle analisi sottolineano che l'inserimento delle tamponature nei telai in calcestruzzo armato porta ad una riduzione del periodo proprio della struttura. Mentre l'influenza del coefficiente  $C_y$  è trascurabile, si ha una significativa diminuzione degli spostamenti (Figura 2.66) dovuta all'irrigidimento della struttura.

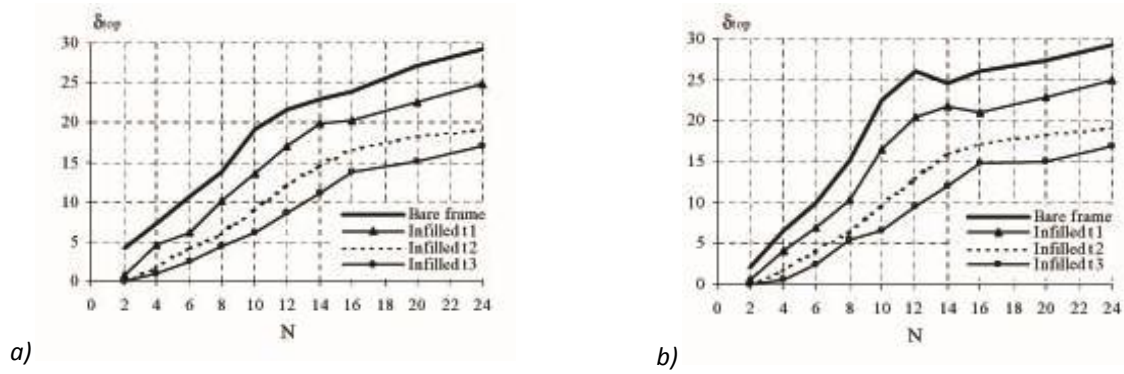


Figura 2.66: Spostamento in sommità  $\delta_{top}$  vs numero di piani  $N$ . Valori medi. a)  $C_y=0.15$  e b)  $C_y=0.40$  [Decanini et al. 2004]

L'influenza del coefficiente sismico  $C_y$  è significativa per i telai più bassi, da 2 a 8 piani per i telai nudi e da 2 a 12 piani per i telai tamponati tipo  $t_1$ ,  $t_2$  e  $t_3$ . Questo comportamento può essere compreso meglio comparando la risposta dei telai in termini di massima domanda di duttilità in altezza espressa dal parametro  $\mu_{max}$ . La domanda di duttilità di piano lungo l'altezza costituisce una misura del grado di comportamento inelastico della struttura: tende a diminuire significativamente in funzione delle caratteristiche meccaniche dei tamponamenti, da  $t_1$  a  $t_3$ , e a parità di numero di piani  $N$  la massima domanda di duttilità si concentra nei piani più bassi dei telai tamponati (Figura 2.67).

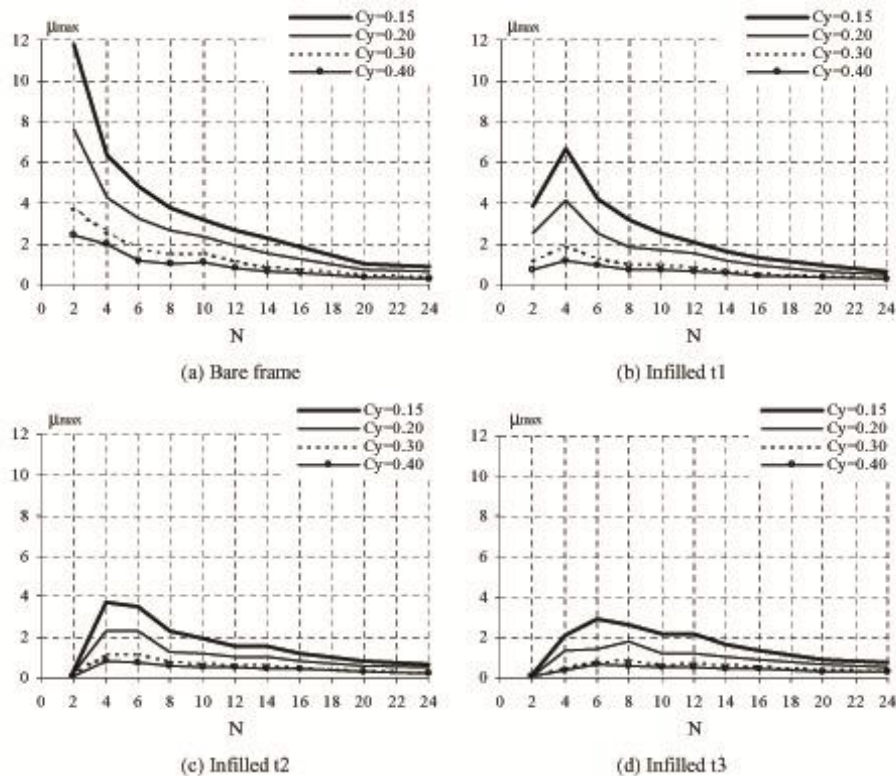


Figura 2.67: Spostamento in sommità  $\delta_{top}$  vs numero di piani  $N$ . Valori medi. a)  $C_y=0.15$  e b)  $C_y=0.40$  [Decanini et al. 2004]

Tuttavia, si è notato che, anche per valori bassi di  $\mu_{max}$ , i telai con tamponature possono presentare un marcato comportamento inelastico con una distribuzione non uniforme della richiesta di duttilità, che si

concentra in pochi piani. Tale fenomeno causa anche un cambiamento degli spostamenti massimi ai piani più bassi, con possibile sviluppo di meccanismi di piano soffice.

## 2.9 – Osservazioni conclusive

L'analisi bibliografica, presentata in questo capitolo, coinvolge numerosi aspetti di base per il successivo sviluppo del programma di ricerca.

Una panoramica iniziale sulla storia della tecnica costruttiva del cemento armato e della sua evoluzione normativa identifica nei primi decenni del Novecento l'introduzione in Italia di tale metodo costruttivo.

Il degrado e le diverse problematiche che affliggono gli edifici storici in cemento armato a quasi un secolo dalla loro realizzazione hanno condotto allo sviluppo di normative sia a livello nazionale che a livello internazionale per disciplinare gli interventi su tali strutture. Le prescrizioni normative affrontano in modo dettagliato i metodi di calcolo e di applicazione di rinforzi con materiali compositi FRP (Fiber Reinforced Polymer) con matrice di incollaggio organica (resina epossidica), ma tralasciano i casi di applicazione di fibre con matrice inorganica (malta cementizia) e, nel caso di interventi di ripristino, prescrivono soltanto le modalità di corretta esecuzione.

Appare evidente la necessità di condurre prove sperimentali sistematiche per creare le premesse per l'elaborazione di future normative a più ampio raggio d'azione, sia nel campo dei ripristini che nel campo dei materiali compositi con matrice inorganica di incollaggio.

In letteratura sono stati individuati studi per valutare l'efficacia di interventi di ripristino sulla base del materiale impiegato per la creazione del nuovo strato (calcestruzzo semplice, calcestruzzo con aggiunta di fibre, resine epossidiche e malte cementizie polimero-modificate) attraverso la conduzione di prove locali di interfaccia o prove globali a flessione o compressione, rispettivamente, su travi o colonne. Scarsa attenzione risulta, tuttavia, prestata alla variazione dei parametri meccanici del prodotto di ripristino in relazione alle proprietà del substrato cementizio.

Le ricerche su tecniche di rinforzo con materiali compositi innovativi che abbinano l'impiego di matrice inorganica di incollaggio e fibre di acciaio sono ancora piuttosto limitate. Mancano studi sistematici per valutare sia l'aderenza all'interfaccia substrato-rinforzo, sia l'effettivo incremento di carico apportato dall'impiego di questa tecnica. Un'ulteriore lacuna presente in letteratura è rappresentata da prove su elementi strutturali ripristinati e poi rinforzati, per lo studio del comportamento della presenza della doppia interfaccia calcestruzzo-ripristino e ripristino-rinforzo. Le operazioni di rinforzo strutturale devono essere eseguite previa rimozione dello strato di calcestruzzo degradato e successivo ripristino della sezione originaria.

Si è menzionato, infine, il comportamento sismico di strutture a telaio in cemento armato progettate per soli carichi gravitazionali. Sono state individuate le principali peculiarità costruttive alla base della vulnerabilità di tali strutture e il ruolo dei tamponamenti nella loro risposta sismica globale. In particolare, l'attenzione si è focalizzata sui modelli disponibili in letteratura che possono essere implementati nei codici di calcolo per tenere in conto della presenza dei pannelli murari.

I risultati e le osservazioni presenti in letteratura tecnica sono stati impiegati come base per l'elaborazione e la pianificazione delle prove sperimentali e degli studi analitici e numerici presentati nel seguito.

## Capitolo 3 – Programma Sperimentale

### 3.1 – Introduzione

La ricerca presentata in questa tesi focalizza l'attenzione su un'ampia fase sperimentale finalizzata ad indagare l'efficacia di sistemi di ripristino con malte cementizie polimero-modificate e di nuove tecniche di rinforzo SRG (Steel Reinforced Grout) per elementi strutturali in cemento armato. Una delle problematiche fondamentali degli interventi sull'esistente è la compatibilità con il substrato e lo studio delle proprietà d'interfaccia necessarie per l'esecuzione di un intervento duraturo ed efficace. Nel caso di interventi su strutture di rilevanza storico-architettonica, l'intervento deve, inoltre, possedere caratteristiche estetiche, volte a minimizzare la sua invasività, e proprietà di 'reversibilità'.

In questo contesto le malte a base cementizia da impiegare per ripristini e per l'incollaggio di rinforzi risultano essere un buon compromesso tra le esigenze sopra citate: permettono la traspirazione del substrato, evitando il ristagno di acqua e altri elementi lungo la superficie d'interfaccia, sono chimicamente compatibili con il substrato, sono economiche e facili da applicare. I prodotti presenti in commercio presentano un'ampia gamma di caratteristiche meccaniche che devono essere adeguatamente ponderate e selezionate in relazione alle caratteristiche del substrato sul quale dovranno essere applicate.

Il programma sperimentale è stato condotto in due fasi.

La prima parte ha riguardato prove a flessione e a compressione, in modalità statica, rispettivamente, su travi e colonne ripristinate con tre tipi di malte aventi differenti caratteristiche meccaniche. La realizzazione dei provini è avvenuta in contemporanea, pertanto il calcestruzzo e le malte impiegate per entrambe le sperimentazioni sono dotati delle medesime caratteristiche meccaniche, e la fase di caratterizzazione dei materiali è stata unitaria. Il principale punto di partenza di queste prove è stato il lavoro condotto da Pellegrino *et al.* (2009) di cui ne rappresenta la prosecuzione.

La seconda fase ha coinvolto prove a flessione, in modalità statica, su travi ripristinate con malte e rinforzate con SRG, precedute da una serie di prove locali di pull-off per la selezione dei materiali da impiegare come matrici.

Tutte le prove sono state condotte presso il laboratorio per i Materiali da Costruzione del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova.

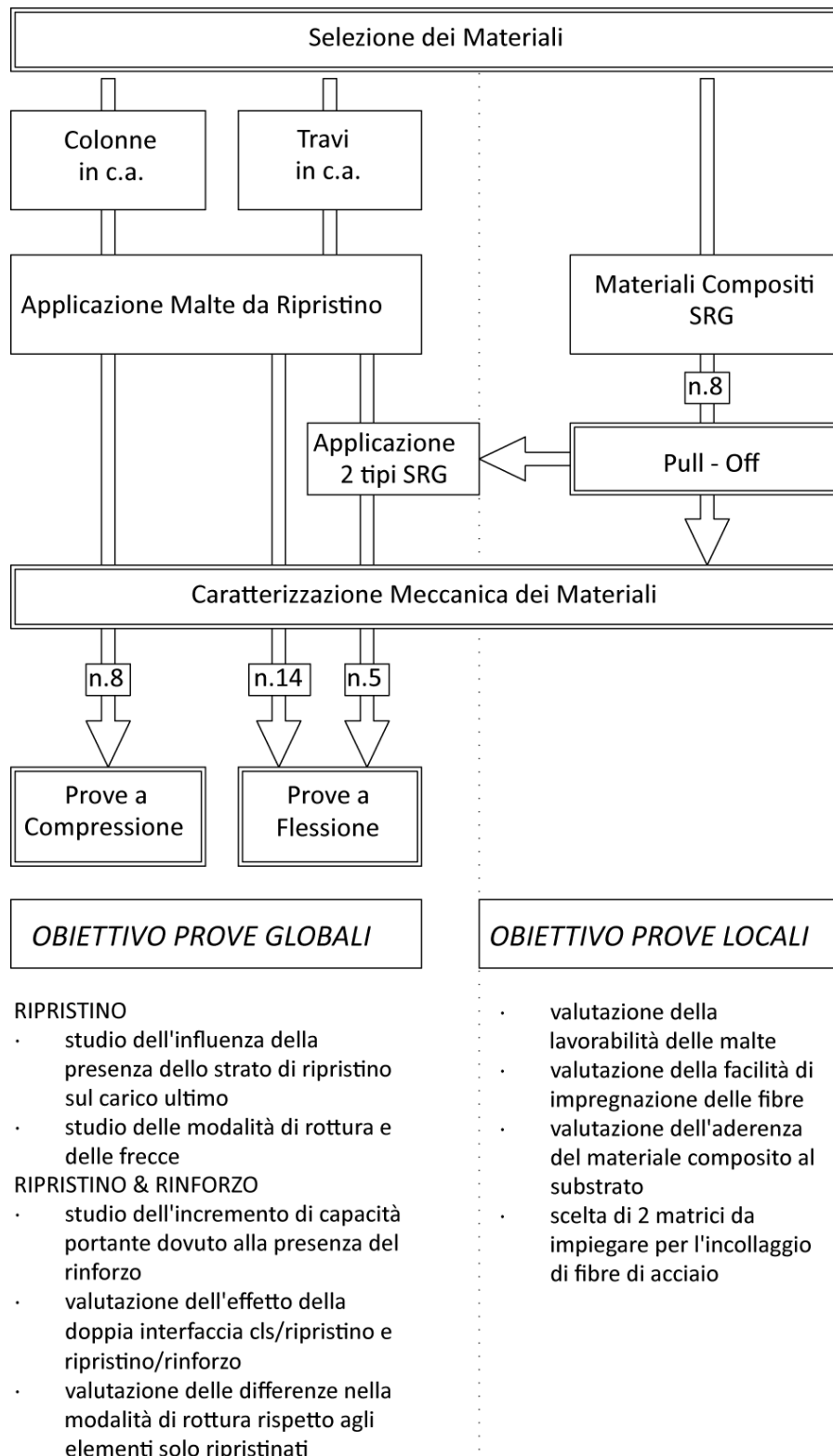


Figura 3.1: Layout del programma sperimentale



## 3.2 – Colonne in c.a. ripristinate con malte polimero-modificate

Le prove di compressione statica sono state eseguite su sei colonne in c.a. ripristinate con tre tipologie di malte tixotropiche polimero-modificate aventi diverse caratteristiche meccaniche (modulo elastico e resistenza a compressione) e su due colonne di controllo senza strato esterno di ripristino. Tutte le caratteristiche del set-up di prova sono state determinate sulla base della ricerca bibliografica precedentemente realizzata e descritta nel Capitolo 2, con particolare riferimento al lavoro di Pellegrino *et al.* (2009). Le prove eseguite hanno permesso di ricavare, per ogni elemento strutturale, i seguenti valori/parametri:

- carico di prima fessurazione, carico di snervamento e carico di rottura (ove possibile);
- distribuzione e geometria delle fessure;
- curve carico-spostamento;
- curve carico-deformazione;
- scorrimento relativo tra calcestruzzo e malta da ripristino.

Il paragrafo è diviso principalmente in tre parti.

Nella prima parte si presenta una breve descrizione della progettazione, della realizzazione dei provini, la fase di caratterizzazione dei materiali impiegati (unica per travi e colonne), in termini di composizione e di resistenza meccanica, e si descrive la procedura di prova; nella seconda parte si riportano i risultati ottenuti attraverso l'analisi delle modalità di rottura e delle tensioni-deformazioni raggiunte; infine, vengono discussi i risultati.

Le prove sono state svolte nei mesi di Marzo e Aprile 2009.

### 3.2.1 – Prove a compressione

#### 3.2.1.1 – Progetto e Realizzazione dei Provini

Le colonne sono state realizzate di dimensione analoga a quella dei provini impiegati nella sperimentazione di Pellegrino *et al.* (2009), con una sezione quadrata 300 mm x300 mm e un'altezza totale di 800 mm. La malta da ripristino è stata applicata per uno spessore di 50 mm su tutti e quattro i lati delle colonne. L'armatura longitudinale è composta da quattro barre di diametro 12 mm, mentre le staffe sono state realizzate utilizzando barre con diametro 8 mm e passo 140 mm. Il getto di calcestruzzo è stato eseguito lasciando le barre longitudinali scoperte per la successiva applicazione dello strato di ripristino. Dopo un periodo di maturazione di 28 giorni le facce laterali della colonna da ripristinare sono state irruvidite per migliorare l'adesione tra il calcestruzzo e la malta, in assenza di primer. La preparazione della superficie ha compreso una leggera bocciardatura, la rimozione della polvere e la bagnatura della faccia da ripristinare per evitare un eccessivo assorbimento dell'acqua di impasto delle malte da parte del calcestruzzo. Successivamente, sono state preparate le malte cementizie polimero-modificate, che sono poi state applicate per uno spessore di 50 mm in modo da inglobare al loro interno le barre di armatura longitudinali e le staffe. E' già stato dimostrato [Pellegrino *et al.* 2009] che i ripristini che includono le barre d'armatura sviluppano un miglior comportamento

rispetto ai ripristini che svolgono la sola funzione di copriferro. I dettagli e i dati delle colonne sottoposte a prove di compressione sono illustrati nella Tabella 3.1, mentre le dimensioni degli elementi sono presentate nella Figura 3.2.

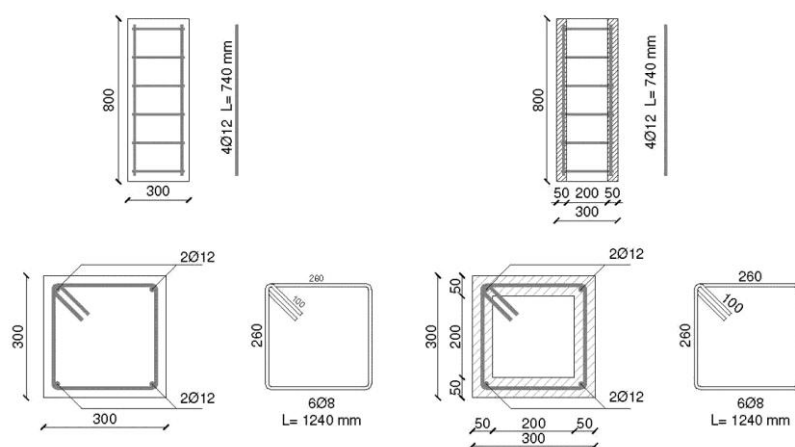


Figura 3.2: Caratteristiche geometriche delle colonne

Tabella 3.1: Dettagli dei provini

Tipo di elemento e n° provini	Condizione	Identificativo	Area sezione [mm <sup>2</sup> ]	Armatura longitudinale	$\rho_l$ [%]	Armatura trasversale	$\rho_w$ [%]
2 colonne	controllo	P0_1;P0_2	300x300	4Ø12	0.50	1Ø8/140 mm	0.24
2 colonne	ripristino a	P50_a1;P50_a2					
2 colonne	ripristino b	P50_b1;P50_b2					
2 colonne	ripristino ab	P50_ab1;P50_ab2					

### 3.2.1.2 – Materiali

I materiali impiegati per la realizzazione delle colonne sono gli stessi utilizzati per le travi. Le principali caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono state verificate sperimentalmente dopo 28 giorni di maturazione. Gli otto provini cubici 150x150x150 mm confezionati durante la realizzazione delle colonne e delle travi hanno mostrato una resistenza a compressione media di 50.83 N/mm<sup>2</sup>.

La resistenza a trazione media, misurata tramite prova brasiliana su sette campioni cilindrici di 155 mm di diametro e 300 mm di altezza, appositamente confezionati, è di 3.34 N/mm<sup>2</sup>. Il modulo elastico, determinato secondo la UNI 6556/1976, è stato misurato usando campioni cilindrici (altezza 300 mm, diametro 150 mm), ottenendo un valore medio di 31530 N/mm<sup>2</sup>.

Le barre usate per le armature longitudinali e per le staffe sono state entrambe testate a trazione secondo la norma UNI EN 10002-1: 2004. Il valore di snervamento delle barre d'acciaio è di circa 594 N/mm<sup>2</sup>, mentre il valore di rottura è di 660 N/mm<sup>2</sup> (Tabella 3.2).

I prodotti da ripristino impiegati per la sperimentazione sono di tre tipi. Tutte le malte scelte sono malte tixotropiche, polimero-modificate con leganti idraulici ad alta resistenza e contenenti un aggregato avente un diametro massimo di 4 mm. Questi prodotti hanno alte proprietà di adesione, basso

contenuto di anidride carbonica, bassa permeabilità al vapore e ritiro limitato. I due parametri scelti per distinguere i tre tipi di malte (*a*, *b*, *ab*) e i corrispondenti tre tipi di colonne ripristinate (P50\_a, P50\_b, P50\_ab) sono il modulo elastico e la resistenza a compressione.

Le proprietà meccaniche delle malte da ripristino sono state ricavate da campioni aventi dimensioni di 40x40x160 mm, confezionati durante la stesura dello strato di ripristino su travi e colonne. La resistenza a trazione media, la resistenza media cubica a compressione e il valore medio del modulo elastico sono riportati nella Tabella 3.2. Inoltre, la Tabella 3.2 compara le caratteristiche meccaniche del substrato cementizio con quello dei prodotti da ripristino. Il programma sperimentale è stato pianificato per ottenere vari rapporti tra la resistenza a compressione e il modulo elastico del substrato in calcestruzzo e dei materiali di ripristino. La malta tipo *a* ha un modulo elastico leggermente inferiore a quello del calcestruzzo (-7%), mentre possiede una resistenza a compressione superiore (+20%); la malta tipo *b* ha entrambe le caratteristiche meccaniche inferiori rispetto a quelle del substrato (modulo elastico -12%, resistenza a compressione -19%); infine la malta *ab* ha un modulo elastico leggermente inferiore (-10%) e una resistenza a compressione poco superiore (+9%) a quella del substrato (Tabella 3.2).

Tabella 3.2: Proprietà meccaniche, chimiche e fisiche dei materiali

Proprietà	Cls	Malta <i>a</i>	Malta <i>b</i>	Malta <i>ab</i>	Acciaio
Resistenza media a trazione [N/mm <sup>2</sup> ] (EN 1992-1-1)	3.35	3.96	4.78	4.52	-
Resistenza media a flessione [N/mm <sup>2</sup> ] (EN 12190/EN 12390)	-	6.79	8.20	7.76	-
Resistenza media a compressione [N/mm <sup>2</sup> ] (EN 12190/EN 12390)	50.83	60.92(+20%)	44.40(-12%)	55.15(+9%)	-
Modulo elastico medio [N/mm <sup>2</sup> ](UNI 6556)	31530	29210(-7%)	25540(-19%)	28180(-10%)	-
Granulometria [mm] (EN 1015-1)	-	0.00÷4.00			-
Contenuto di acqua [l/kg]	-	0.17			-
Degradabilità ai solfati (ASTM C88)	-	assente			-
Densità [kN/m <sup>3</sup> ] (EN 1015-10)	-	20.00			-
Resistenza alla diffusione di CO <sub>2</sub> (EN 1062-6)	-	μ>190			-
Resistenza alla diffusione del vapore	-	μ>60			-
pH	-	>12			-
Resistenza media a snervamento [N/mm <sup>2</sup> ] (UNI EN 10002-1)	-	-			594
Resistenza media a rottura [N/mm <sup>2</sup> ] (UNI EN 10002-1)	-	-			660

### 3.2.1.3 – Procedura di Prova

Le colonne in c.a. sono state caricate per il test a compressione assiale impiegando una cella di carico di 10000 kN in controllo di spostamento e con velocità di 1/400 mm/s. Lo stesso tipo e lo stesso numero di strumenti di misura sono stati posizionati sia negli elementi di controllo sia nelle colonne ripristinate.

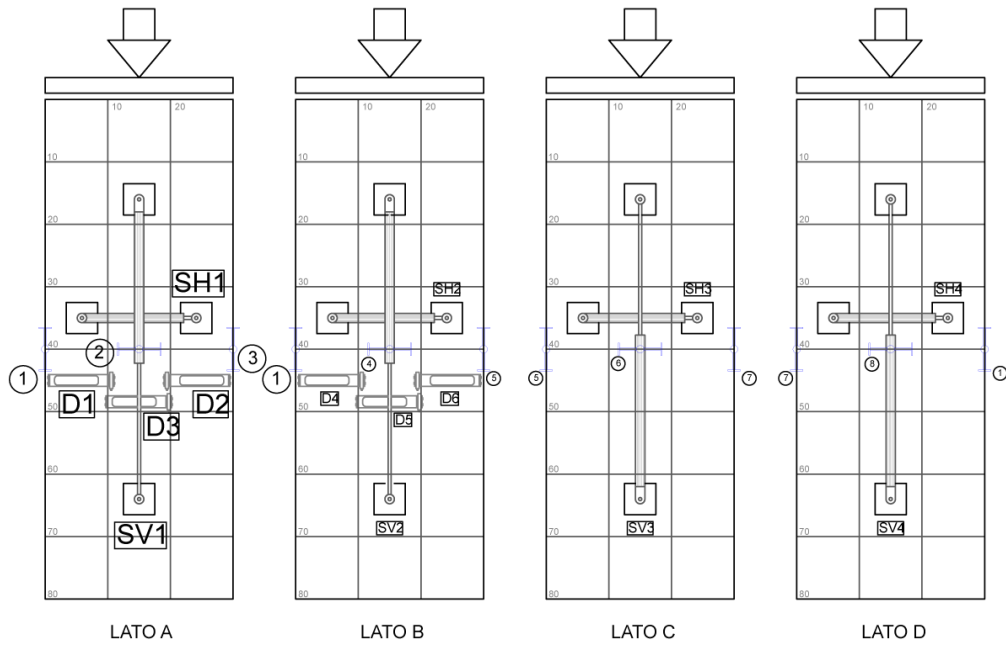
Otto trasduttori di spostamento (LVDT), con base di misura variabile, sono stati posizionati verticalmente e orizzontalmente su tutte le facce esterne delle colonne per la misurazione delle deformazioni assiali e trasversali. Sei trasduttori di deformazione (DD1; base di misura 100 mm) sono stati collocati su due facce adiacenti ortogonali (tre per ciascun lato) in direzione orizzontale per registrare la deformazione trasversale della superficie. Inoltre, prima del getto del calcestruzzo e dell'applicazione del ripristino, quattro strain-gauges sono stati incollati sulla superficie delle barre e

altri quattro sulla superficie delle staffe in mezzeria delle colonne (Figura 3.3), in modo da ottenere informazioni sulle deformazioni che interessano le barre di armatura.

La Figura 3.4 illustra il set-up di prova, la collocazione degli strumenti e i dettagli inerenti i LVDT e i DD1 posti sulla superficie dello strato di ripristino.



*Figura 3.3: Diverse fasi di realizzazione dei provini*







	<b>SV<sub>1</sub></b> verticale spostamento	SV	1 lato A 1 lato B 1 lato C 1 lato D	4 SH	22 strumenti
	<b>SH<sub>1</sub></b> orizzontale spostamento	SH	1 lato A 1 lato B 1 lato C 1 lato D	4 SH	
	<b>DD1</b>	DD1	3 lato A 3 lato B	6 DD1	
	<b>① S.G.</b>	STRAIN GAUGES su barre di armatura		8 S.G.	
			4 su barre longitudinali 4 su staffe		

Figura 3.4: Set-up di prova e posizione degli strumenti di misurazione di spostamenti e deformazioni

## 3.2.2 – Risultati

### 3.2.2.1 – Modalità di Rottura

Tutte le colonne manifestano una rottura tipica a compressione con schiacciamento del calcestruzzo e della malta. Le fessure verticali si sviluppano per lo più vicino alla base e alla sommità delle colonne, dove si concentra il danno. Le differenze nel quadro fessurativo sono determinate dalle tipologie di strato di ripristino dotato di valori diversi di resistenza a compressione e di rigidità. Dalla Figura 3.5 alla Figura 3.8 sono illustrati i quadri fessurativi delle colonne testate.

Per le colonne di controllo P0\_1 e P0\_2, la rottura si è verificata per schiacciamento del calcestruzzo soprattutto all'estremità superiore della colonna (Figura 3.5). Le fessure si presentano verticali e distribuite su tutti i quattro lati, prevalentemente vicino agli angoli.

Le colonne P50\_a1 e P50\_a2 sono state riparate su quattro facce con il ripristino tipo *a* per uno spessore di 50 mm. La rottura è avvenuta in modo abbastanza simile a quella delle colonne P0, con fessure distribuite uniformemente sui quattro lati e vicino agli angoli. Il distacco di porzioni di ripristino avviene solo dopo il raggiungimento del carico massimo (Figura 3.6).

Le colonne P50\_b1 e P50\_b2 sono state riparate su tutti e quattro i lati con 50 mm di spessore di malta tipo *b*. Le fessure presentano un andamento sia verticale che orizzontale a rottura, e sono concentrate specialmente nell'estremità superiore degli elementi. In P50\_b2 si è sviluppato un numero limitato di fessure. Viceversa, P50\_b1 presenta il più elevato numero di fessure verticali lungo tutte le facce e lesioni orizzontali principalmente posizionate a metà altezza (Figura 3.7). Nelle zone più danneggiate, si è verificato un progressivo distacco dei diversi strati di malta corrispondenti alle diverse fasi di applicazione.

Le colonne P50\_ab1 e P50\_ab2 sono state riparate su tutti e quattro i lati con 50 mm di spessore di malta tipo *ab*. Il quadro fessurativo si presenta con caratteristiche intermedie rispetto a quello delle colonne tipo P50\_a e P50\_b, ed è distribuito su tutti e quattro i lati. Le lesioni si sono sviluppate sin dall'inizio della fase di carico e si sono concentrate sia vicino alle estremità sia in mezz'aria, creando una distribuzione uniforme (Figura 3.8). Anche in questo caso sono avvenuti dei fenomeni di distacco degli strati di malta simili a quelli osservati nelle colonne di tipo P50\_b.

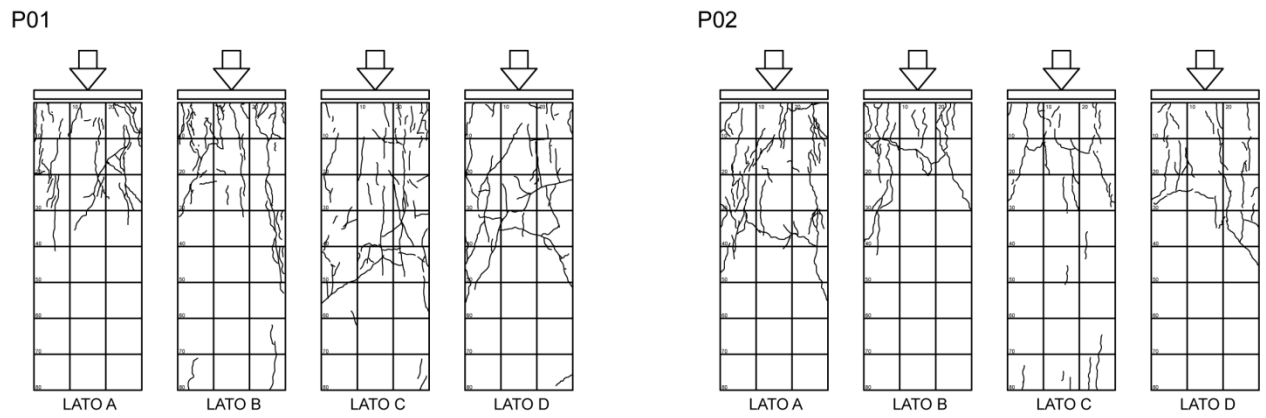


Figura 3.5: Quadro fessurativo delle colonne di controllo

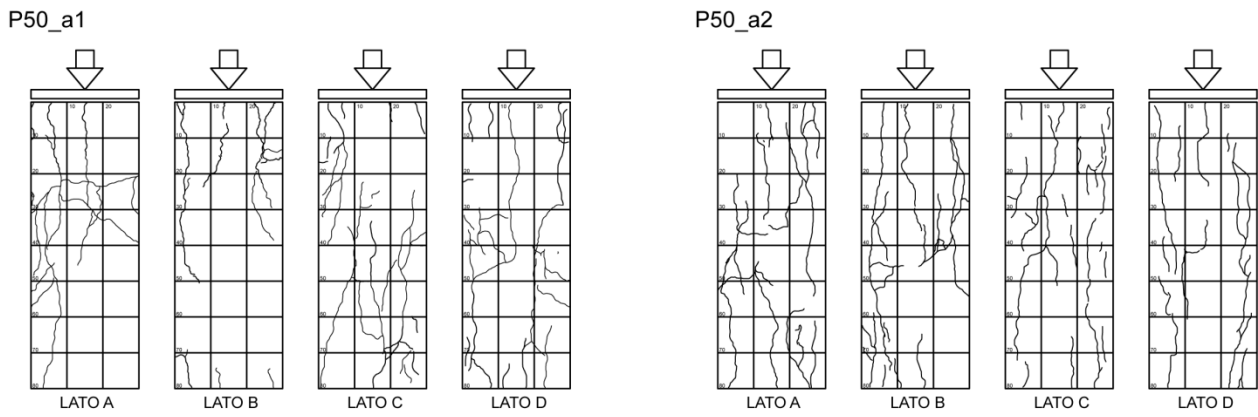


Figura 3.6: Quadro fessurativo delle colonne riparate con malta tipo a



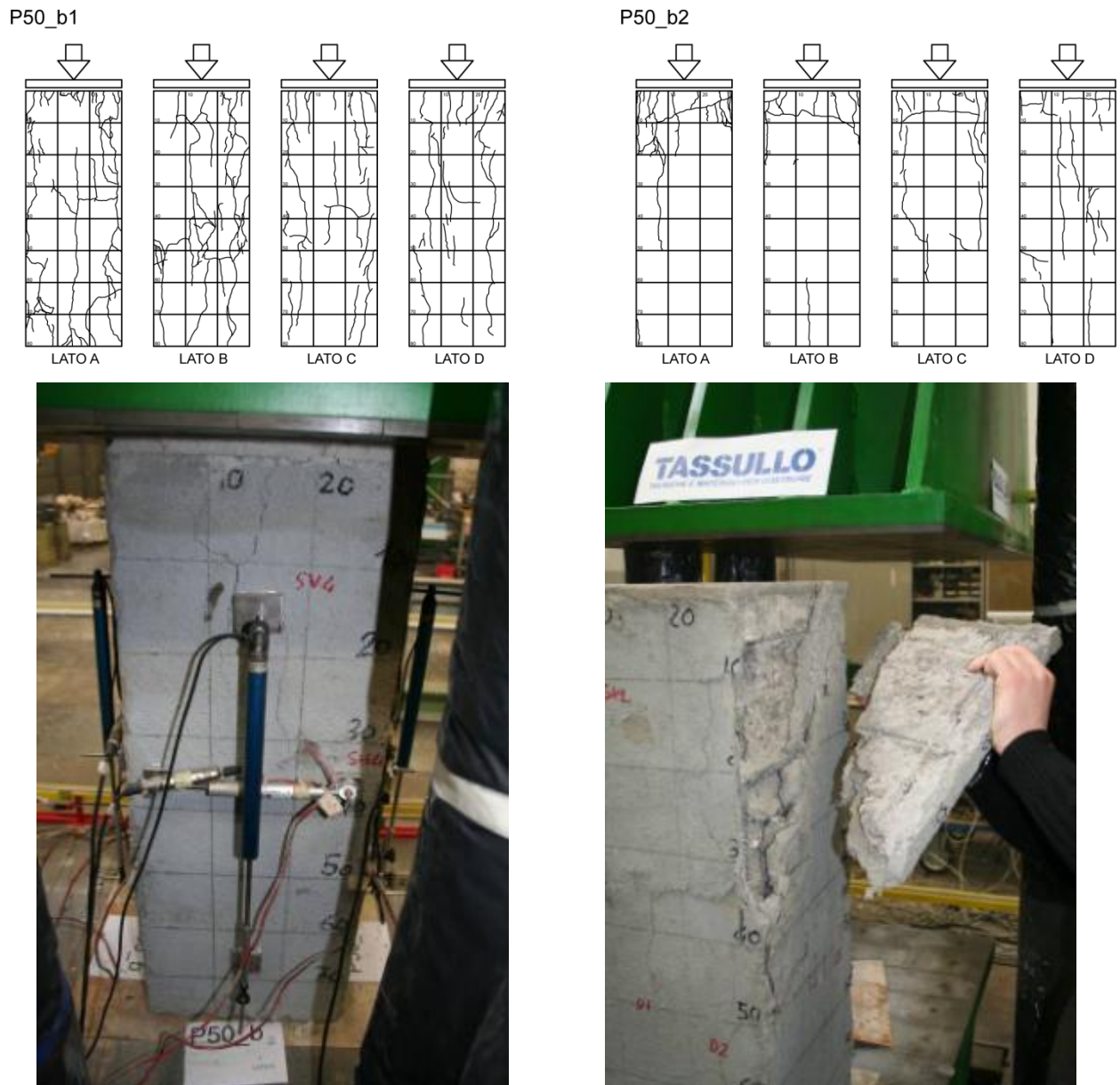
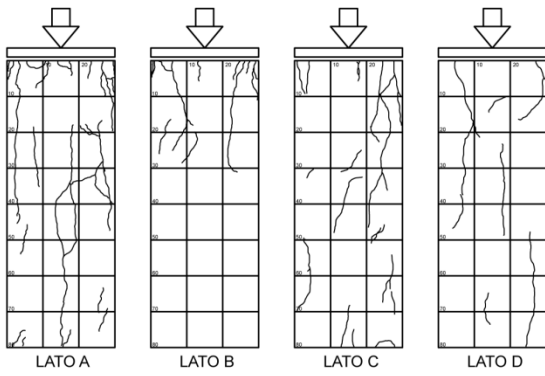


Figura 3.7: Quadro fessurativo delle colonne riparate con malta tipo b

P50\_ab1



P50\_ab2

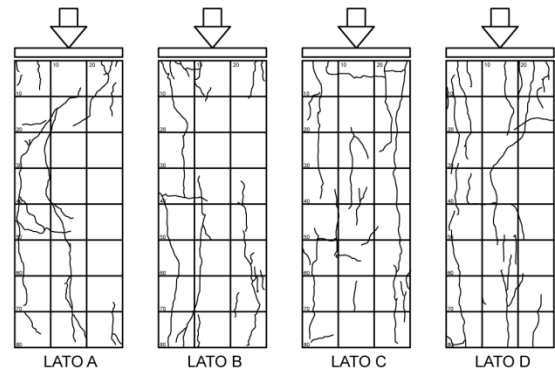


Figura 3.8: Quadro fessurativo delle colonne riparate con malta tipo ab

### 3.2.2.2 – Tensioni e Deformazioni

La Tabella 3.3 illustra i risultati dei test di compressione condotti sulle otto colonne in c.a.. La tensione a carico massimo registrata per le colonne P0\_1 e P0\_2 è, rispettivamente, di 25.55 N/mm<sup>2</sup> e 28.49 N/mm<sup>2</sup>. Il valore assunto per le colonne di controllo è pari alla media dei due valori ottenuti, ovvero 27.00 N/mm<sup>2</sup>. Il valore medio massimo di tensione raggiunto dagli elementi tipo P50\_a è di 25.36 MPa, che è circa il 95% del massimo valore raggiunto dalle colonne di controllo; la massima tensione per le colonne P50\_b e P50\_ab è compresa tra 85% e 86% di quella sviluppata dagli elementi di controllo. I risultati mostrano, dunque, che la malta *a*, con la sua elevata resistenza a compressione, ha permesso alle colonne di sopportare carichi più elevati e di sviluppare un più basso schiacciamento. In termini di carico, la malta tipo *b* manifesta il comportamento peggiore a causa dei suoi più bassi valori di modulo elastico e di resistenza a compressione. La malta *ab*, invece, consente di raggiungere dei valori di carico ultimo leggermente più elevati rispetto alla malta *b*, grazie alle sue proprietà intermedie.

Tabella 3.3: Risultati dei test di compressione assiale

Colonna	Tensione al carico massimo [N/mm <sup>2</sup> ]	Rapporto colonna ripristinata/colonna di controllo
P0_1	25.55	-
P0_2	28.49	-
P50_a1	25.55	0.95
P50_a2	25.18	0.93
P50_b1	23.15	0.86
P50_b2	22.97	0.85
P50_ab1	23.36	0.86
P50_ab2	23.38	0.86

La Figura 3.9, la Figura 3.11 e la Figura 3.12 mostrano le curve tensione-deformazione sperimentali. Nei grafici i valori di tensione sono valori nominali ottenuti dividendo il carico assiale globale per l'area della sezione trasversale della colonna. Le deformazioni assiali (compressioni) sono visualizzate negative, mentre le deformazioni trasversali (trazione) sono rappresentate positive.

La Figura 3.9 mostra i grafici tensione-deformazione, per tutte le colonne testate, sulla base delle misurazioni effettuate sulle barre d'armatura, longitudinali e staffe, attraverso strain-gauges, e sulla superficie corrispondente del calcestruzzo (per le colonne di controllo) o della malta da ripristino (per le colonne riparate), attraverso trasduttori di spostamento LVDT e trasduttori di deformazione DD1. Le curve inerenti le colonne di controllo mostrano la perfetta aderenza tra il calcestruzzo e le barre, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Anche nelle colonne ripristinate con malta tipo *a* il comportamento delle barre longitudinali si sovrappone quasi perfettamente a quello dello strato di ripristino. Per gli elementi ripristinati con malte tipo *b* e *ab*, invece, il comportamento è diverso ed è peggiore nel caso di malta tipo *b*. I grafici P50\_ab1, P50\_ab2, P50\_b1 e P50\_b2 mostrano che non c'è una perfetta aderenza tra le barre di armatura e la malta da ripristino, perciò, il trasferimento delle tensioni attraverso la sezione trasversale dell'elemento, in particolare tra il nucleo di calcestruzzo, le barre e lo strato esterno di malta da ripristino, non avviene in modo corretto. Questo fenomeno è probabilmente dovuto ai valori di modulo elastico della malta che è maggiore e più simile a quello del nucleo di calcestruzzo nel caso di malta tipo *a*, permettendo lo sviluppo di un comportamento omogeneo, mentre è minore del 10% e 19%, rispettivamente, per le malte tipo *ab* e *b*. Tale comportamento è confermato dalla Figura 3.10 che mostra il rapporto di deformazione tra barre

longitudinali e strato di ripristino esterno, medio per ciascuna coppia di colonne, verso il rapporto tra la tensione assiale normalizzata e la tensione a carico ultimo. Questo rapporto è generalmente pari a 1 per le colonne di controllo e le colonne ripristinate con malta tipo *a*. Al contrario, le deformazioni sulle barre longitudinali sono circa l'80% di quelle misurate esternamente sull'elemento, nelle colonne riparate con malta tipo *ab*, e il 50% nelle colonne riparate con malta tipo *b*. La Figura 3.9 mostra che le deformazioni trasversali sulla superficie esterna delle colonne e quelle sulla superficie delle staffe sono simili, e solo in prossimità del carico ultimo cominciano a diversificarsi.

La Figura 3.11a mostra le curve tensione- deformazione assiale, misurate sia sul calcestruzzo che sulla malta da ripristino, mentre in Figura 3.12a si osservano le curve tensione-deformazione assiale, misurate sulle barre longitudinali di tutte le colonne. Se si comparano le due figure, si può notare che il comportamento delle barre di armatura nelle colonne è molto più omogeneo di quello misurato nello strato esterno degli elementi, sia per superficie di calcestruzzo (nelle colonne di controllo) che di malta (nelle colonne ripristinate). Più in dettaglio, Figura 3.11a mostra che, oltre ai più alti livelli di carico sopportati, le colonne ripristinate con malta tipo *a* sono più rigide delle altre e sviluppano un comportamento molto simile a quello delle colonne di controllo. Le colonne ripristinate con malta *b* mostrano la più bassa resistenza e rigidità, mentre gli elementi ripristinati con malta tipo *ab* sviluppano un comportamento intermedio, secondo le loro caratteristiche meccaniche progressivamente più basse. Al contrario, analizzando le misurazioni degli strain-gauges disposti sulle barre longitudinali di tutte le colonne (Figura 3.12), i grafici mostrano che, ad eccezione del livello di carico più basso raggiunto, le curve tensione-deformazione nelle colonne P50\_b sono le più simili a quelle delle colonne di controllo. Questo si ripete nelle Figure Figura 3.9Figura 3.10Figura 3.11a, dove il peggior comportamento dello strato di ripristino e la peggiore adesione tra la malta e le barre di armatura causa un comportamento più rigido delle barre e un più rapido collasso, mentre le colonne riparate, che hanno una rigidità globale inferiore ma una migliore adesione, permettono che si verifichi una deformazione compatibile tra barre e malta da ripristino e quindi un miglior comportamento globale. La Figura 3.11b e la Figura 3.12b riportano, rispettivamente, le curve tensione-deformazione trasversale come misurato sulla superficie di calcestruzzo o di malta da ripristino, e le curve tensione-deformazione derivanti dagli strumenti posti sulle staffe. I grafici mostrano che il comportamento dello strato esterno delle colonne e delle staffe non varia in modo significativo nei vari elementi. Comparando le due figure, tale fenomeno è confermato anche dalla Figura 3.9; in ciascuna colonna le deformazioni misurate sullo strato esterno, sia esso di calcestruzzo che di malta da ripristino, sono simili. In particolare, la Figura 3.11 e la Figura 3.12b mostrano che, solo dopo la fase elastica, e in modo più marcato in prossimità dei carichi massimi, le deformazioni trasversali iniziano a differenziarsi. Le colonne ripristinate con malta tipo *b* hanno sviluppato le più grandi deformazioni trasversali, a causa del più ridotto effetto di confinamento svolto dalla malta di ripristino. Al contrario, le colonne riparate con malta tipo *a* sviluppano la più bassa deformazione orizzontale e mostrano il comportamento più simile a quello degli elementi di controllo. Le colonne caratterizzate da malta di ripristino *ab* hanno un comportamento intermedio.

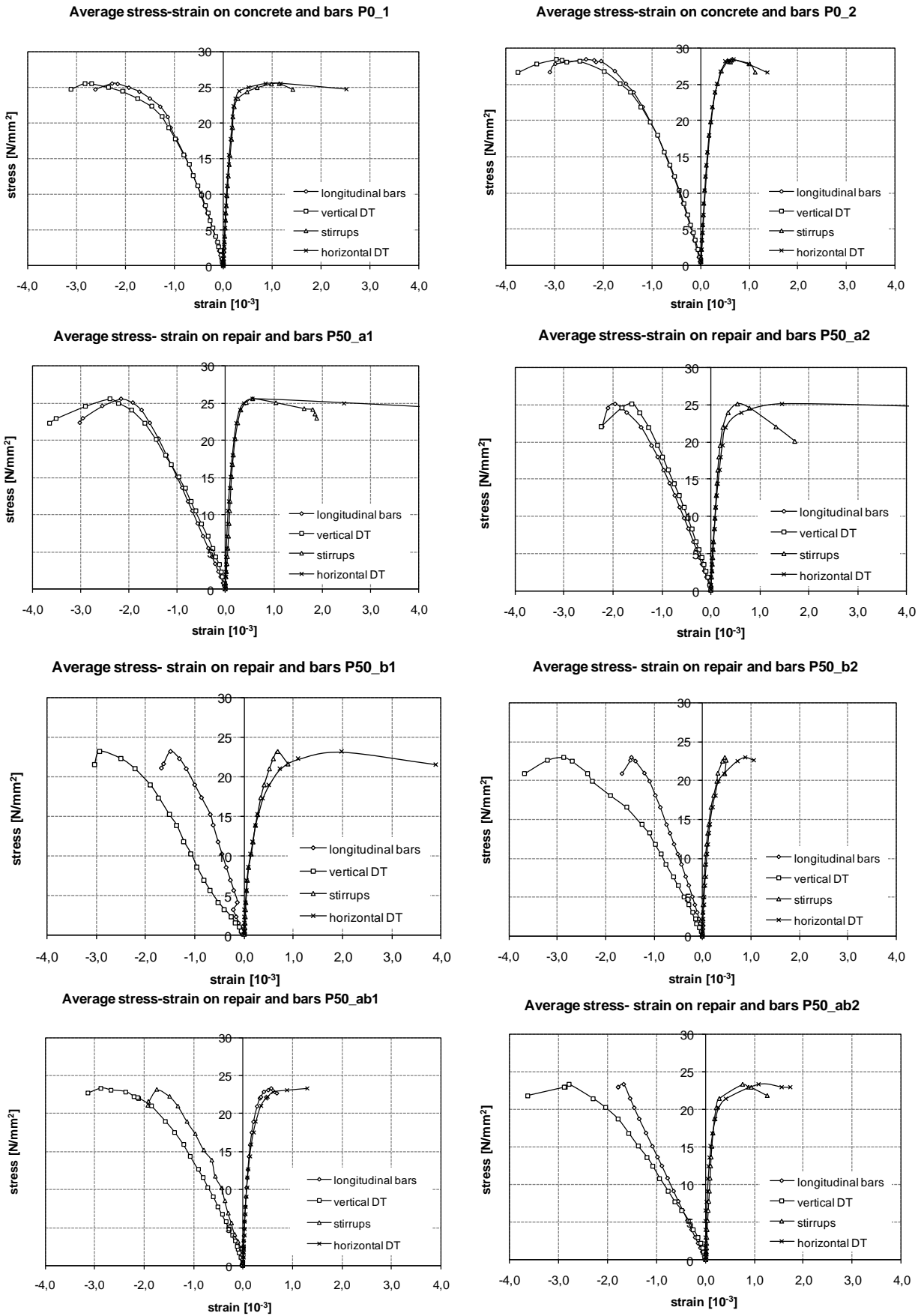


Figura 3.9: Grafici tensione-deformazione sul calcestruzzo/malta e barre.

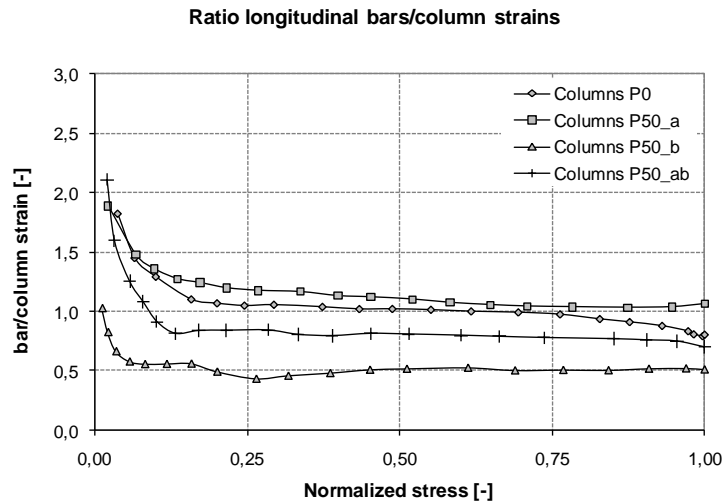


Figura 3.10: Rapporto deformazione barre e deformazione colonne versus tensione assiale normalizzata

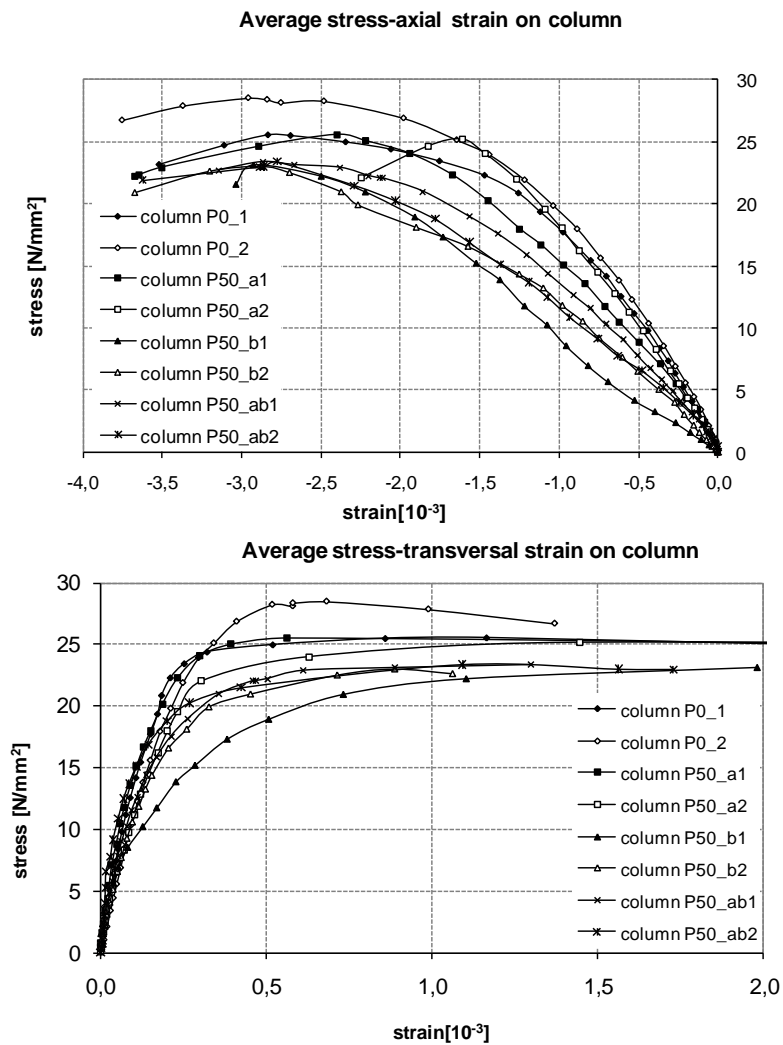


Figura 3.11: Tensione-deformazione assiale (a) e tensione-deformazione trasversale (b) di tutte le colonne

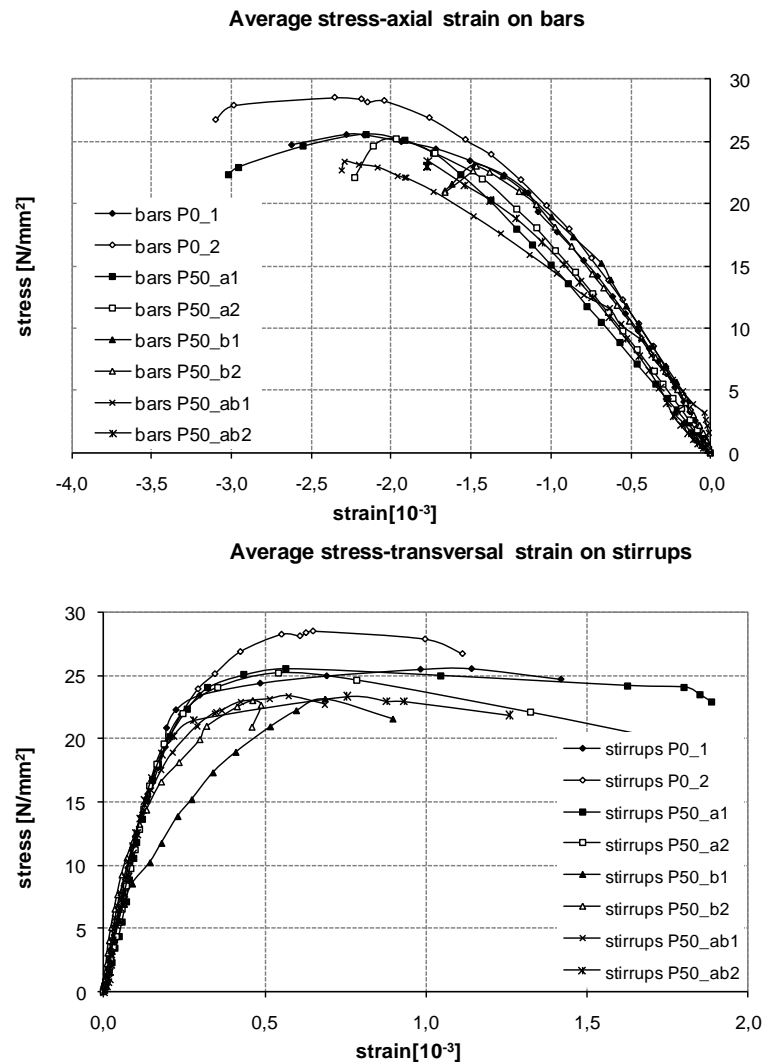


Figura 3.12: Tensione-def. assiale sulle barre longitudinali(a) e tensione-def. trasversale (b) sulle staffe

Il tipico modulo di Poisson per il calcestruzzo,  $\nu$ , è pari a circa 0.20. Tale valore è confermato dalle colonne di controllo che mostrano un valore medio di rapporto tra la deformazione trasversale e la deformazione verticale di circa 0.17, prossima ad un terzo del carico ultimo. Allo stesso livello di carico gli elementi ripristinati hanno mostrato un più basso valore del rapporto sopra citato. Infatti, nonostante la deformazione trasversale sia simile per tutti i provini, la deformazione assiale delle colonne riparate è in generale più elevata rispetto agli elementi di controllo (Tabella 3.4). Le colonne riparate con malta tipo *a*, avendo il modulo elastico più simile a quello dei campioni di controllo, presentano anche il comportamento assiale più simile, con valori del rapporto deformazione trasversale - deformazione assiale di 0.14. Questo risultato dimostra che le malte da ripristino possono sviluppare degli effetti di confinamento, ma, a causa del loro più basso valore di modulo elastico, causano una perdita di rigidità globale dell'elemento strutturale.

Le deformazioni assiali a carico ultimo, sono, in media, di  $-2.90 \times 10^{-3}$  nelle colonne di controllo,  $-2.00 \times 10^{-3}$  nelle colonne riparate con malta tipo *a* ( $-2.40 \times 10^{-3}$  in P50\_a1,  $-1.61 \times 10^{-3}$  in P50\_a2),  $-2.83 \times 10^{-3}$  nelle colonne riparate con malta tipo *ab*, e  $-2.90 \times 10^{-3}$  nelle colonne riparate con malta tipo *b*, con rottura che avviene sempre, sia negli elementi di controllo che in quelli ripristinati, dopo la plasticizzazione del calcestruzzo (vedi ultima colonna Tabella 3.4), nonostante la colonna P50\_a2 manifesti una rottura anticipata.

Le ultime due colonne di Tabella 3.4 elencano i valori di tensione e di deformazione ottenuti da colonne simili testate in una precedente sperimentazione [Pellegrino *et al.* 2009].

Tabella 3.4: Tensioni e deformazioni dei test di compressione assiale

ID colonna	1/3 Carico Massimo				Carico Massimo	
	Tensione [N/mm <sup>2</sup> ]	Deformazione trasversale (a) [10 <sup>-3</sup> ]	Deformazione assiale (b) [10 <sup>-3</sup> ]	(a)/(b)	Tensione [N/mm <sup>2</sup> ]	Deformazione assiale [10 <sup>-3</sup> ]
P0_1	8.51	0.05	-0.37	-0.14	25.55	-2.83
P0_2	9.50	0.08	-0.39	-0.21	28.49	-2.96
P50_a1	8.50	0.05	-0.49	-0.10	25.55	-2.40
P50_a2	8.39	0.07	-0.39	-0.18	25.18	-1.61
P50_b1	7.71	0.07	-0.88	-0.08	23.15	-2.93
P50_b2	7.65	0.06	-0.60	-0.10	22.97	-2.88
P50_ab1	7.78	0.05	-0.51	-0.10	23.36	-2.87
P50_ab2	7.78	0.04	-0.63	-0.06	23.38	-2.78

### 3.2.2.2 – Discussione

I risultati sperimentali sono stati studiati anche in termini di rigidezza globale dell'elemento testato.

La Figura 3.13 mostra che gli elementi riparati con la malta tipo *a*, sviluppano, in fase elastica, una rigidezza assiale che è pari a circa l'87% di quella delle colonne di controllo. Le colonne riparate con malta tipo *ab* sviluppano una rigidezza minore (63%), e la malta tipo *b* permette agli elementi ripristinati di raggiungere una rigidezza assiale in media pari al 55% di quella delle colonne di controllo. Questi risultati mostrano che per la malta di tipo *a* la perdita di rigidezza globale (-13%) è pari al doppio della riduzione del modulo elastico della malta rispetto a quello del substrato in calcestruzzo (-7%). Tuttavia, questo risultato non è proporzionale nel caso di elementi ripristinati con malte tipo *ab* e *b*, dove la perdita di rigidezza assiale (rispettivamente -37% e -45%) è più che doppia della riduzione del valore di modulo elastico della malta (rispettivamente -10% e -19%). Da tali osservazioni, si evince che il comportamento globale delle colonne ripristinate è influenzato non solo dal valore del modulo elastico della malta e dal rapporto con il modulo elastico del substrato in calcestruzzo, ma anche dal comportamento locale a livello della sezione e dai modi di rottura che si sviluppano.



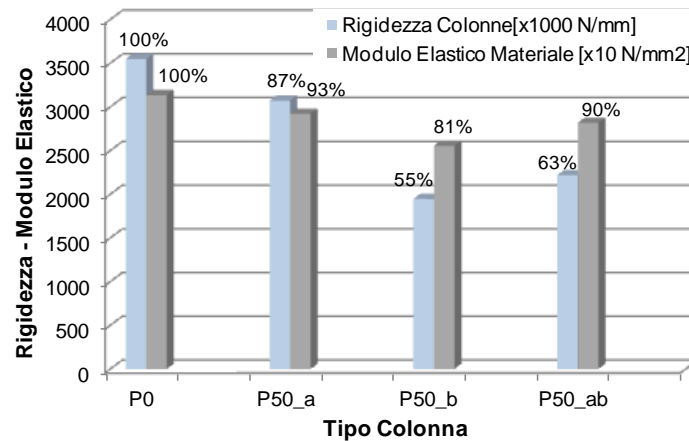


Figura 3.13: Rigidezza media delle colonne e modulo elastico del calcestruzzo/malta

### 3.2.3 – Osservazioni conclusive

Le prove di compressione sono state condotte per valutare il comportamento di colonne in c.a. ripristinate su quattro lati con tre tipi diversi di malte. Il principale risultato è che le colonne ripristinate sviluppano una capacità di carico inferiore a quella degli elementi di controllo non ripristinati.

Per le colonne ripristinate con malta tipo *a*, il materiale di ripristino non è in grado di far recuperare la capacità di carico delle colonne di controllo non danneggiate; tuttavia, ha permesso di raggiungere buoni risultati, ovvero il 95% della capacità di carico massimo delle colonne di controllo. Le colonne ripristinate con malta tipo *b* raggiungono un carico massimo pari all'85% del carico massimo delle colonne di controllo, mentre le colonne ripristinate con malta *ab* arrivano all'86%. I ripristini eseguiti con un prodotto avente un modulo elastico simile a quello del substrato di calcestruzzo e una resistenza a compressione più alta (malta *a*) svolgono comunque un'azione di confinamento, come accade negli elementi non danneggiati.

I risultati di un precedente programma sperimentale [Pellegrino *et al.* 2009] avevano evidenziato che, per ottenere un ripristino efficace su colonne caricate assialmente, è necessario che lo strato di malta includa le barre di armatura, sia staffe che barre longitudinali. In tale sperimentazione, il ripristino era applicato solo su una faccia delle colonne. Confrontando i risultati del presente studio con quello precedente, si conferma la necessità di usare malte con un modulo elastico almeno simile o uguale a quello del substrato in calcestruzzo, e preferibilmente anche dotate di una più elevata resistenza a compressione.

## 3.3 – Travi in c.a. ripristinate con malte polimero-modificate

Le prove di compressione su colonne ripristinate con malte sono state seguite dallo svolgimento di prove statiche a flessione su dodici travi in c.a.. Le travi (ad eccezione delle due travi di controllo) sono state ripristinate con i tre tipi di malte tixotropiche polimero-modificate già impiegate per il ripristino delle colonne. Il dimensionamento delle travi, lo spessore dei ripristini, la percentuale di armatura e il set-up di prova sono stati determinati sulla base dello stato dell'arte precedentemente descritto nel Capitolo 2. Le prove eseguite hanno permesso di ricavare, per ogni elemento strutturale, i seguenti valori/parametri:

- carico di prima fessurazione, carico di snervamento e carico massimo;
- distribuzione e geometria delle fessure;
- curve carico-spostamento;
- curve carico-deformazione;
- scorrimento tra calcestruzzo e malta.

Il capitolo è diviso principalmente in tre parti. Nella prima parte si presenta una breve descrizione della progettazione e della realizzazione dei provini, e si illustra la procedura di prova; nella seconda parte si riportano i risultati sperimentali, analizzando le modalità di rottura e le curve carico-spostamento e carico-deformazione; infine vengono riportate le osservazioni conclusive.

Le prove sono state svolte nei mesi di Marzo e Aprile 2009.

### 3.3.1 – Prove a flessione

#### 3.3.1.1 – Progetto e realizzazione dei Provini

Le dimensioni della sezione della trave sono state fissate pari a 150 mm x 300 mm e la luce è stata assunta pari a 2000 mm, per realizzare elementi molto simili a quelli utilizzati da Pellegrino *et al.* (2011). In relazione alla classe di aggressività ambientale, si è ipotizzato un elemento strutturale posizionato in un ambiente interno dotato di uno spessore di copriferro pari a 20 mm, mentre il valore della lunghezza di ancoraggio di base è stata assunta pari a  $l_{b,min} = 150 \text{ mm}$ . Al fine di ottenere una rottura a flessione degli elementi è stata progettata una distanza tra appoggi e punti di carico, secondo quanto riportato al §4.1.2.1.3.3 NTC 2008 per elementi soggetti a carichi applicati all'estradosso a distanza  $0.5 d < a_v < 2 d$  a partire dal bordo dell'appoggio (o il centro dell'appoggio se si utilizzano appoggi flessibili).

Alla trave sono stati applicati due carichi simmetrici rispetto la mezzeria, distanziati dall'appoggio  $a_v = 2.5 d$ . Considerando un'altezza utile  $d = 266 \text{ mm}$  i carichi applicati risultano distanti dagli appoggi  $a_v = 665 \text{ mm}$ , comportando quindi una distanza tra i due punti di applicazione dei carichi di 270 mm (Figura 3.14).

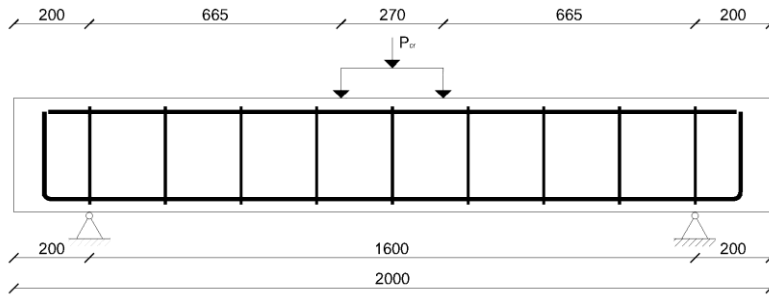


Figura 3.14: Set-up di prova

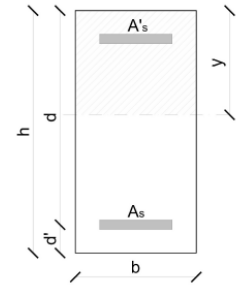


Figura 3.15: Sezione tipo

Sulla base delle prefissate dimensioni della trave (150 mm x 300 mm x 2000 mm) è stata definita l'armatura longitudinale e trasversale.

Sono state progettate 7 travi, denominate T0\_a e T50\_a, con armatura longitudinale costituita da 3 $\varnothing$ 12 in zona tesa ( $A_s = 339 \text{ mm}^2$ ) e 2 $\varnothing$ 12 in zona compressa ( $A'_s = 226 \text{ mm}^2$ ), mentre altre 7, denominate T0\_b e T50\_b, presentano 2 $\varnothing$ 12 sia in zona tesa che in zona compressa ( $A_s = A'_s = 226 \text{ mm}^2$ ). L'armatura a taglio è uguale per tutti gli elementi ed è costituita da staffe  $\varnothing$ 8 ogni 200 mm.

Due campioni (T0\_a e T0\_b) sono stati impiegati come travi di riferimento e sono stati testati in condizioni non danneggiate e non riparate. Gli altri campioni sono stati gettati lasciando l'armatura longitudinale scoperta su un lato. Dopo una stagionatura di 28 giorni, la superficie sul lato delle barre scoperte è stata preparata ed è stato applicato il materiale di ripristino. Delle dodici travi ripristinate, sei sono state riparate con uno spessore di 50 mm di malta applicata in zona tesa (denominate T50t), mentre le altre sei (denominate T50c) sono state riparate con uno spessore di 50 mm di malta in zona compressa. Sono state impiegate tre tipi di malte, le stesse utilizzate per le prove su colonne, denominate malta tipo *a*, tipo *b* e tipo *ab*. Un elenco di dettaglio delle travi realizzate e delle loro caratteristiche è riportato in Tabella 3.5, mentre uno schema grafico è presente in Figura 3.16.

Tabella 3.5: Dettagli dei provini

Tipo di elemento	Sezione [mm <sup>2</sup> ]	Armatura longitudinale		$\rho_l$ [%]	Armatura trasversale	$\rho_w$ [%]	Tipo di Malta		ID
		Inf.	Sup.				Intradosso	Estradosso	
Trave tipo A	150x300	3 $\varnothing$ 12	2 $\varnothing$ 12	0.75	1 $\varnothing$ 8/200 mm	0.33	trave di controllo		T0_a
							a	-	T50t_a_ma
							b		T50t_a_mb
							ab		T50t_a_mab
							-	a	T50c_a_ma
								b	T50c_a_mb
								ab	T50c_a_mab
Trave tipo B	150x300	2 $\varnothing$ 12	2 $\varnothing$ 12	0.50	1 $\varnothing$ 8/200 mm	0.33	trave di controllo		T0_b
							a	-	T50t_b_ma
							b		T50t_b_mb
							ab		T50t_b_mab
							-	a	T50c_b_ma
								b	T50c_b_mb
								ab	T50c_b_mab

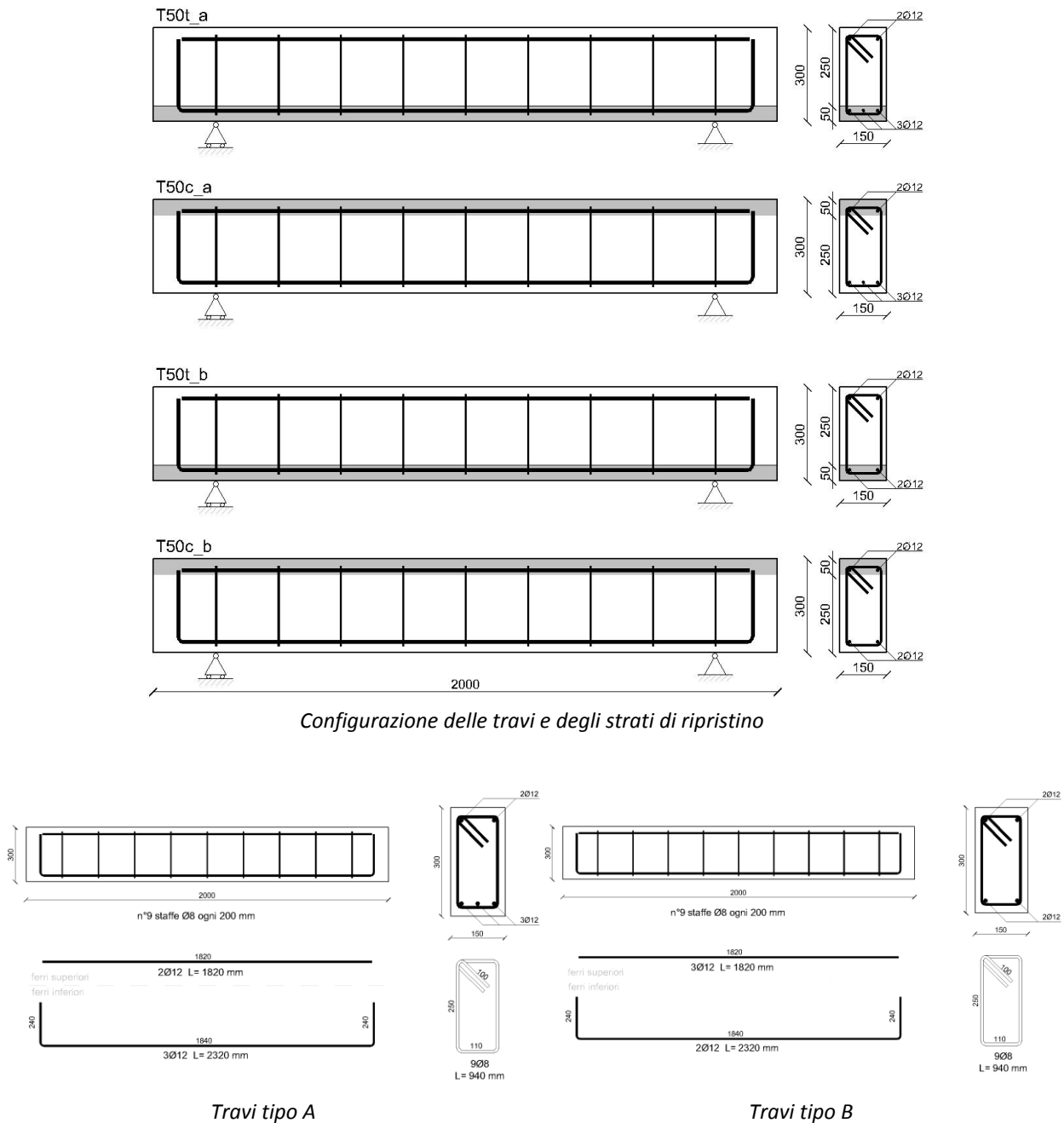


Figura 3.16: Dimensioni, barre di armatura e posizione dei ripristini nelle travi

Tutte le travi sono state costruite contemporaneamente nelle stesse condizioni ambientali.

Il collocamento degli strain-gauges sulla superficie delle barre d'armatura prima del getto di calcestruzzo ha richiesto particolare cura data la necessità di eseguire una protezione per impedire all'acqua del getto di raggiungere gli strumenti di misura (vedi particolare Figura 3.17).

A maturazione avvenuta, la superficie del getto è stata irruvidita tramite bocciardatura (Figura 3.18), pulita dalla polvere in eccesso e bagnata per evitare un eccessivo assorbimento dell'acqua di impasto della malta da ripristino da parte del calcestruzzo di substrato (Figura 3.19).

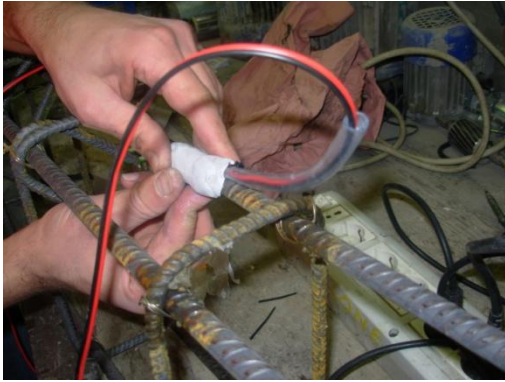


Figura 3.17: Applicazione degli strain-gauges



Figura 3.18: Irruvidimento della superficie



Figura 3.19: Bagnatura della superficie



Figura 3.20: Applicazione strato di ripristino

Il calcolo teorico dei valori di prima fessurazione, di snervamento e di rottura delle travi di controllo, interamente in c.a., non ripristinate, è riportato di seguito. Per i simboli si fa riferimento alla Figura 3.15.

#### Prima fessurazione (SLE)

- posizione asse neutro  $y$ , annullando l'equazione del momento statico  $S_n$ :

$$S_n = \frac{by^2}{2} - nA_s(d - y) - n'b \frac{(h - y)^2}{2} + nA'_s(y - d') = 0 \quad (3.1)$$

- momento di inerzia  $J$ :

$$J = \frac{b}{3} [y^3 + n'(h - y)^3] + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2 \quad (3.2)$$

- resistenza a trazione del calcestruzzo sottoposto a prove di flessione  $f_{cfm}$  [NTC 2008]:

$$f_{cfm} = 1.2f_{ctm} \quad (3.3)$$

- momento di prima fessurazione  $M_{fess}$ :

$$M_{fess} = \frac{f_{cm}J}{n'(h-y)} \quad (3.4)$$

- carico di prima fessurazione  $P_{fess}$ :

$$P_{fess} = \frac{2M_{fess}}{a} \quad (3.5)$$

### Snervamento (SLE)

- posizione asse neutro  $y$ , annullando l'equazione del momento statico  $S_n$ :

$$S_n = \frac{by^2}{2} - nA_s(d-y) + nA'_s(y-d') = 0 \quad (3.6)$$

- momento di inerzia  $J$ :

$$J = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 \quad (3.7)$$

- resistenza a trazione dell'acciaio  $\sigma_{st}$  [NTC 2008]:

$$\sigma_{st} = n \frac{M}{J} (d-y) \quad (3.8)$$

- momento allo snervamento  $M_{snerv}$ :

$$M_{snerv} = \frac{\sigma_t J}{n(d-y)} \quad (3.9)$$

- carico a snervamento  $P_{snerv}$ :

$$P_{snerv} = \frac{2M_{snerv}}{a} \quad (3.10)$$

### Rottura (SLU)

ipotesi:

- deformazione ultima del calcestruzzo  $\varepsilon_{cu}$ ;
- deformazione ultima dell'armatura inferiore  $\varepsilon_{su}$ ;
- posizione asse neutro  $y$ , imponendo deformazioni ultime:

$$y_n = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}} \quad (3.11)$$

- momento ultimo  $M_u$ :

$$M_u = A_s f_{yd} (d - 0.4y) \quad (3.12)$$

- carico ultimo  $P_u$ :

$$P_u = \frac{2M_u}{a} \quad (3.13)$$

### 3.3.1.2 – Materiali

I materiali impiegati in questa fase della sperimentazione sono gli stessi impiegati per le prove su colonne. La caratterizzazione dei materiali è illustrata in Tabella 3.2.

### 3.3.1.3 – Procedura di prova

Sono state condotte tipiche prove di flessione su quattro punti, come mostrato in Figura 3.21. La distanza tra gli appoggi ed i punti di applicazione del carico (665 mm) è 2.5 volte la distanza tra i punti di applicazione del carico (270 mm).

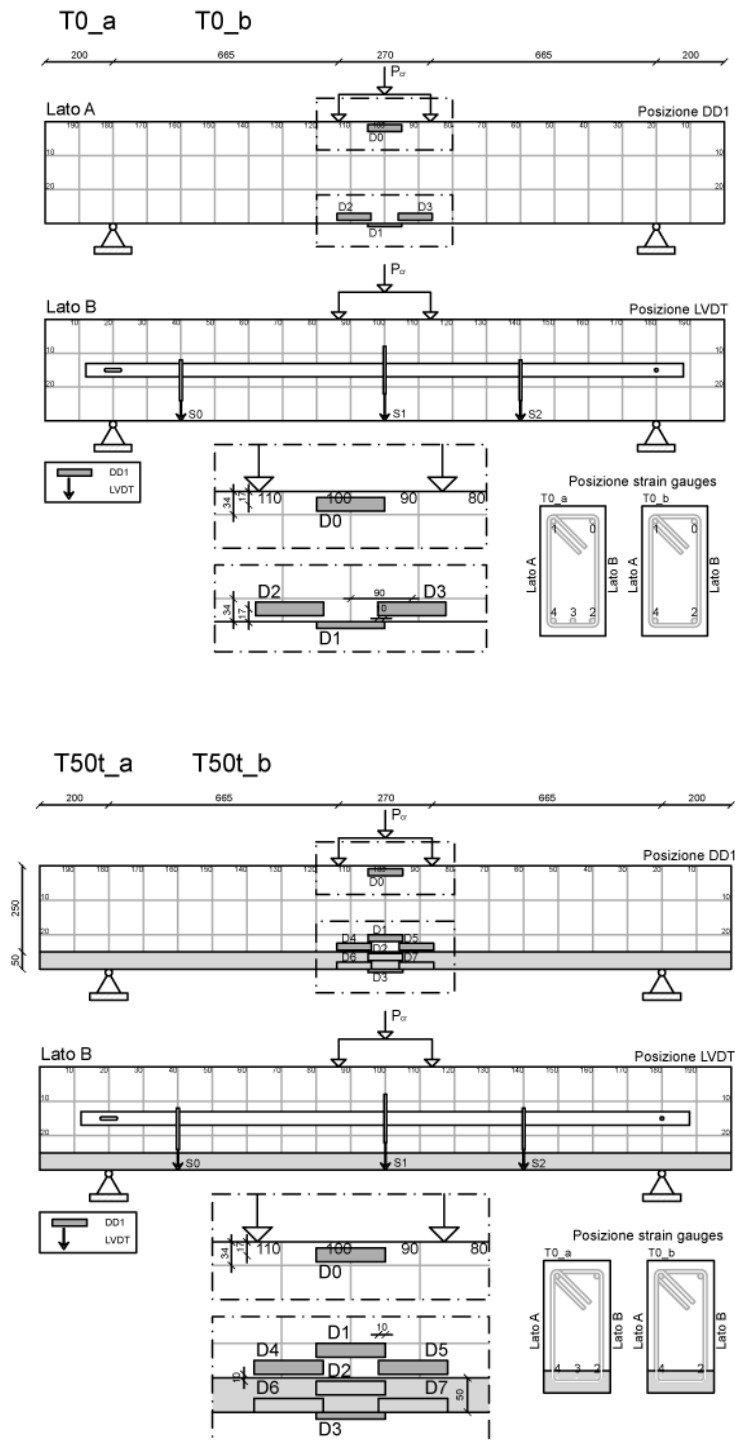


Figura 3.21: Schema di prova

Le prove sono state eseguite con carico monotono, in controllo di spostamento e velocità di 0.02 mm/s. Le travi di controllo sono state strumentate con quattro trasduttori di deformazione (DD1, base di misura 100 mm) in prossimità della mezzeria. Due DD1 sono stati posizionati consecuzionalmente su una faccia laterale della trave, in zona tesa, in corrispondenza delle barre longitudinali, per misurare l'apertura e la propagazione delle fessure. Un DD1 è stato posizionato all'intradosso delle travi, in zona tesa, e un altro è stato poso all'estradosso in zona compressa. Tre trasduttori lineari di spostamento (LVDT) sono stati posizionati in prossimità degli appoggi e in mezzeria per rilevare frecce e spostamenti. Prima del getto del calcestruzzo, sulla superficie delle barre di armatura sono stati installati degli strain-gauges, sia in zona tesa che in zona compressa, per ottenere informazioni sulla deformazione delle barre longitudinali.

Per le travi ripristinate in zona tesa, tre trasduttori di deformazione (DD1) aggiuntivi sono stati posizionati sulla faccia laterale della trave lungo lo strato di ripristino per ottenere informazioni sul comportamento della malta. Anche nelle travi ripristinate in zona compressa, sono stati posizionati tre DD1 aggiuntivi lungo lo strato di malta compresso.

In Figura 3.22 è illustrata in dettaglio la strumentazione impiegata per misurare l'ampiezza delle fessure (DD1), sulla superficie di calcestruzzo e sulla superficie della malta da ripristino, per rilevare le frecce in mezzeria della trave (LVDT) e le deformazioni delle barre di armatura (Strain-Gauges).





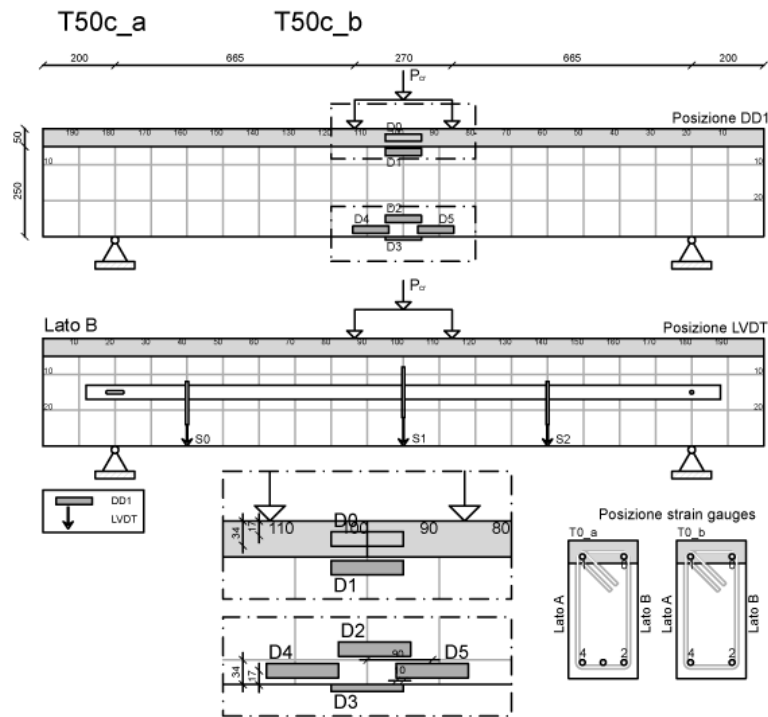


Figura 3.22: Strumentazione applicata alle varie tipologie di trave

## 3.3.2 – Risultati

### 3.3.2.1 – Modalità di Rottura

Tutte le travi presentano una rottura a flessione con snervamento delle barre nella zona tesa e un comportamento duttile sino a rottura. Le fessure si sviluppano uniformemente e simmetricamente nella zona a momento costante e attraversano l'intradosso delle travi creando delle lesioni passanti. Le differenze nelle modalità di rottura sono legate alla posizione del ripristino (in zona tesa o compressa) e alla quantità di armatura.

Figura 3.23 mostra il quadro fessurativo delle travi testate. Generalmente, nelle travi testate in zona tesa, la lesione in mezzeria attraversa l'intradosso della trave, ripristino compreso, mentre le due lesioni al di sotto dei due punti di carico si sviluppano sino all'interfaccia calcestruzzo-malta e proseguono lungo l'interfaccia stessa. Quando lo strato di ripristino è in zona compressa, le lesioni si sviluppano anche al di fuori dell'area a momento costante, delimitata dai due punti di carico. Le lesioni critiche sono posizionate in mezzeria, altre fessure sorgono e si sviluppano sino a raggiungere l'interfaccia calcestruzzo-malta nella zona compressa. Il quadro fessurativo delle travi ripristinate all'estradosso è più simile a quello delle travi di controllo rispetto a quello delle travi ripristinate in zona tesa.

Nelle travi di controllo T0\_a (con  $3\phi 12$  in zona tesa) e T0\_b (con  $2\phi 12$  in zona tesa) la prima fessurazione si verifica a circa 15.60 kN. Successivamente, fessure verticali si aprono nella zona a momento costante per poi diffondersi lungo tutta la luce della trave. Le lesioni più ampie si sviluppano in mezzeria, senza che si verifichi il distacco di porzioni di malta o di copriferro. Il carico massimo

raggiunto dalla trave TO\_a è di 133 kN, corrispondente ad un momento di 44 kNm, mentre per la trave TO\_b il carico massimo è di 95 kN corrispondenti a un momento di 32 kNm.

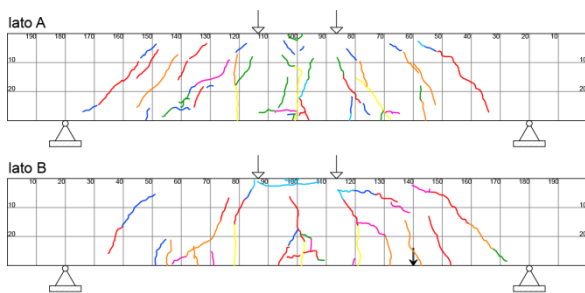
Le travi tipo T50t\_a, caratterizzate da 3Ø12 mm in zona tesa, e le T50t\_b, caratterizzate da 2Ø12 mm in zona tesa, sono state ripristinate con 50 mm di malta all'intradosso. Nella trave T50t\_a\_ma, ripristinata con malta tipo a, le fessure più grandi sono collocate in mezzeria e sotto i due punti di carico (Figura 3.23), mentre lesioni di dimensioni più ridotte si sviluppano nello strato di ripristino e all'interfaccia malta/calcestruzzo. Il distacco del ripristino avviene nell'area a momento costante. Il carico massimo raggiunto è di 121.40 kN, corrispondente ad un momento flettente di 40 kNm. La tipologia di fessure è molto simile anche nella trave T50t\_b\_ma, ma il danno è più diffuso. Lo strato di ripristino si stacca dalla trave sono nell'area a momento flettente costante. Il carico massimo è di 83.60 kN corrispondente ad un momento flettente di 28 kNm.

Tabella 3.6: Carichi teorici delle travi

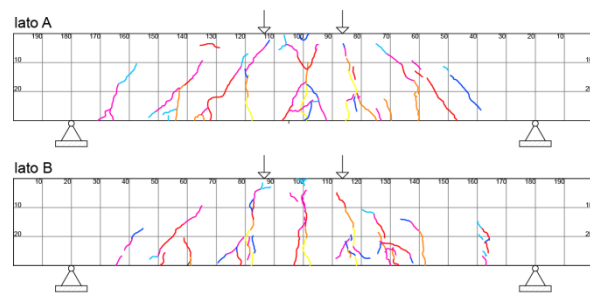
ID trave	Prima fessurazione			Snervamento			Carico Massimo	
	y [mm]	M <sub>fess</sub> [kNm]	P <sub>fess</sub> [kN]	y [mm]	M <sub>snerv</sub> [kNm]	P <sub>snerv</sub> [kN]	M <sub>ult</sub> [kNm]	P <sub>ult</sub> [kN]
TO_a	129.40	13.60	40.90	71.45	47.54	143.00	58.00	174.30
TO_b	126.50	12.70	38.20	60.10	32.34	97.30	38.64	116.20

Tabella 3.7: Carichi e frecce sperimentali ottenuti per ciascuna trave testata

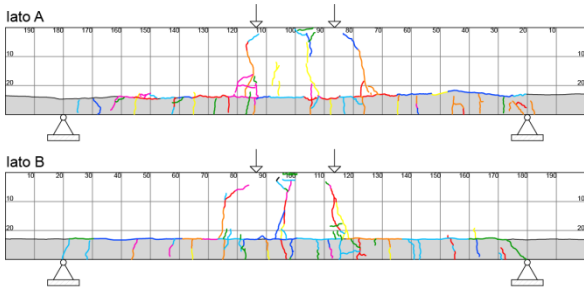
ID trave	Prima Fessurazione		Snervamento		Carico Massimo	
	Carico [kN]	Freccia [mm]	Carico [kN]	Freccia [mm]	Carico [kN]	Freccia [mm]
TO_a	14.59	0.13	90.54	4.32	133.00	18.10
T50t_a_ma	18.82	0.40	80.00	5.03	121.40	23.20
T50t_a_mb	23.03	0.43	80.99	5.07	119.20	21.71
T50t_a_mab	17.27	0.25	78.44	5.11	120.58	21.91
T50c_a_ma	17.72	0.43	96.65	5.30	124.10	23.64
T50c_a_mb	12.95	0.18	80.00	3.99	123.55	27.33
T50c_a_mab	19.79	0.37	80.11	3.98	123.70	25.53
TO_b	16.67	0.30	61.71	3.79	95.00	16.65
T50t_b_ma	10.87	0.21	68.39	6.64	83.60	23.15
T50t_b_mb	20.32	0.41	67.83	6.04	83.46	18.44
T50t_b_mab	21.34	0.32	70.66	6.27	83.94	23.21
T50c_b_ma	16.00	0.35	71.00	4.62	92.80	14.12
T50c_b_mb	18.22	0.33	67.97	3.78	91.70	21.23
T50c_b_mab	17.53	0.26	78.94	5.53	91.82	14.17



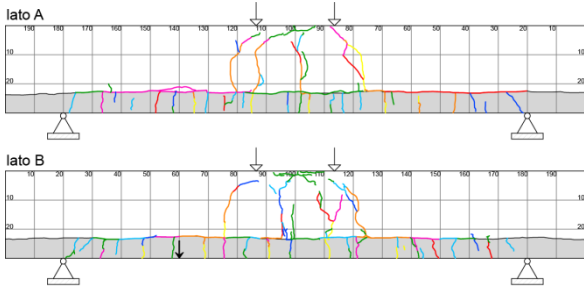
Trave tipo A – TO\_a



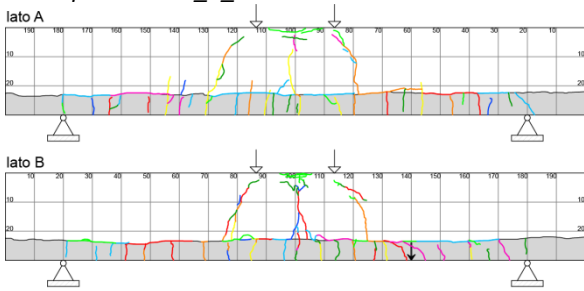
Trave tipo B – TO\_b



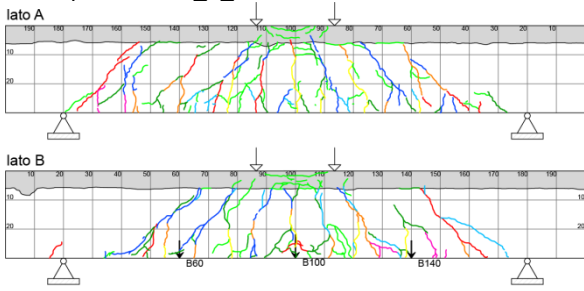
Trave tipo A – T50t\_a\_ma



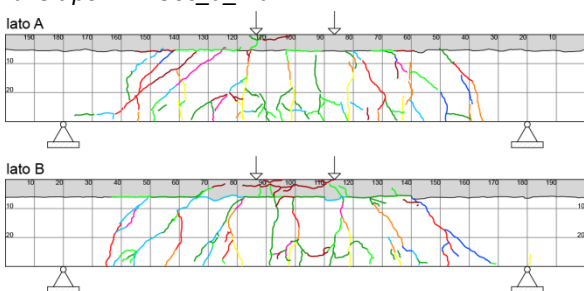
Trave tipo A – T50t\_a\_mb



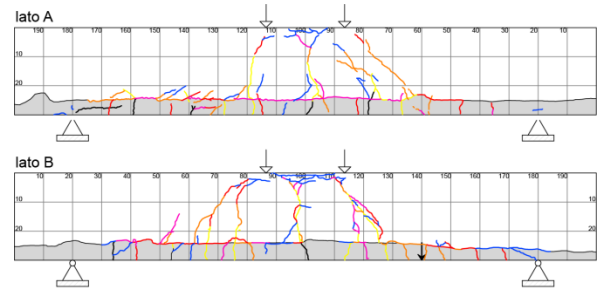
Trave tipo A – T50t\_a\_mab



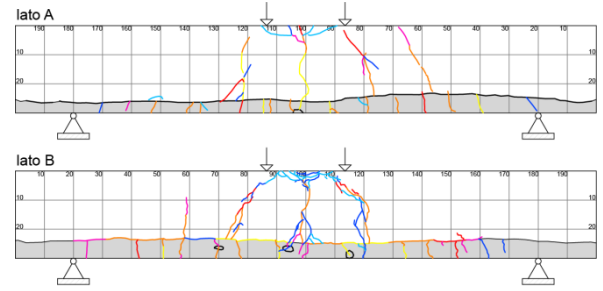
Trave tipo A – T50c\_a\_ma



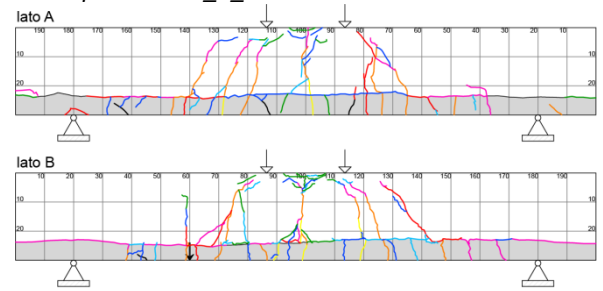
Trave tipo A – T50c\_a\_mb



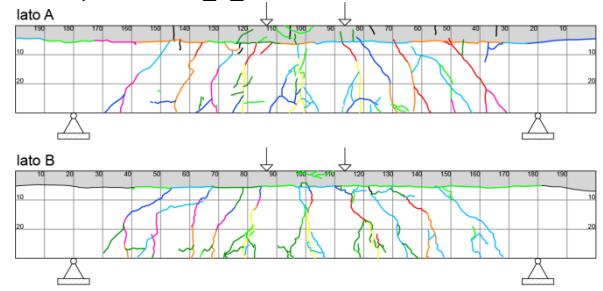
Trave tipo B – T50t\_b\_ma



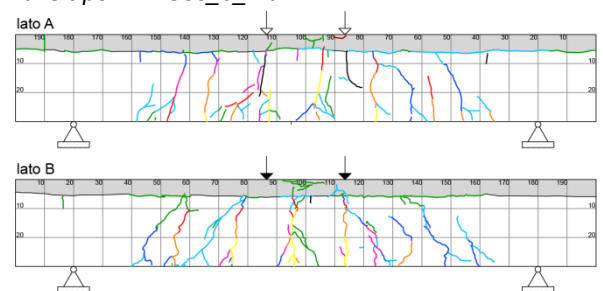
Trave tipo B – T50t\_b\_mb



Trave tipo B – T50t\_b\_mab



Trave tipo B – T50c\_b\_ma



Trave tipo B – T50c\_b\_mb

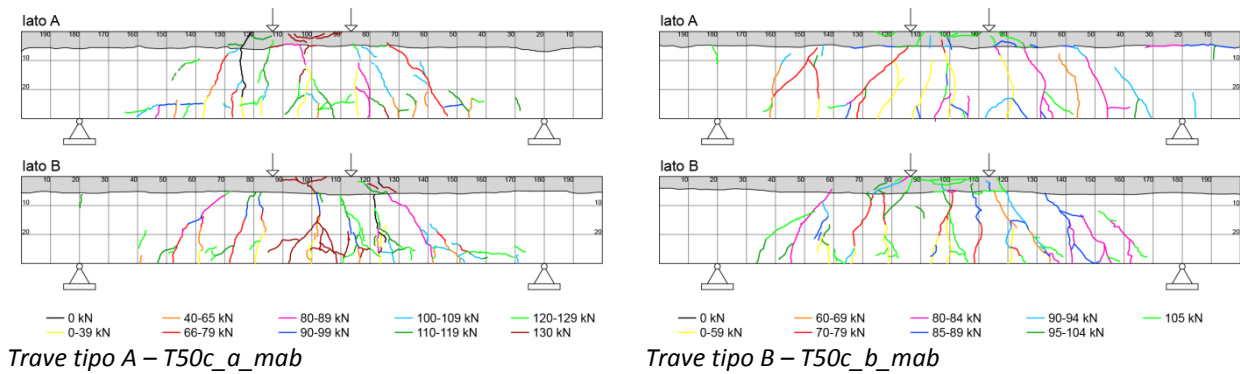


Figura 3.23: Quadri fessurativi delle travi testate

Le travi T50c\_a\_ma (con  $3\varnothing 12$  in zona tesa) e T50c\_b\_ma (con  $2\varnothing 12$  in zona tesa) sono state entrambe ripristinate all'estradosso con malta tipo *a* per uno spessore di 50 mm. La prima fessurazione si verifica a 18 kN di carico per la T50c\_a\_ma e a circa 16 kN per la trave T50c\_b\_ma. Più che in altri casi, le fessure si sviluppano anche al di fuori della zona a momento costante, partendo dai punti di applicazione del carico si propagano inclinate sino agli appoggi. Il fenomeno di apertura delle fessure in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo/malta è molto accentuato nel provino T50c\_b\_ma anche se non provoca il distacco del ripristino, mentre è meno evidente nella trave T50c\_a\_ma, caratterizzata da lesioni che si propagano lungo la luce della trave. I carichi massimi raggiunti sono rispettivamente, per la trave più armata e quella meno, 124.10 kN e 92.80 kN.

Le travi T50t\_a\_mb (con  $3\varnothing 12$  in zona tesa) e T50t\_b\_mb (con  $2\varnothing 12$  in zona tesa) sono state entrambe ripristinate con malta tipo *b* all'intradosso. Nella trave T50t\_a\_mb la prima lesione si apre a circa 23 kN, mentre nella T50t\_b\_mb il danno inizia a propagarsi a partire da un livello di carico di 20 kN. I quadri fessurativi sono molto simili, ma le lesioni nel provino T50t\_b\_mb sono più diffuse. Il carico massimo raggiunto dalla trave T50t\_a\_mb è di 119.20 kN e di 83.46 kN per l'elemento T50t\_b\_mb.

Le travi T50c\_a\_mb (con  $3\varnothing 12$  in zona tesa) e T50c\_b\_mb (con  $2\varnothing 12$  in zona tesa) sono state entrambe ripristinate all'estradosso con malta tipo *b* per uno spessore di 50 mm. Nella trave tipo A la prima fessurazione avviene a 13 kN, mentre nella trave tipo B si verifica a 18.22 kN. In quest'ultima le lesioni si sviluppano lungo l'interfaccia, mentre nella trave più armata le fessure sono più contenute e concentrate in mezzeria. In entrambi i casi non si verifica il distacco del ripristino. Il carico massimo raggiunto dalla trave T50c\_a\_mb è di 123.55 kN, mentre la trave T50c\_b\_mb arriva ad un carico di 91.60 kN.

Le travi T50t\_a\_mab (con  $3\varnothing 12$  in zona tesa) e T50t\_b\_mab (con  $2\varnothing 12$  in zona tesa) sono state entrambe ripristinate con malta tipo *ab* all'intradosso e hanno sviluppato dei carichi di prima fessurazione pari a, rispettivamente, 17.30 kN e 21.30 kN. I quadri fessurativi di entrambe le travi somigliano molto a quelli riscontrati nelle travi analoghe ripristinate con malta tipo *a* (T50t\_a\_ma e T50t\_b\_ma). Il carico massimo per la trave T50t\_a\_mab è di 120.60 kN corrispondenti ad un momento di 40.1 kNm. Il carico massimo sopportato dalla trave T50t\_b\_mab è di 83.94 kN per un momento di 27.9 kNm.

Infine le travi T50c\_a\_mab (con  $3\varnothing 12$  in zona tesa) e T50c\_b\_mab (con  $2\varnothing 12$  in zona tesa) sono caratterizzate da un ripristino all'estradosso con malta tipo *ab*. Nella trave T50c\_a\_mab la prima fessura si apre ad un carico di 19.80 kN, mentre la trave T50c\_b\_mab raggiunge la prima fessurazione a 17.50

kN. Il carico massimo sopportato dalla trave T50c\_a\_mab è di 123.70 kN, mentre l'elemento T50c\_b\_mab raggiunge un carico di 91.82 kN.

Gli elementi ripristinati in compressione con una malta tipo *ab* sviluppano un quadro fessurativo più limitato rispetto a quello di altre travi ripristinate con malta *a* o *b*.

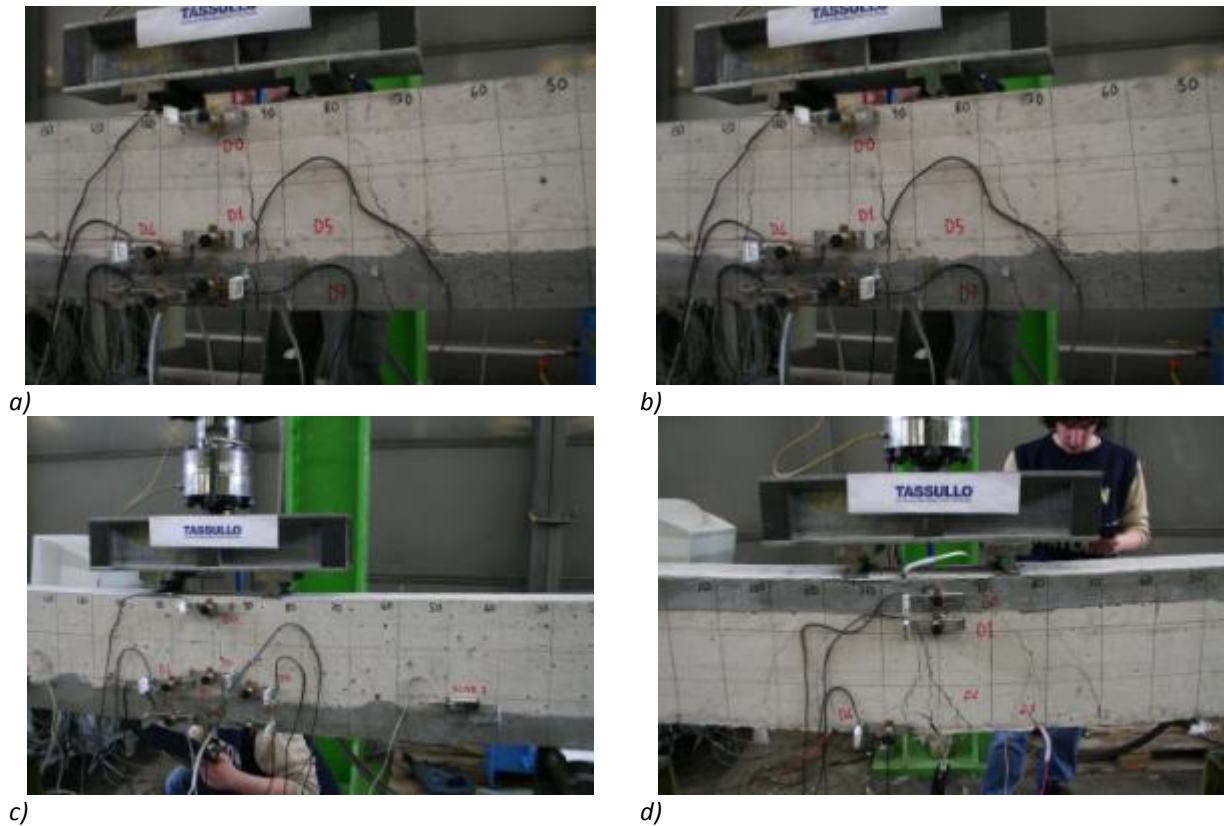


Figura 3.24: Fessure critiche travi T50t\_a\_ma (a), T50c\_a\_ma (b), T50t\_b\_ma (c) e T50c\_b\_ma (d)

### 3.3.2.2 – Carichi e spostamenti

Figura 3.25 mostra le curve carico-spostamento delle travi tipo A e delle travi tipo B. Figura 3.26 mostra le curve carico-deformazione delle travi ripristinate con  $3\phi 12$  in zona tesa (tipo A) e Figura 3.27 riporta gli stessi grafici per le travi caratterizzate da  $2\phi 12$  in zona compressa (tipo B). I grafici mostrano le deformazioni misurate all'estradosso, all'intradosso e lungo le facce laterali delle travi, sia sulla superficie di calcestruzzo che sulla superficie della malta da ripristino. Le deformazioni di compressione all'estradosso sono visualizzate negative, mentre le deformazioni di trazione all'intradosso sono considerate positive. Figura 3.28 per le travi tipo A e Figura 3.29 per le travi tipo B presentano un confronto tra le deformazioni sulle barre e quelle registrate sulla superficie di calcestruzzo e di malta per valutare l'adesione tra i due materiali.

Osservando la Figura 3.26, tra le travi tipo A, i provini riparati in zona compressa (T50c\_a), mostrano un comportamento molto più simile a quello degli elementi di controllo rispetto alle travi ripristinate in zona tesa (T50t\_a). Nella trave di controllo la prima fessurazione si verifica a 14.60 kN che rappresenta il 40% del valore teorico di calcolo (41.90 kN). Nelle travi ripristinate il valore del carico di prima fessurazione è più elevato rispetto a quello dell'elemento di controllo, specialmente nelle travi con strato di ripristino all'intradosso a causa della più alta resistenza a trazione della malta rispetto al substrato cementizio (Tabella 3.2). Le frecce in mezzeria al momento della prima fessurazione per le

travi ripristinate in trazione (T50t) sono superiori rispetto ai valori registrati per le travi ripristinate all'estradosso (T50c). Nelle travi di controllo la freccia corrispondente alla formazione della prima fessura è inferiore rispetto a quella delle travi ripristinate in quanto avviene per un più basso valore di carico raggiunto (TO\_a, 0.13 mm; TO\_b, 0.30 mm).

Lo snervamento è stato valutato considerando sia le misurazioni effettuate dagli strain-gauges posizionati sulle barre, sia il cambio di pendenza della curva carico-spostamento. I carichi sperimentali di snervamento nelle travi di controllo risultano inferiori rispetto ai valori teorici (Tabella 3.6). I carichi di snervamento medi registrati per le travi di tipo A con ripristino sia in zona compressa che in zona tesa sono generalmente più bassi rispetto a quelli della trave di controllo. Nelle travi tipo B, invece, l'andamento è invertito, e gli elementi ripristinati sviluppano un carico di snervamento leggermente superiore a quello dell'elemento di controllo. Alla fine della fase elastica tutte le travi tipo A raggiungono una freccia media di 4.75 mm e mentre le travi tipo B sviluppano frecce maggiori, in media 5.48 mm, a causa dell'inferiore quantità di armatura in zona tesa.

Per quanto riguarda i carichi massimi, le travi ripristinate in zona compressa raggiungono livelli superiori di carico rispetto alle travi con strato di ripristino posto all'intradosso. Le frecce assumono valori diversi in base alla tipologia di trave, ovvero in base alla diversa percentuale di armatura. Le travi tipo A presentano, generalmente, una freccia superiore rispetto a quella della trave di controllo TO\_a, specialmente con ripristino in zona compressa; le travi tipo B invece sviluppano dei valori di freccia più simili a quelli della trave di controllo TO\_b nel caso di estradosso ripristinato e valori più elevati con ripristino in zona tesa.

Nella Figura 3.26 le misure di deformazione mostrano che il calcestruzzo e lo strato di ripristino nelle travi di tipo A ripristinate in trazione (T50t\_a) lavorano assieme, ovvero si verifica una buona collaborazione tra i due materiali con scorrimenti relativi trascurabili, soprattutto nel caso di impiego di malta *a* e *b*. Tuttavia, nelle travi ripristinate in zona compressa, la collaborazione tra calcestruzzo e strato di ripristino è migliore nel caso di malta *b* e *ab*. Nelle travi tipo b (Figura 3.27) con ripristino in zona tesa è possibile evidenziare una buona collaborazione tra substrato e malta solo nella prima fase elastica. La malta *a* sembra essere più efficace quando è applicata in zona compressa, mentre nelle travi tipo B le malte tipo *b* e *ab* producono dei risultati diversi rispetto a quelli ottenuti nelle travi corrispondenti tipo A, coerentemente con la più bassa percentuale di armatura e quindi per la diversa posizione dell'asse neutro.

La Figura 3.28 e la Figura 3.29 propongono un confronto tra le deformazioni delle barre di armatura longitudinale e quelle dello strato di calcestruzzo/malta che le circonda. Queste curve possono essere impiegate per valutare l'adesione tra il materiale nuovo (malta) e l'esistente (barra di armatura) e quindi l'efficacia dell'intervento. Nelle travi tipo A la migliore sovrapposizione di curve si verifica per i ripristini in zona compressa e in particolare nella trave T50c\_a\_ma. Nel caso di ripristini all'intradosso la collaborazione risulta meno evidente, anche se comunque l'andamento delle curve rispecchia quello delle travi di controllo. La differenza nella posizione, lungo l'altezza della sezione, degli strumenti di misura, posti sui lati e all'intradosso della trave e lungo le barre, può giustificare le diverse deformazioni rilevate durante le prove.

Per le travi tipo B, caratterizzate da 2Ø12 in zona tesa, la trave ripristinata all'intradosso che evidenzia un comportamento più simile tra quello delle barre di armatura e quello della malta da ripristino è la T50t\_b\_mab. Nel caso di ripristini in zona compressa, l'adesione tra il materiale nuovo e quello esistente

risulta migliore e piuttosto simile per tutte le travi tipo T50c\_b, ma con il leggero miglior comportamento dell'elemento T50c\_b\_mab.

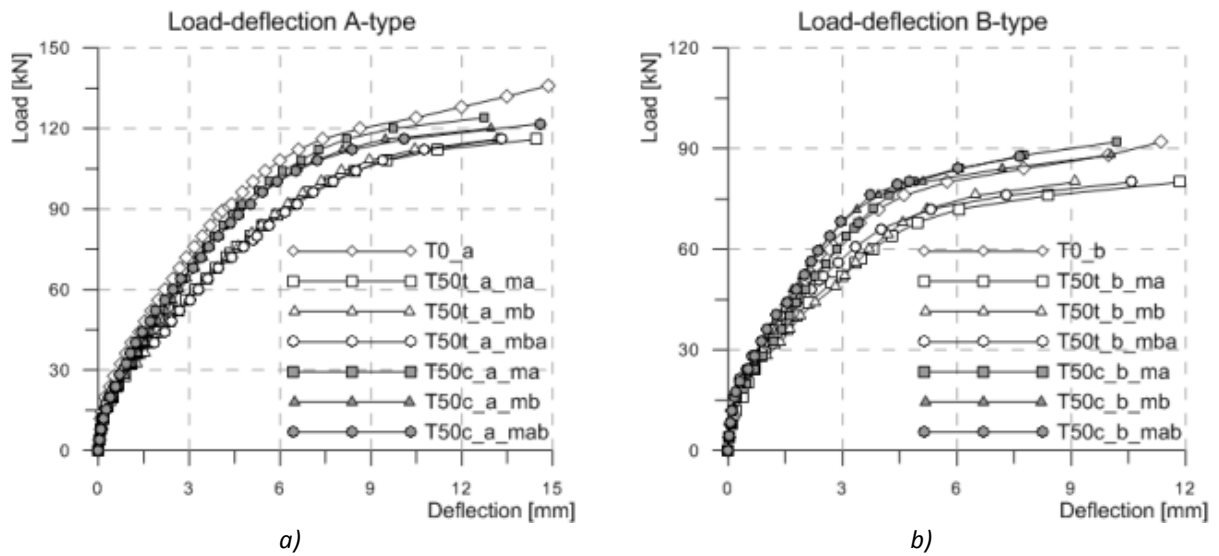
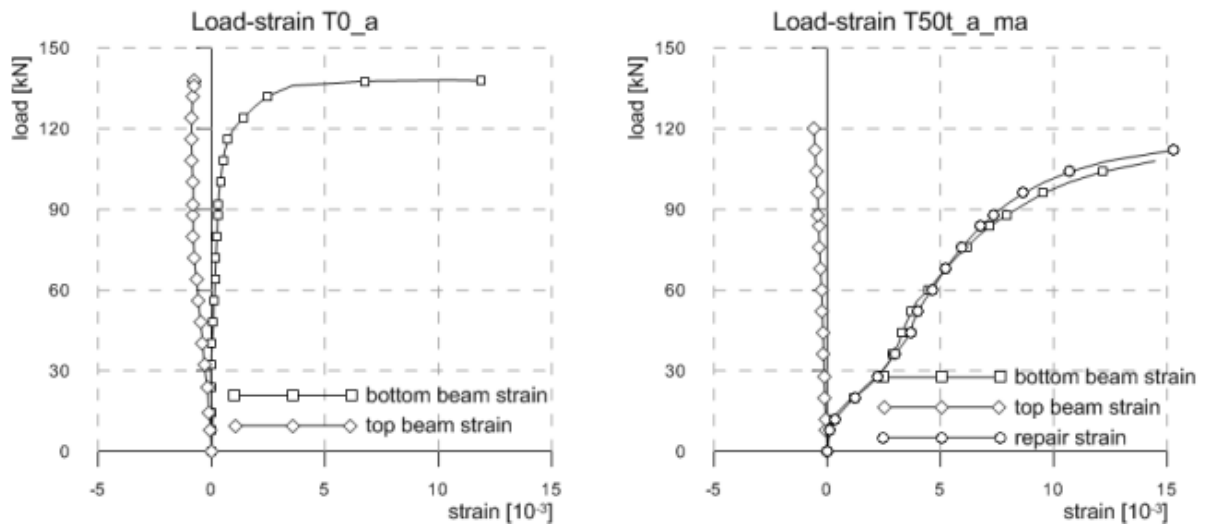


Figura 3.25: Curve carico-spostamento per le travi tipo A (a) e le travi tipo B (b)



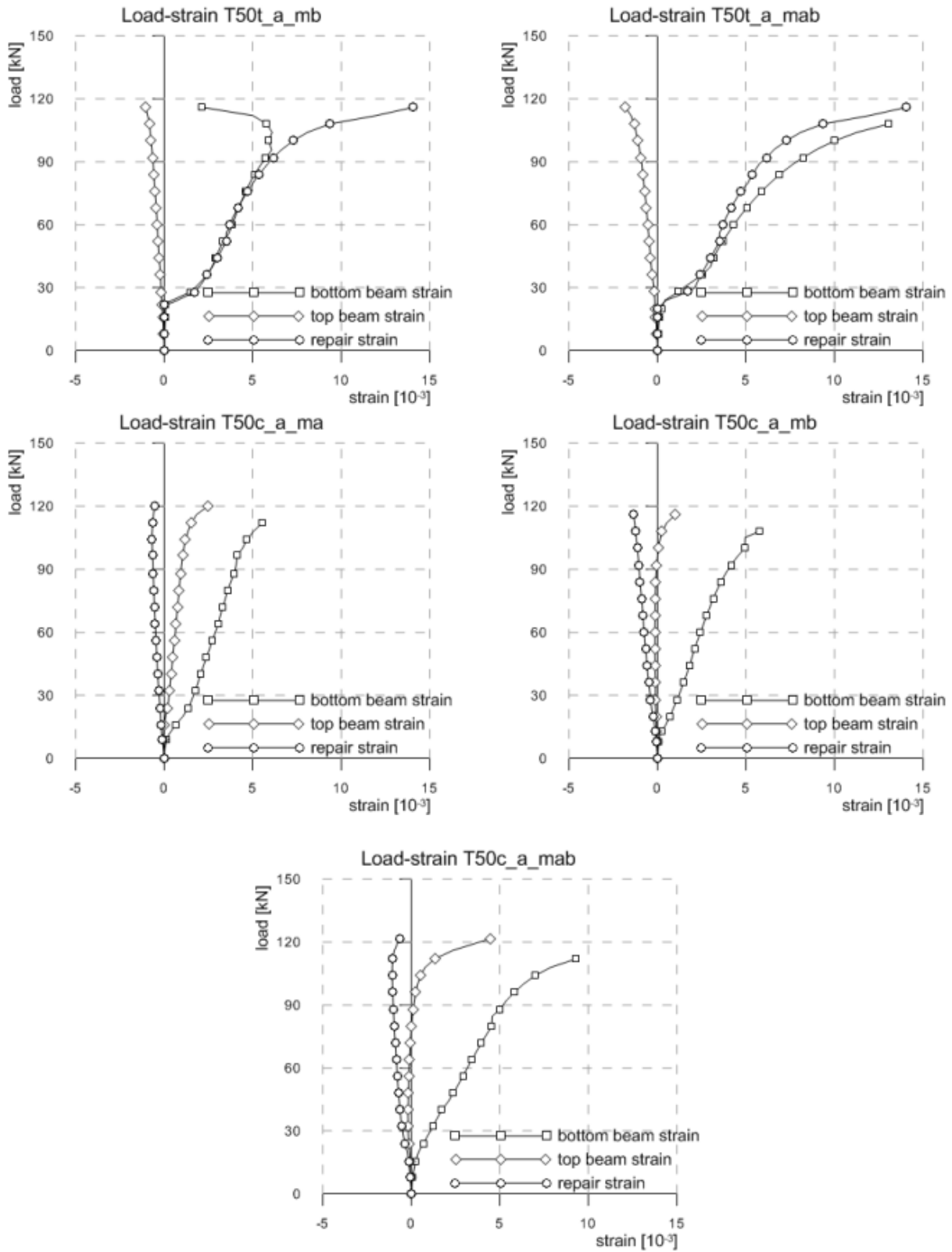
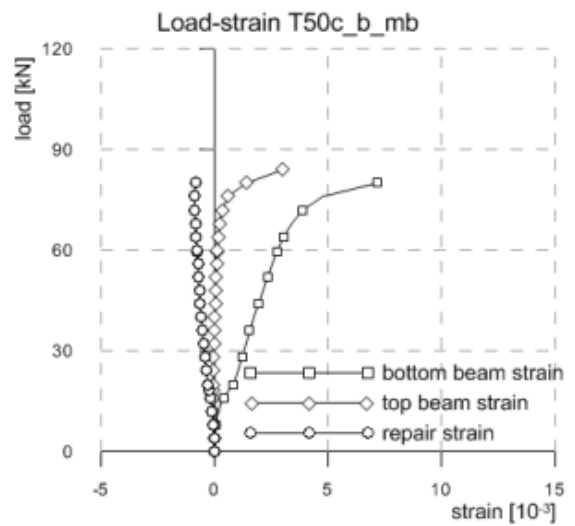
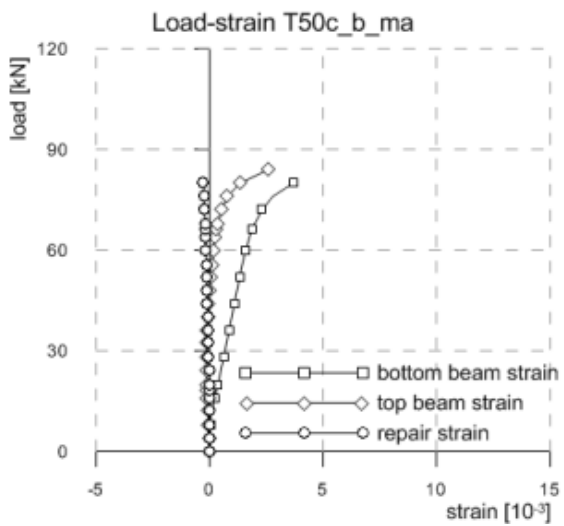
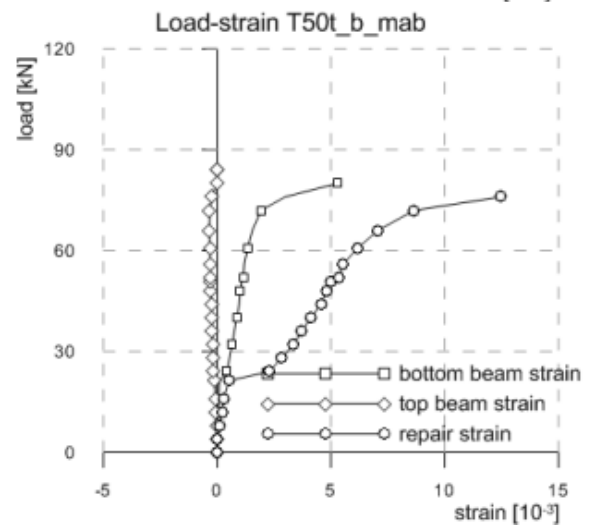
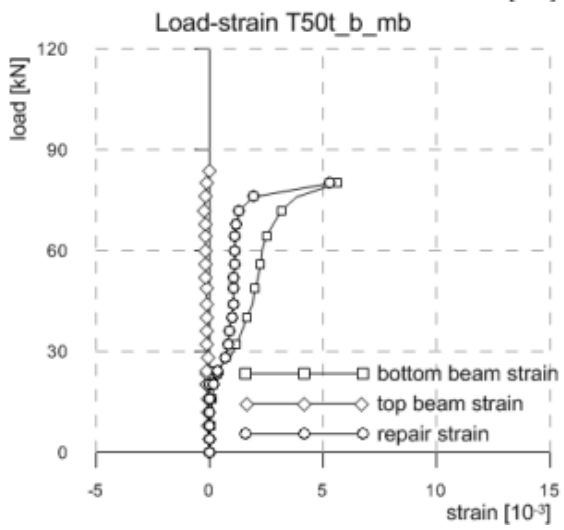
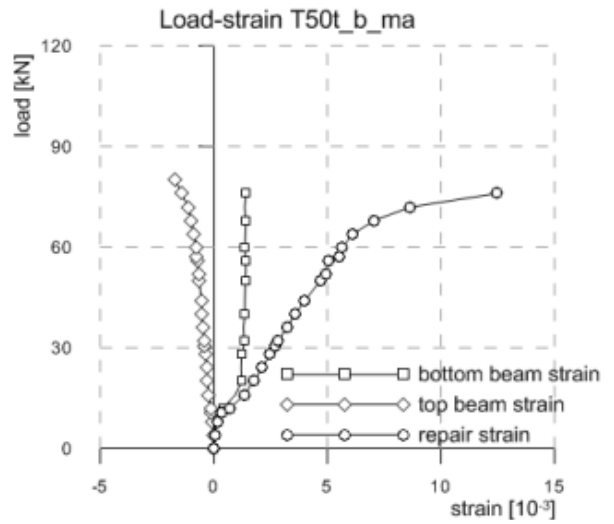
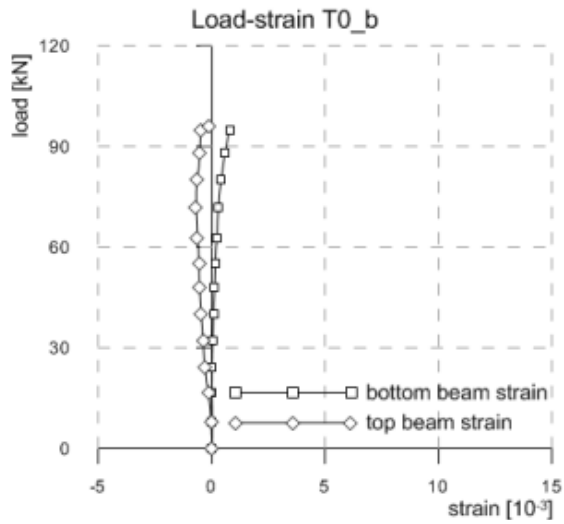


Figura 3.26: Curve carico-deformazione per le travi tipo A di controllo(T0\_a), ripristinate in trazione (T50t\_a) e ripristinate in compressione (T50c\_a)





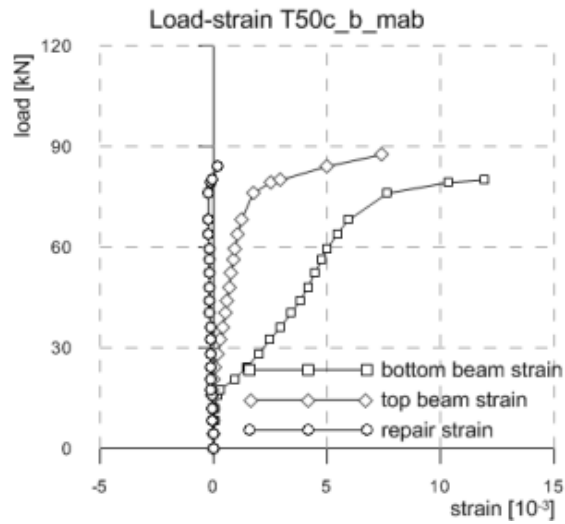
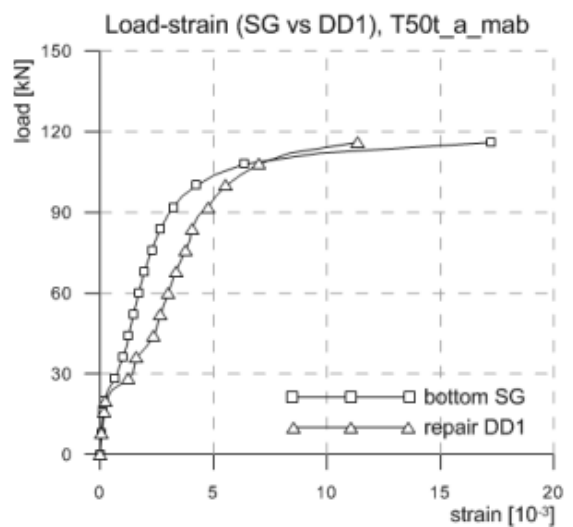
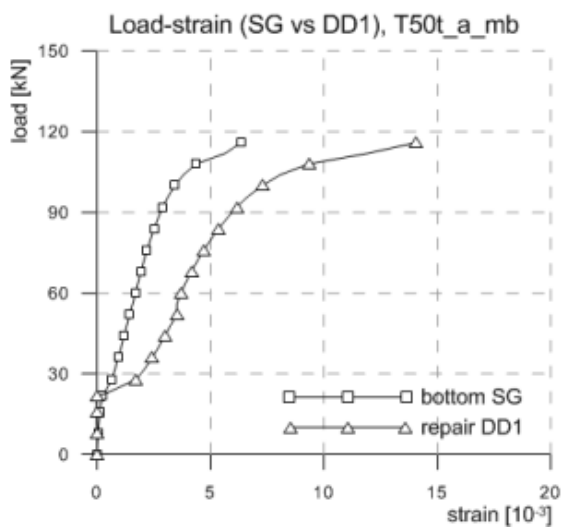
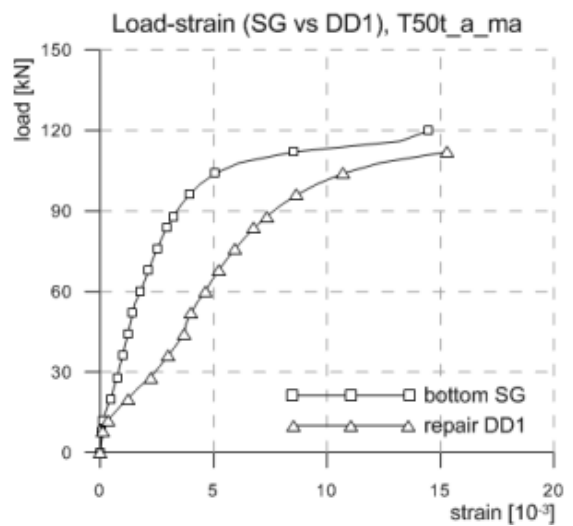
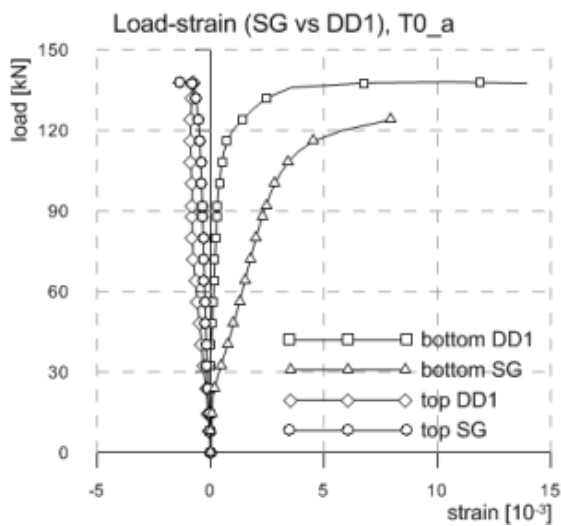


Figura 3.27: Curve carico-deformazione per le travi tipo B di controllo(T0\_b), ripristinate in trazione (T50t\_b) e ripristinate in compressione (T50c\_b)



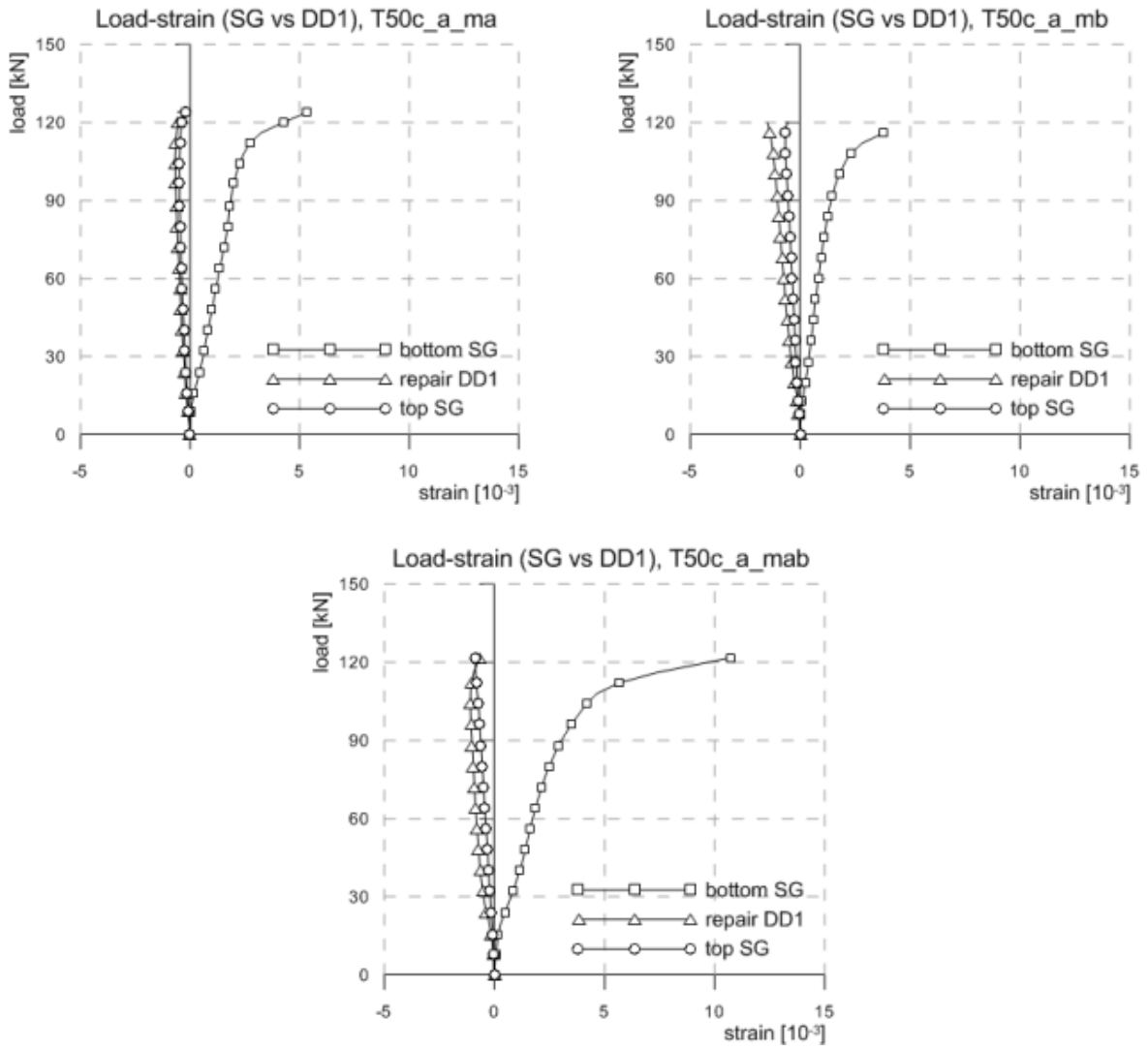
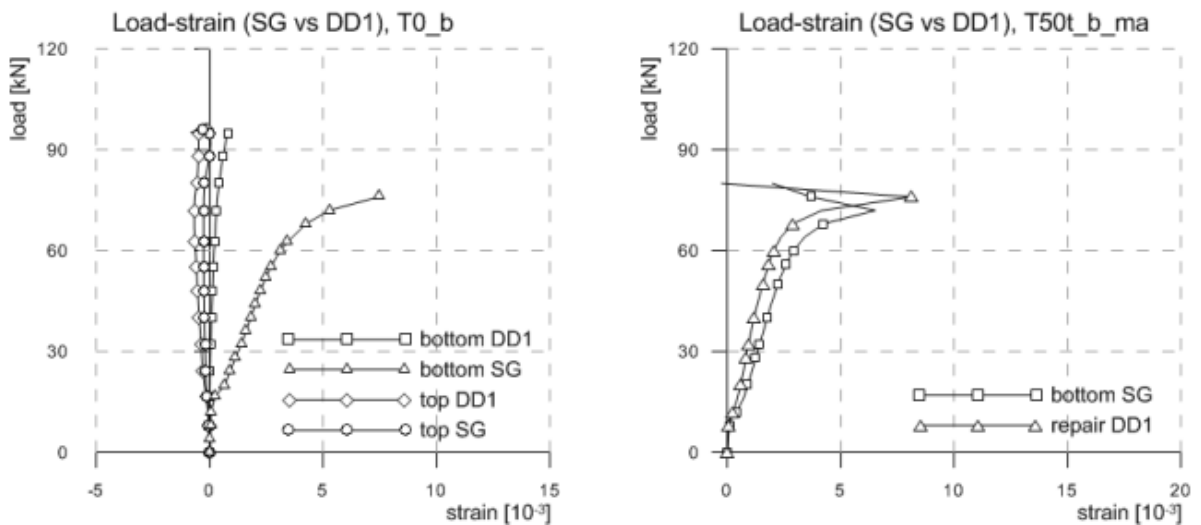


Figura 3.28: Curve carico-deformazione (SG vs DD1) per le travi tipo A di controllo (T0\_a), ripristinate in trazione (T50t\_a) e ripristinate in compressione (T50c\_a)



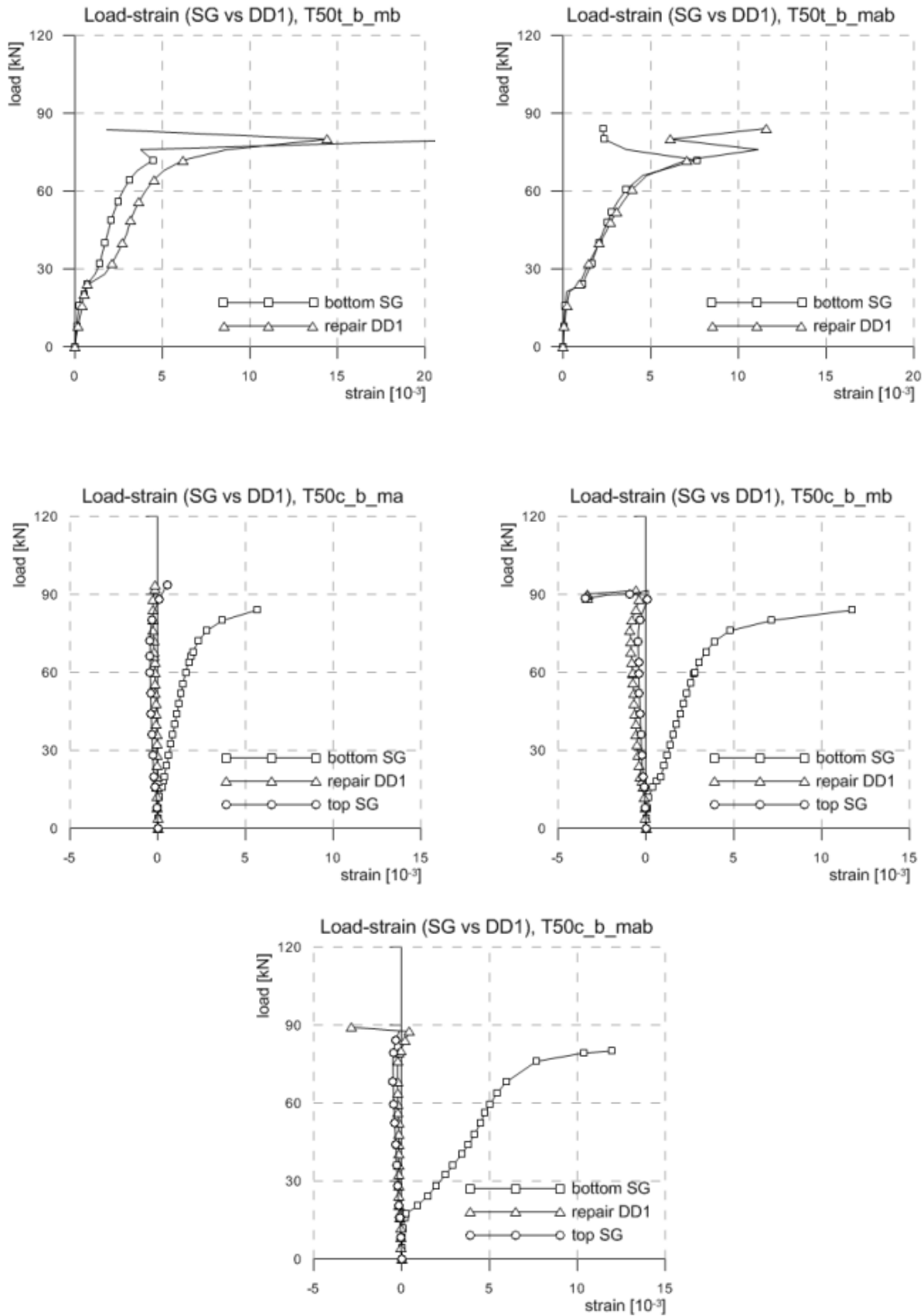


Figura 3.29: Curve carico-deformazione (SG vs DD1) per le travi tipo B di controllo(T0\_b), ripristinate in trazione (T50t\_b) e ripristinate in compressione (T50c\_b)

### 3.3.2.3 – Discussione

Il ripristino delle travi in c.a. in zona tesa permette di aumentare il valore dei carichi che inducono la prima fessurazione di circa il 20%, grazie all'elevata resistenza a trazione della malta rispetto al substrato cementizio. Questo effetto è più evidente nelle travi tipo A (+35%) rispetto alle travi tipo B (+5%) a causa della maggiore percentuale di armatura a trazione delle travi tipo A. Le frecce nelle travi A aumentano del 277%, con una corrispondente riduzione di rigidezza del 50% (Figura 3.30). Al contrario, nelle travi a bassa percentuale di armatura (tipo B) le frecce aumentano di solo il 4% alla prima fessurazione e la rigidezza iniziale rimane praticamente invariata (Figura 3.30).

Il valore di resistenza a trazione della malta influenza direttamente il valore di carico a fessurazione, più elevato per travi ripristinate con malta *b* (T50t\_a\_mb) e *ab* (T50t\_b\_mab), che hanno più elevata resistenza a trazione rispetto alla malta *a*. L'effetto delle caratteristiche meccaniche della malta sulla prima fessurazione risulta meno evidente per i ripristini in zona compressa. L'incremento medio di carico è del 9% e, in particolare, per le travi tipo A è del 15%, mentre per le travi tipo B è del 3%. A livello di frecce, la tipologia di trave più armata in zona tesa subisce un incremento del 251% della freccia, mentre le travi tipo B solo del 4%, con ripercussioni sulla rigidezza iniziale analoghe a quelle già evidenziate per i ripristini all'intradosso (Figura 3.30).

Le fessure si sviluppano, in genere, lungo l'interfaccia calcestruzzo-ripristino e nello strato di malta nelle travi tipo T50t. Le travi ripristinate in zona compressa sviluppano un più diffuso quadro fessurativo, più simile a quello degli elementi di controllo. Le travi con ripristino all'intradosso, presentano lesioni nel calcestruzzo concentrate in mezzeria, nella zona a momento costante; altre fessure verticali si sviluppano al di fuori della zona centrale sino agli appoggi ma interessano solo lo strato di malta.

Allo snervamento il fattore che più influenza il comportamento delle travi è la percentuale di armatura presente nella sezione della trave. Il carico di snervamento delle travi di tipo A è più basso di circa il 10% di quello della trave di controllo, indipendentemente dalla posizione dello strato di ripristino. Nelle travi B, invece, lo snervamento si verifica per valori di carico superiori di circa il 15% rispetto al valore registrato dalla trave di controllo, con piccole differenze relative alla posizione del ripristino (12% in zona tesa e 18% in zona compressa). Le frecce sono influenzate sia dalla quantità di armatura sia dalla posizione del ripristino. Nelle travi tipo A superano i valori registrati per la trave di controllo mediamente del 10%, suddivisi in 17% quando il ripristino è in zona tesa e in 2% quando è in zona compressa; nelle travi B la percentuale di incremento sale al 45% in media (67% per ripristini in zona tesa e 23% per ripristini in zona compressa). Complessivamente, la rigidezza degli elementi ripristinati è inferiore mediamente del 17% rispetto ai valori delle corrispondenti travi di controllo, ma arriva al 29% se si considerano solo i ripristini in trazione e al 5% per ripristini all'estradosso (Figura 3.30).

Per quanto riguarda il carico massimo sopportato dalle travi, l'intervento di ripristino non è in grado di restituire alla trave la capacità portante originaria., con decrementi di circa il 9% del carico massimo e con differenze trascurabili tra le travi tipo A (-8%) e quelle di tipo B (-10%). L'aspetto che influisce maggiormente è la posizione del ripristino. Per ripristini all'estradosso la riduzione del carico massimo è in media del 6%, mentre per malte in zona tesa le riduzioni raggiungono mediamente il 12%. I valori più alti di carico sono stati raggiunti dalle travi, sia tipo A sia tipo B, ripristinate con malte *a* e *ab* che hanno caratteristiche meccaniche più elevate rispetto alla malta *b* e più vicine a quelle del substrato cementizio.

I grafici di Figura 3.26 e Figura 3.27 riportano le misurazioni registrate da strumenti DD1, Figura 3.28 e Figura 3.29 comparano il comportamento degli strain-gauges installati sulle barre con quello dei corrispondenti DD1 posti sulle facce della trave. Nelle travi tipo A la malta *a* e la malta *b* sviluppano le migliori aderenze al substrato, mentre nelle travi tipo B la buona collaborazione tra i materiali non è così evidente. I ripristini in zona compressa, sia nelle travi tipo A sia nelle travi tipo B, mostrano una buona collaborazione con il substrato cementizio. Se si pone a confronto il comportamento deformativo delle barre di armatura con la deformazione della malta che le ingloba, gli andamenti migliori sono stati sviluppati dalle travi tipo B con ripristino in zona tesa tipo *ab* e, in generale, per le travi con interventi in zona compressa, specie per malta *a* e *ab*.

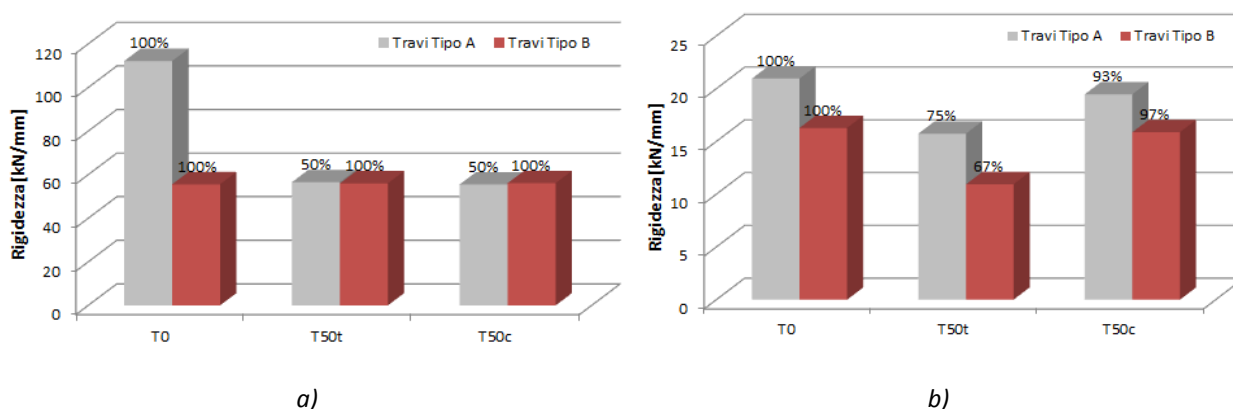


Figura 3.30: Rigidezza delle travi a) a prima fessurazione e b) a snervamento

### 3.3.3 – Osservazioni conclusive

La campagna sperimentale presentata ha avuto come scopo quello di valutare l'efficacia di tre malte cementizie polimero-modificate nel ripristinare la capacità portante originaria di travi in c.a.. Sono stati verificati gli effetti della posizione del ripristino, in area tesa e in zona compressa della trave, della percentuale di armatura inglobata nello strato di ripristino e delle proprietà meccaniche di quest'ultimo (modulo elastico e resistenza a compressione) sulla formazione del quadro fessurativo, e in generale, sul comportamento a flessione dell'elemento ripristinato.

Nelle travi ripristinate la prima fessurazione si verifica più tardi rispetto alle travi di controllo. Tale fenomeno è più evidente per i ripristini posti in zona tesa rispetto a quelli in zona compressa ed è anche più marcato negli elementi dotati di una maggiore percentuale di armatura longitudinale. Tale risultato è strettamente correlato alla resistenza a trazione della malta, con i migliori risultati ottenuti nel caso di malte con i più elevati valori di resistenza a trazione (tipo *b* e *ab*). Dopo la fessurazione, il ripristino produce l'effetto di anticipare lo snervamento nelle travi più armate e di incrementare il carico di snervamento nelle travi con minore percentuale di armatura. La posizione del ripristino e le proprietà meccaniche della malta non influenzano in modo evidente il comportamento a snervamento.

La rigidezza iniziale si riduce quando i ripristini sono applicati a travi con una più alta percentuale di armatura, mentre rimane simile a quella della trave di controllo nel caso di interventi su travi con bassa percentuale di armatura. Al contrario, dopo la fessurazione, la rigidezza dipende principalmente dalla

posizione del ripristino . In genere, è inferiore a quella delle travi di controllo per ripristini all'intradosso, mentre i ripristini in zona compressa permettono di mantenere rigidzze molto simili a quelle sviluppate dalla trave di controllo.

Dai risultati sperimentali ottenuti appare evidente che l'intervento di ripristino con malta in zona tesa non è in grado di recuperare la capacità portante originaria degli elementi di controllo (-12% del carico massimo), mentre l'effetto risulta meno marcato per ripristini in zona compressa (-6% del carico massimo). Nel caso di travi ripristinate in zona compressa, i migliori risultati in termini di carico massimo sono stati sviluppati nel caso di ripristino con malta *a*, dotata delle più elevate caratteristiche meccaniche. Nel caso di travi ripristinate in zona tesa, i migliori comportamenti sono stati ottenuti con l'impiego di malte aventi modulo elastico simile a quello del substrato (malte *a* e *ab*).

Tabella 3.8: Confronto dei risultati dei test di flessione su travi

ID	Carico Massimo [kN]	Rapporto trave ripristinata/ trave di controllo[%]
T0_a	133.00	-
T50t_a_ma	121.40	91.28%
T50t_a_mb	119.20	89.62%
T50t_a_mab	120.58	90.66%
T50c_a_ma	124.10	93.31%
T50c_a_mb	123.55	92.89%
T50c_a_mab	123.70	93.01%
T0_b	95.00	-
T50t_b_ma	83.60	88.00%
T50t_b_mb	83.46	87.85%
T50t_b_mab	83.94	88.36%
T50c_b_ma	92.80	97.68%
T50c_b_mb	91.70	96.53%
T50c_b_mab	91.82	96.65%

## 3.4 – Travi in c.a. ripristinate e rinforzate con SRG

### 3.4.1 – Premessa

La sperimentazione eseguita è stata condotta in due fasi successive. La fase iniziale della sperimentazione ha previsto la selezione di due matrici cementizie da impiegare per l'applicazione della rete metallica di rinforzo all'intradosso di cinque travi in cemento armato da testare a flessione. Quattro di queste travi sono, inoltre, caratterizzate da uno strato di malta di ripristino posizionato all'intradosso e che ingloba le barre di armatura. Tale strato simula l'intervento di rimozione del calcestruzzo carbonatato e la ricreazione della sezione resistente, in modo da riprodurre un intervento il più possibile simile a quello reale. Le malte da ripristino applicate sono di due tipi, malta tipo *b* e tipo *ab*, e sono le stesse impiegate nelle sperimentazioni illustrate nei paragrafi precedenti su travi e colonne. I due tipi di ripristini si differenziano principalmente per il diverso valore di resistenza a compressione. La loro caratterizzazione è riproposta in Tabella 3.10 assieme a quella del calcestruzzo di substrato. Le travi impiegate sono state realizzate contemporaneamente alla produzione delle travi e delle colonne utilizzate nelle prove precedenti.

Otto malte sono state testate come matrici per l'applicazione di SRG. La scelta di questi otto prodotti è stata eseguita sulla base delle informazioni contenute nella scheda tecnica, ricercando valori elevati di adesione al substrato cementizio, per evitare rotture all'interfaccia, e curve granulometriche contenute, per favorire l'impregnazione della maglia metallica. Si è, inoltre, cercato di minimizzare lo spessore dello strato di rinforzo creando uno strato sottile di 5 mm, in modo da posizionare lo strato di rete di acciaio il più vicino possibile alla superficie rinforzata ed evitare la possibilità di delaminazione.

### 3.4.2 – Programma Sperimentale Preliminare

#### 3.4.2.1 – Materiali

Le caratteristiche meccaniche delle otto matrici cementizie selezionate sono state testate eseguendo prove a flessione e a compressione su tre provini prismatici di dimensioni 40 mm x 40 mm x 160 mm, per ogni malta, secondo la norma 'UNI EN 196-1:2005: Misurazione della resistenza a compressione e a flessione delle malte da ripristino'. I valori medi sono riportati in Tabella 3.10 assieme ad una valutazione della semplicità di impregnazione della rete metallica, verificata in fase di preparazione e stesura del prodotto (Figura 3.32).

Tabella 3.9: Riassunto delle proprietà meccaniche dei materiali delle travi da testare

ID	Resistenza a compressione [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a flessione [N/mm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [N/mm <sup>2</sup> ]
calcestruzzo			
C	50.83	4.02*	31530
Malta da Ripristino			
tipo b	44.40	8.20	25540
tipo ab	55.15	7.76	28180

\*valore ottenuto indirettamente dalla resistenza a trazione indiretta secondo §11.2.10.20 NTC 2008



Tabella 3.10: Proprietà meccaniche delle matrici cementizie da incollaggio

ID	Resistenza a compressione [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza a flessione [N/mm <sup>2</sup> ]	Facilità di impregnazione
KF	85	11	bassa
KT	43	7	bassa
NF	23	4	alta
FR	50	7	alta
FT	42	7	alta
NR	62	7	alta
SS	54	7	media
SN	58	11	media

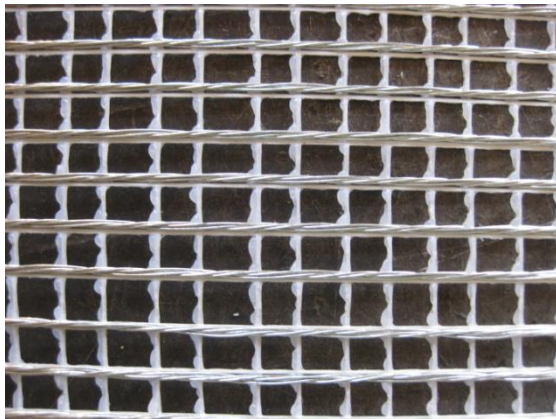


Figura 3.31: Particolare densità rete metallica



Figura 3.32: Impregnazione delle rete di acciaio

Le malte impiegate per il ripristino delle travi in c.a. (Tabella 3.10) sono state scelte sulla base delle caratteristiche meccaniche del substrato cementizio. Si ricorda che la malta tipo *b* ha valori di modulo elastico e di resistenza a compressione inferiori rispetto a quelli del substrato di calcestruzzo (rispettivamente, -12% e -19%), e la malta tipo *ab* è caratterizzata da un valore di modulo elastico leggermente inferiore a quello del calcestruzzo (-10%) e da un valore di resistenza a compressione leggermente superiore (+9%).

La rete metallica, denominata FIDSTEEL 3X2-B 4-12-500 prodotta dalla HARDWIRE LLC, è costituita da una trama di acciaio unidirezionale con una massa di 600 g/m<sup>2</sup>, uno spessore equivalente di 0.075 mm ed è caratterizzata da bassa densità (1.57 trefoli per cm). I trefoli di acciaio 3X2 sono realizzati utilizzando cinque fili: tre filamenti dritti sono avvolti tra loro e sono fasciati da altri due filamenti a elevato raggio di curvatura. Le prove di caratterizzazione sono state condotte sia su filo singolo sia su trefolo secondo la norma ISO 6892-1. La resistenza a trazione media del filo e del trefolo è, rispettivamente, 3438 N/mm<sup>2</sup> e 3337 N/mm<sup>2</sup>, valori leggermente superiori a quelli dichiarati dal produttore. Il modulo di elasticità è, rispettivamente, di 206 GPa e 190 GPa.

Le travi sono caratterizzate da 2 barre longitudinali superiori e inferiori di diametro 12 mm e da staffe Ø8 con passo 200 mm.

Tabella 3.11: Proprietà geometriche e meccaniche delle fibre di acciaio

ID	Resistenza a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	Allungamento a rottura[%]	Modulo Elastico [N/mm <sup>2</sup> ]	Area del filo [mm <sup>2</sup> ]	Densità del nastro [trefoli/cm]	Massa [g/m <sup>2</sup> ]	Spessore equivalente [mm]	Carico a rottura [kN]
Filo	3200-3438*	-	206	-206	-	-	-	1476-1514*
Trefolo	3070-3337*	1.60	190	0.481	1.57	600	0.075	312*

\*risultati sperimentali

Le barre longitudinali  $\varnothing 12$  e le barre trasversali  $\varnothing 8$  delle travi da testare sono state sottoposte a prove di trazione, secondo la ISO 6892-1. Le barre longitudinali hanno sviluppato una resistenza a snervamento di  $565 \text{ N/mm}^2$  e una resistenza a rottura di  $638 \text{ N/mm}^2$ . Le staffe sono caratterizzate da un valore di snervamento di  $653 \text{ N/mm}^2$  e da una tensione di rottura di  $682 \text{ N/mm}^2$ .

### 3.4.2.2 – Pull-off test

Dopo la caratterizzazione di tutti i materiali, sono state eseguite prove di pull-off per valutare l'adesione degli otto sistemi SRG selezionati al substrato cementizio e per scegliere le due matrici cementizie da applicare con la fibra di acciaio all'intradosso di cinque travi in cemento armato. E' stata scelta tale prova perché rappresenta il test più semplice, più economico e più veloce per verificare la qualità dell'aderenza al substrato, raccomandato anche dalla norma CNR-DT 200/2004.

Le possibili tipologie di rottura sono quelle illustrate in Figura 3.33, tratte dalla norma americana ASTM C 1583-04 (2004), riguardante prove di pull-off per la determinazione della resistenza a trazione all'interfaccia tra una superficie di calcestruzzo e uno strato di ripristino. Nella norma si riporta esplicitamente che il metodo di prova può essere impiegato per valutare l'aderenza di agenti di incollaggio.

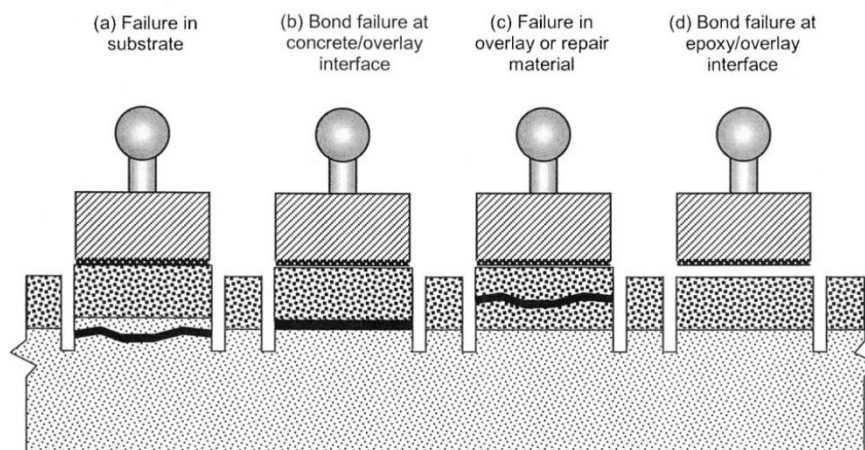


Figura 3.33: Schema delle modalità di rottura [ASTM C 1583 -04]

Il substrato impiegato è una lastra di calcestruzzo non armato di 25 cm di spessore, la cui superficie è stata irruvidita mediante martello demolitore per facilitare l'adesione del materiale composito. La polvere provocata da tale operazione meccanica è stata accuratamente eliminata mediante aria compressa e la superficie è stata successivamente bagnata per evitare un eccessivo assorbimento dell'acqua di impasto della matrice cementizia da parte della soletta in calcestruzzo. Le otto strisce di SRG sono state applicate al substrato secondo lo schema in Figura 3.34 e dopo un periodo di

maturazione di 28 giorni sono state eseguite le incisioni sulla superficie di SRG secondo la norma EN 1542. L'esecuzione di tale operazione ha incontrato notevoli difficoltà principalmente correlate alla tenacità all'incisione dei trefoli di acciaio. L'uso della carotatrice non è stato possibile a causa dell'effetto di sfilamento delle fibre prodotto dalla punta circolare rotante e quindi si è dovuto procedere con l'esecuzione di incisioni a forma poligonale, prossime al cerchio, tramite flessibile. Per ciascuna striscia e tipologia di SRG sono state eseguite cinque incisioni della superficie, su cui sono stati incollati i tasselli necessari per l'esecuzione della prova di pull-off.

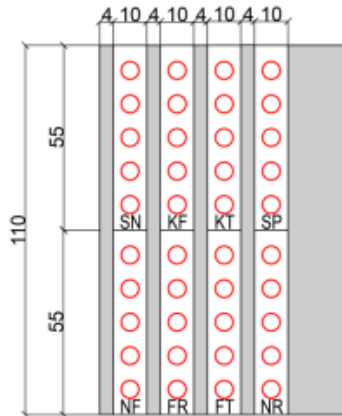


Figura 3.34: Schema strisce di SRG su piastra per l'esecuzione dei pull-off



Figura 3.35: Applicazione delle strisce di SRG sulla piastra di calcestruzzo



Figura 3.36: Incisione con fresa della superficie



Figura 3.37: Applicazione dei tasselli

### 3.4.2.3 – Risultati dei pull-off test

Le prestazioni di un materiale composito sono controllate dal trasferimento di tensioni tra la fibra e la matrice. Tale comportamento può essere testato per mezzo di test di aderenza che prevedono l'applicazione di un carico perpendicolare all'interfaccia.

Le prove di pull-off condotte sui provini sopra descritti hanno mostrato principalmente rotture tipo 'b' (Figura 3.33) all'interfaccia materiale composito/substrato cementizio (Figura 3.38) con una massima resistenza a trazione di  $1.821 \text{ N/mm}^2$  registrata per la malta tipo KF. Solo nella striscia di SRG con matrice tipo NR si è sempre prodotta una rottura mista tipo 'c' a  $0.282 \text{ N/mm}^2$ , caratterizzata dal distacco della matrice dalla rete di acciaio (Figura 3.39). I risultati di tutte le combinazioni di SRG sono riportate nella Figura 3.40 e, ad eccezione della malta NR, le modalità di rottura sottolineano una generale buona collaborazione tra acciaio e malta. I valori medi di resistenza a trazione e le modalità di rottura sono riportati in Tabella 3.12.

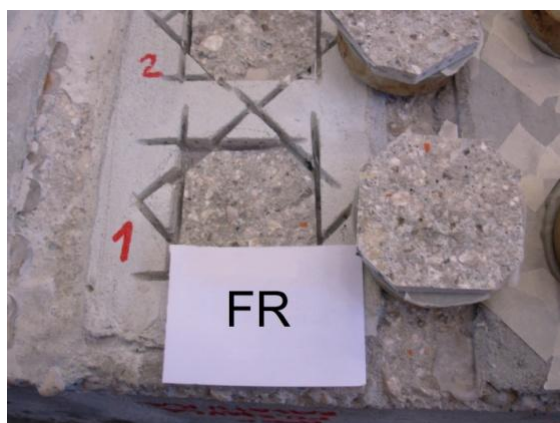


Figura 3.38: Rottura all'interfaccia SRG/substrato



Figura 3.39: Rottura all'interfaccia rete di acciaio/matrice cementizia

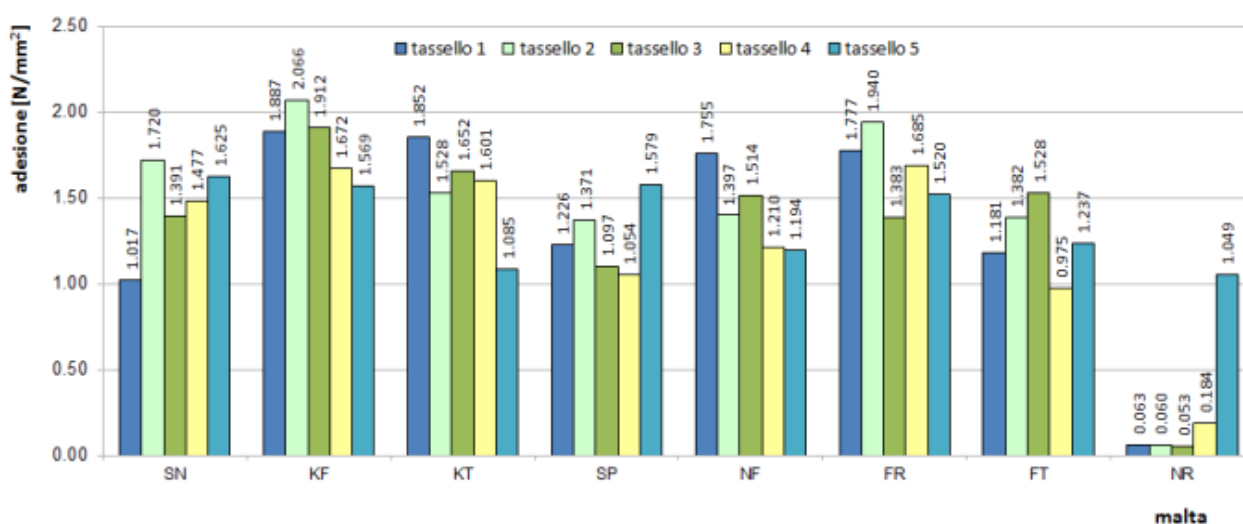


Figura 3.40: Adesione al substrato sviluppata per ciascun provino

Tabella 3.12: Sommario dei risultati delle prove di pull-off

n.provino	ID malta							
	KF	KT	NF	FR	FT	NR	SS	SN
Resistenza a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	1.821	1.544	1.414	1.661	1.261	0.282	1.266	1.446
Modalità di Rottura (Figura 3.33)	1	b	c**	b	b	b	c	b
	2	b	b	b	b/c*	b	c	b
	3	b	b	b	b	b	c	b
	4	b	b	b	b	b	c	b
	5	b	b	b	b	b	c	b

Dall'analisi dei risultati sono state scelte le due malte KF e FR, la prima dotata di elevate caratteristiche di aderenza al substrato e scarsa lavorabilità con cazzuola, la seconda di proprietà meccaniche inferiori, ma di più facile applicazione.

La malta KF è il prodotto caratterizzato dalle proprietà meccaniche più elevate (Tabella 3.12). La scheda tecnica sottolinea la sua eccellente fluidità, la necessità di stesura per colaggio per uno spessore minimo

di 10 mm. Tali indicazioni giustificano la difficoltà di lavorazione riscontrata nella stesura tramite cazzuola di uno spessore di prodotto inferiore a quello riportato nella scheda tecnica. Tale malta è stata concepita per impieghi strutturali e questo è confermato dai suoi elevati valori di resistenza all'adesione al substrato cementizio.

Il secondo prodotto selezionato come matrice del composito SRG è la malta FR. È una malta tixotropica per l'esecuzione di opere di rasatura aventi spessori di pochi millimetri (1÷3 mm). L'applicazione millimetrica può avvenire tramite spruzzo o mediante cazzuola. In tal caso si è riscontrata una particolare facilità di stesura del prodotto, una riduzione media del 9% del valore di adesione al substrato e un -41% della resistenza a compressione rispetto alla malta KF.

Per il rinforzo delle travi in cemento armato da testare a flessione si è, pertanto, deciso di impiegare due matrici cementizie concepite per finalità diverse e quindi con comportamento meccanico diverso, per analizzare la loro influenza sul carico massimo raggiunto dalla trave rinforzata.

### 3.4.3 – Prove a Flessione

La seconda parte di questa campagna sperimentale ha lo scopo di valutare l'effetto di vari tipi di sistemi di rinforzo a flessione esterni applicati all'intradosso di cinque travi. Una trave, denominata TO\_b, 2011, è stata utilizzata come elemento di controllo avente sezione in c.a. con SRG applicato all'intradosso e matrice FR, mentre le altre quattro sono caratterizzate da una doppia interfaccia calcestruzzo/malta da ripristino e malta da ripristino/SRG per simulare le reali tecniche di ripristino e successivo rinforzo che vengono adottate nella pratica di cantiere. Su due di queste quattro travi è stata impiegata la malta FR, sulle rimanenti la malta KF. I risultati sono stati comparati anche con il comportamento di una trave avente sezione in c.a. (TO\_b, 2009), non ripristinata e non rinforzata, avente le stesse caratteristiche geometriche, per valutare l'incremento di carico massimo.

#### 3.4.3.1 – Provini e Set-up di prova

Le travi hanno una sezione rettangolare di 150 mm x 300 mm, un copriferro di circa 20 mm e un'altezza utile di 266 mm. La lunghezza totale delle travi è di 2000 mm e la loro luce effettiva è di 1600 mm.

Due travi, tipo A, hanno un'armatura longitudinale composta da 3Ø12 in zona compressa e da 2Ø12 in zona tesa. Le altre travi sono di tipo B, con barre 2Ø12 sia in zona tesa che in zona compressa. L'armatura a taglio è composta in tutte le travi da staffe Ø8 poste a passo 200 mm. Il provino di controllo TO\_b, 2011 è stato testato solo in condizioni rinforzate, mentre agli altri quattro elementi è stato creato uno strato di ripristino all'intradosso di circa 50 mm con malta tipo *b* e malta tipo *ab* (Tabella 3.9). All'intradosso delle travi, sullo strato di ripristino, è stato applicato un unico strato di materiale composito per una larghezza di 80 mm.

Prima dell'applicazione del rinforzo, la superficie della malta da ripristino è stata irruvidita con le stesse modalità di irruvidimento della superficie di calcestruzzo per migliorare le caratteristiche di aderenza della matrice cementizia al substrato esistente. La polvere superficiale è stata rimossa e l'area è stata bagnata per evitare l'eccessivo assorbimento dell'acqua di impasto della matrice cementizia da parte del substrato. La rete di acciaio è stata pressata dentro alla malta fresca per favorirne l'impregnazione e poi ricoperta con un ulteriore strato di malta.

Per cercare di evitare la delaminazione di estremità delle fibre [Casadei *et al.* 2005], è stata eseguita una fasciatura a U vicino agli appoggi, utilizzando fibra di acciaio e resina epossidica. Alcuni dettagli di realizzazione dei provini sono illustrati in Figura 3.41, Figura 3.42, Figura 3.43 e Figura 3.44, mentre in Tabella 3.13 sono riportati i dati delle travi testate, compresa la trave solo in cemento armato. Sulla base delle proprietà geometriche e meccaniche dei materiali, in Tabella 3.13 è riportata anche la percentuale di acciaio equivalente  $\rho_{eq}$ , definita come  $\rho_{eq} = \rho_s + E_f/E_s\rho_f$ , dove  $\rho_s$  e  $\rho_f$  sono la percentuale di armatura interna ed esterna della sezione trasversale di calcestruzzo (per travi non rinforzate  $\rho_{eq} = \rho_s$ ),  $E_f$  è il modulo elastico delle fibre di acciaio e  $E_s$  è il modulo elastico delle barre tese [Ceroni & Pecce 2007].

Tabella 3.13: Dettagli dei provini

Elemento/ test	sezione [mm <sup>2</sup> ]	barre longitudinali		$\rho_s$ [%]	staffe	$\rho_w$ [%]	$\rho_{eq}$ [%]	malta da ripristino	matrice/ SRG	ID
		tese	comprese							
trave B/flessione	150x300	2Ø12	2Ø12	0.50	1Ø8/200	0.33	-	travi controllo	-	T0_b, 2009
									FR	T0_b, 2011
								tipo <i>b</i>	FR	T50c_b_b
								tipo <i>ab</i>	FR	T50c_b_ab
trave A/flessione	150x300	2Ø12	3Ø12	0.50	1Ø8/200	0.33	0.51	tipo <i>b</i>	KF	T50c_a_b
								tipo <i>ab</i>	KF	T50c_a_ab



Figura 3.41: Applicazione della malta da ripristino



Figura 3.42: Travi ripristinate



Figura 3.43: Applicazione di malta FR



Figura 3.44: Fasciatura a U per evitare delaminazione

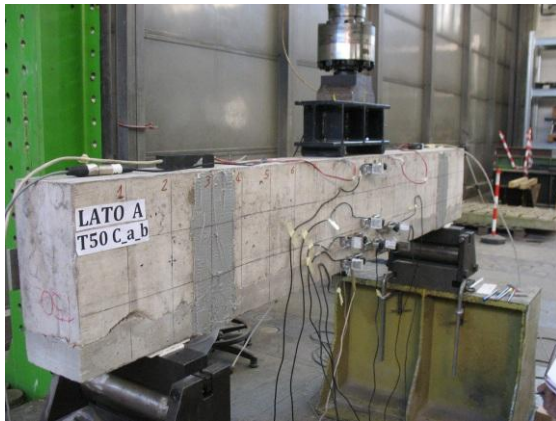


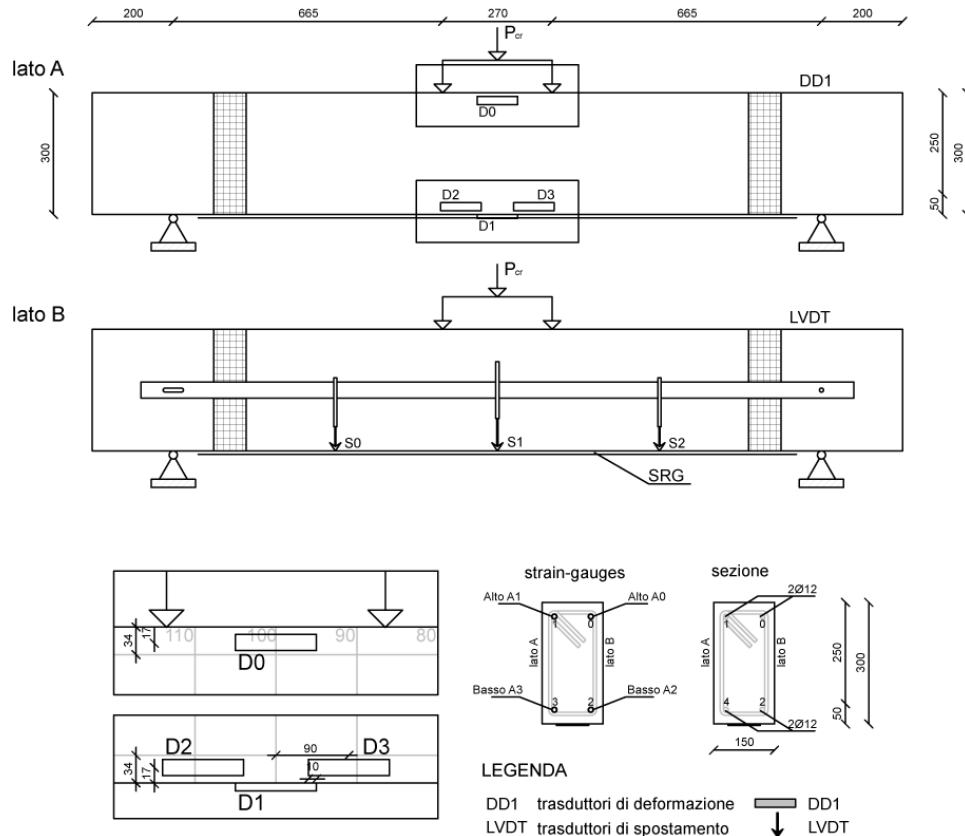
Figura 3.45: Strumentazione sul lato A della trave



Figura 3.46: Strumentazione sul lato B della trave

Dopo il periodo di maturazione, le travi sono state poste in semplice appoggio su una luce di 1600 mm e quindi caricate su quattro punti con una zona centrale a momento costante lunga 270 mm. Il set-up di prova è illustrato in

Figura 3.47. Le travi in cemento armato sono state caricate monotonicamente in controllo di spostamento (1/400 mm/s). Gli stessi strumenti di misura sono stati collocati sia sulla trave di controllo che sulle travi ripristinate e rinforzate. Tre trasduttori lineari di spostamento (LVDT), con una base di misura variabile, sono stati installati verticalmente su un lato della trave per misurare gli spostamenti nella zona centrale a momento costante. Trasduttori di deformazione, aventi base di misura 100 mm, sono stati posizionati orizzontalmente sulla superficie laterale della malta da ripristino e del calcestruzzo per misurare le deformazioni nei due materiali. Inoltre, prima del getto del calcestruzzo, quattro strain-gauges sono stati installati sulla superficie delle barre di armatura in mezzeria, per ottenere informazioni sulla deformazione delle barre.



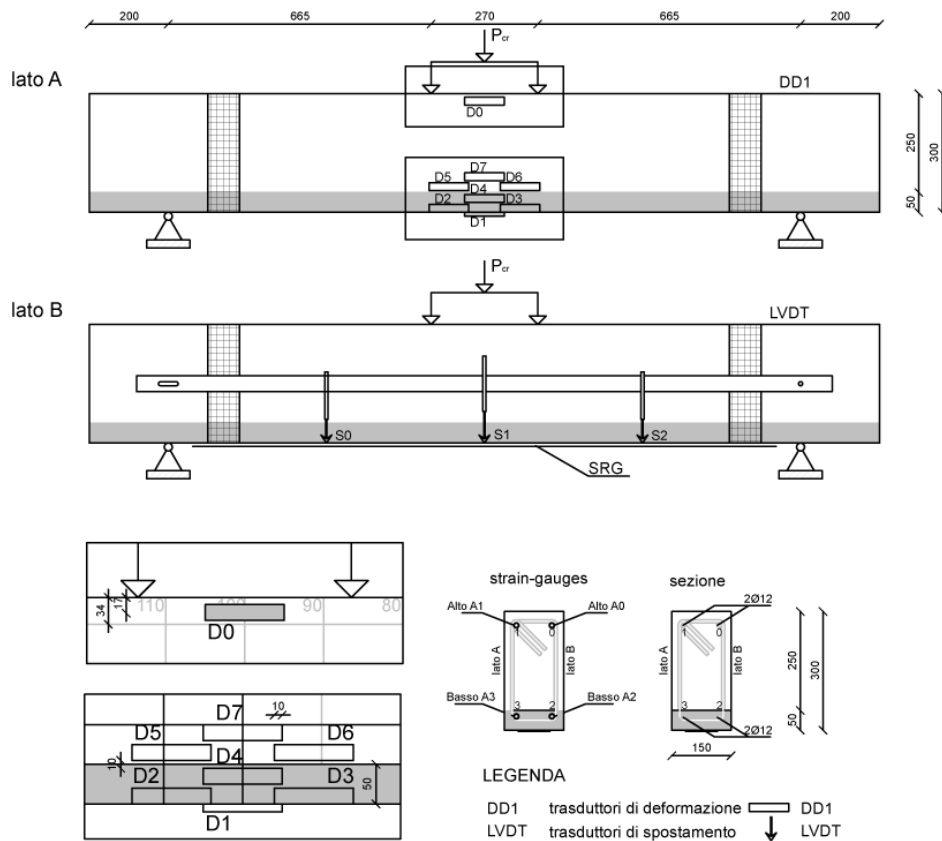


Figura 3.47: Set-up di prova

### 3.4.3.2 – Risultati Sperimentali

Tutti i provini sono stati testati a flessione in modalità statica sino a rottura. Le curve carico-spostamento in mezzeria di tutte le travi sono riportate in Figura 3.48. L'andamento dei grafici indica che lo strato di rinforzo contribuisce all'incremento della capacità di carico degli elementi testati in media del 14%. La trave T0\_b, 2009, senza strato di ripristino e senza materiale di rinforzo, ha raggiunto un carico massimo di 95 kN, mentre la trave di controllo rinforzata con SRG, senza malta da ripristino, chiamata T0\_b, 2011, ha sviluppato un carico massimo di circa 110 kN, con un incremento del 16% corrispondente ad un aumento della percentuale di acciaio presente sulla sezione trasversale di solo 0.01%. Le travi rinforzate con SRG avente per matrice la malta FR hanno raggiunto un carico di picco di 106 kN, mentre quelle rinforzate utilizzando la matrice KF hanno sopportato un carico massimo di 112 kN. Il più basso livello di carico è stato raggiunto dalla trave T50C\_b\_ab, a causa della delaminazione di estremità della rete di acciaio.



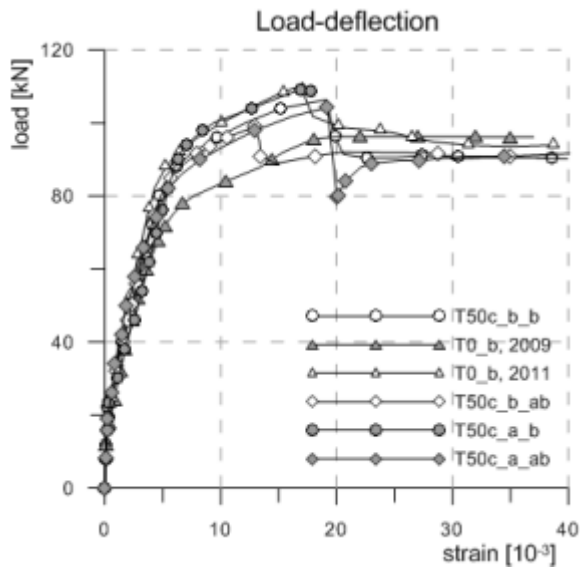


Figura 3.48: Curve carico-spostamento in mezzeria

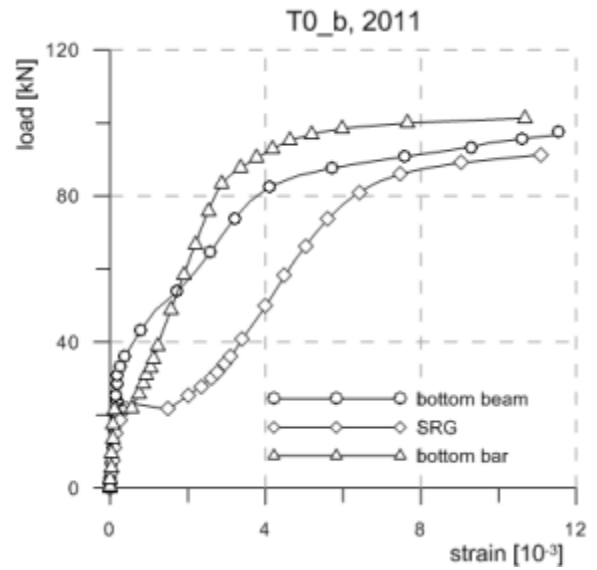


Figura 3.49: Carico-deformazione (DD1 vs SG) – T0\_b,2011

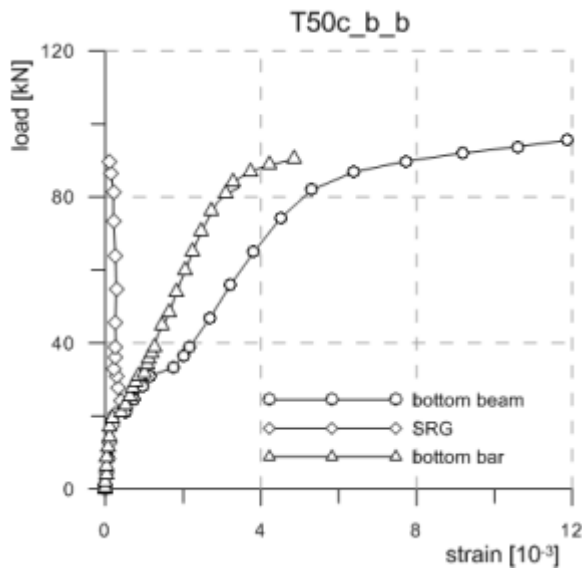


Figura 3.50: Carico-deformazione (DD1 vs SG) – T50c\_b\_b

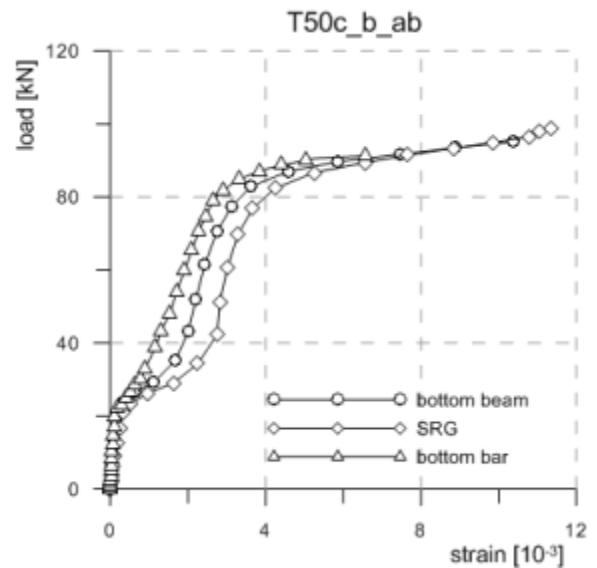


Figura 3.51: Carico-deformazione (DD1 vs SG) – T50c\_b\_ab

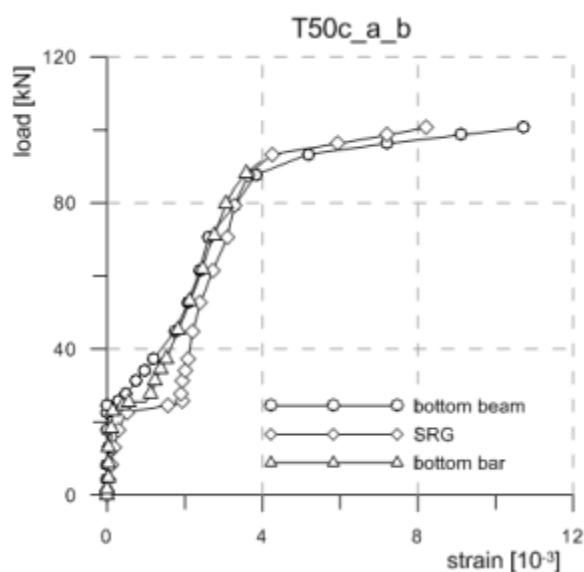


Figura 3.52: Carico- deformazione (DD1 vs SG) – T50c\_a\_b

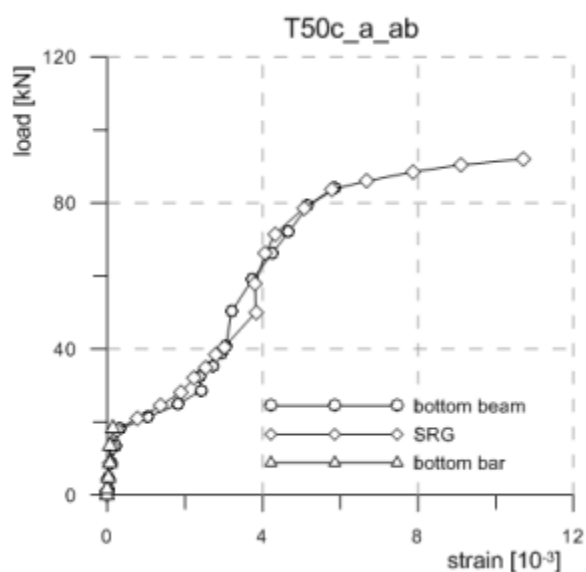


Figura 3.53: Carico- deformazione (DD1 vs SG) – T50c\_a\_ab

Tabella 3.14: Sommario dei risultati delle prove a flessione

ID trave	T0_b, 2009	T0_b, 2011	T50c_b_b	T50c_b_ab	T50c_a_b	T50c_a_ab
Tipo di matrice cementizia			FR		KF	
Carico						
$P_{cr}$ [kN]	16.7	23.8	19.5	21.2	21.9	19.2
$P_y$ [kN]	61.7	72.4	76.0	81.4	92.8	80.0
$P_u$ [kN]	95.0	110.0	106.4	99.1	112.5	104.2
$\psi_p = P_u/P_y$	1.5	1.5	1.4	1.2	1.2	1.3
Freccia						
$\Delta_{cr}$ [mm]	0.30	0.32	0.31	0.27	0.26	0.25
$\Delta_y$ [mm]	3.79	3.53	4.37	5.08	6.69	5.10
$\Delta_u$ [mm]	16.65	16.64	19.12	12.91	30.58	19.20
$\psi_\Delta = \Delta_u/\Delta_y$	4.39	4.72	4.37	2.54	4.57	3.76
Deformazione						
$\epsilon_{cy}$	6.787	5.495	5.656	3.567	4.008	5.229
$\epsilon_{sy}$	3.246	2.390	2.733	2.892	4.187	-

Tabella 3.14 contiene un riassunto dei risultati dei test a flessione. La presenza dello strato di rinforzo ha aumentato i valori della prima fessurazione e di snervamento rispetto a quelli della trave T0\_b, 2009. Le travi di tipo A hanno sviluppato una resistenza leggermente maggiore probabilmente a causa della maggiore percentuale di barre in zona compressa. Il rapporto tra la freccia a carico massimo e la freccia a snervamento nella trave T0\_b, 2009 è molto simile a quello dei provini riparati con malta da ripristino tipo b (T50c\_b\_b and T50c\_a\_b). I grafici nella Figura 3.49, Figura 3.52 e Figura 3.53 riportano l'andamento delle deformazioni nei materiali che compongono la sezione delle travi. Nel grafico riguardante la trave T50c\_a\_b, le deformazioni sulla superficie della malta, sulle barre di armatura e sulla superficie del rinforzo coincidono molto bene. Questo risultato sottolinea la buona collaborazione tra i materiali che si manifesta anche nelle prestazioni globali della trave T50c\_a\_b che raggiunge un livello di carico superiore del 2% rispetto a quello della trave di controllo rinforzata, ma senza strato di ripristino (T0\_b, 2011) e una freccia doppia. Il buon trasferimento delle sollecitazioni si è verificato anche nella trave T50c\_b\_ab, prima della delaminazione (Figura 3.51).

La tipologia di malta da ripristino sembra non influenzare in modo netto il valore di carico massimo raggiunto dalla trave. In generale, il carico massimo sopportato dai quattro elementi ripristinati e rinforzati è molto simile a quello del provino di controllo con solo rinforzo SRG. Tale risultato sottolinea che un intervento di ripristino eseguito con malte dotate di proprietà simili a quelle del substrato cementizio associato ad un'operazione di rinforzo con materiale composito SRG può raggiungere la capacità portante della medesima sezione interamente in c.a. (non ripristinata) rinforzata con SRG.

La modalità di rottura delle fibre è stata fortemente influenzata dall'interazione matrice-rete di acciaio. Nelle travi rinforzate in cui è stata impiegata la malta KF, caratterizzata da alta adesione al substrato e da ridotte proprietà di impregnazione, a rottura il materiale composito si stacca in modo monolitico dall'intradosso della trave (Figura 3.54). Utilizzando la malta FR, con inferiori proprietà di adesione al substrato, la delaminazione a rottura coinvolge solo la rete di acciaio che si stacca dalla matrice cementizia nella quale è inglobata (Figura 3.55).



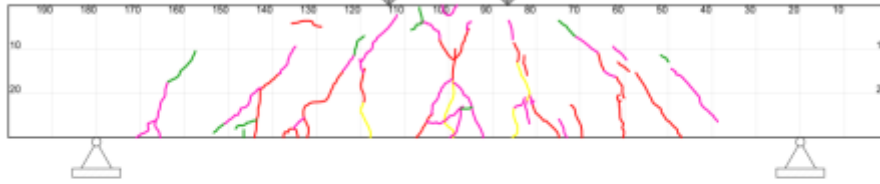
Figura 3.54: Particolari del distacco del rinforzo per matrice cementizia KF



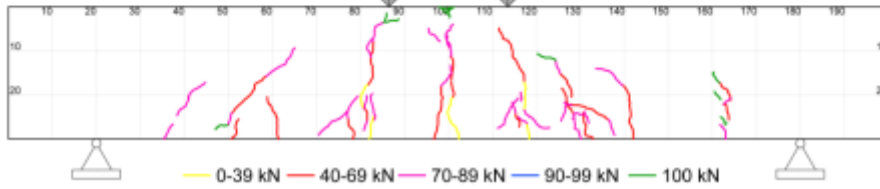
Figura 3.55: Particolari del distacco del rinforzo per matrice cementizia FR

**T0\_b, 2009**

lato A

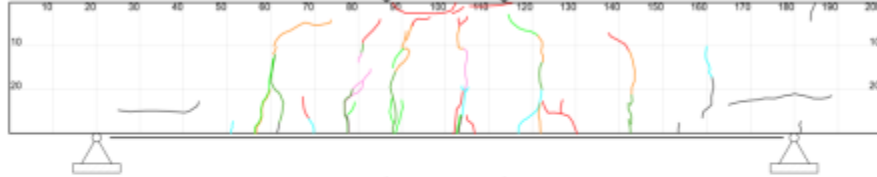


lato B

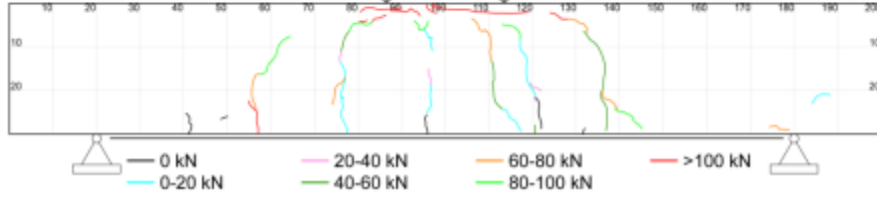


**T0\_b, 2011**

lato A

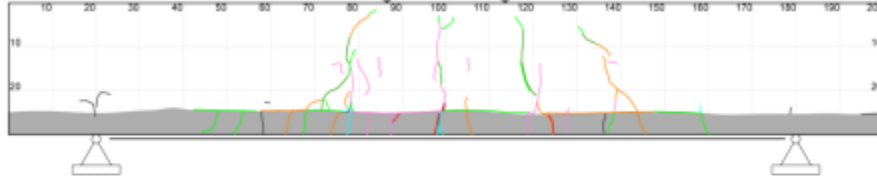


lato B

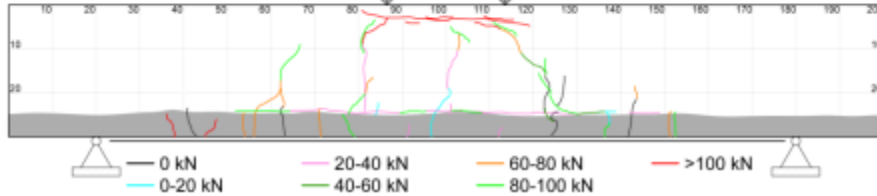


**T50C\_b\_b**

lato A



lato B



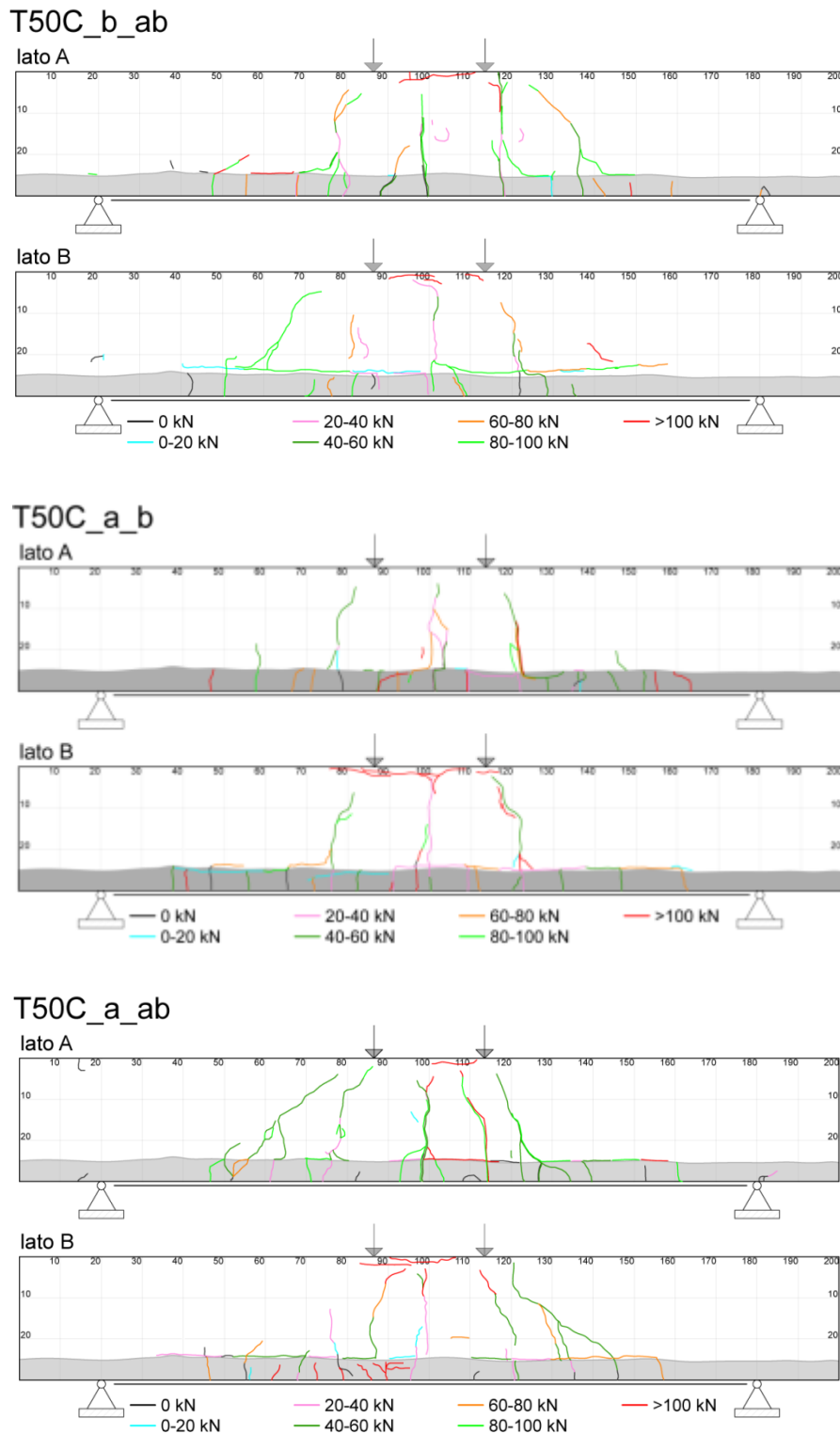


Figura 3.56: Quadro fessurativo delle travi testate

Figura 3.56 mostra i quadri fessurativi delle travi testate. La trave T0\_b, 2011 sviluppa un quadro fessurativo abbastanza diverso da quello della trave senza rinforzo, la T0\_b, 2009. Le fessure sono più verticali, non si inclinano verso gli appoggi e sono più concentrate nella zona centrale. Il medesimo cambiamento nella disposizione delle fessure, dovuto alla presenza di SRG, si registra anche nei provini ripristinati e rinforzati, nei quali il danno si concentra principalmente sulla malta da ripristino, mentre nel calcestruzzo si sviluppano fessure molto limitate e localizzate al di sotto dei punti di carico.

In Figura 3.57 sono riportate le rigidzze sviluppate dagli elementi testati a prima fessurazione e a snervamento con le percentuali riferite alla trave di controllo, non ripristinata e non riparata (T0\_b, 2009). Prima di fessurare la trave di controllo rinforzata registra una rigidzza superiore del 32% rispetto a quella dell'elemento T0\_b, 2009, mentre le altre quattro travi raggiungono in media un aumento del 37% della rigidzza in fase non fessurata, grazie al contributo della malta da ripristino, dotata di resistenza a trazione superiore rispetto a quella del calcestruzzo, e delle fibre di acciaio. A snervamento, invece, il comportamento si modifica e le travi sia ripristinate che rinforzate registrano una riduzione della rigidzza mediamente del 3% rispetto alla trave con sezione pura in c.a.. La trave solo con rinforzo (T0\_b, 2011), invece, mantiene una rigidzza superiore del 26% rispetto a quella della trave T0\_b, 2009.

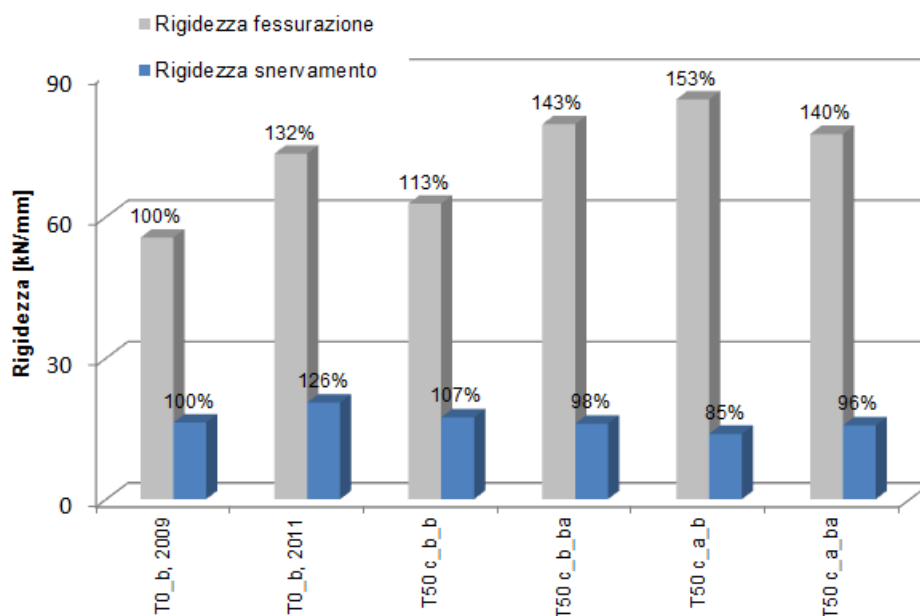


Figura 3.57: Confronto rigidzza delle travi a prima fessurazione e a snervamento

### 3.4.4 – Osservazioni conclusive

L'indagine sperimentale presentata nei paragrafi precedenti riguarda la selezione di malte cementizie da impiegare come incollaggio in interventi di rinforzo con Steel Reinforced Grout (SRG). La selezione, eseguita per mezzo di prove di pull-off, ha condotto alla scelta di due sistemi SRG da impiegare per il rinforzo di cinque travi in c.a.. Tali elementi sono stati testati a flessione in modalità statica e monotonica con quattro punti di carico. L'efficacia dell'intervento è stata valutata anche in relazione ai risultati ottenuti nella sperimentazione precedentemente testando a flessione una trave di controllo con sezione interamente in c.a.. Le principali conclusioni sono le seguenti:

- la prova di pull-off è caratterizzata da semplicità e basso costo; tuttavia, presenta delle problematiche legate all'esecuzione dell'intaglio nel sistema SRG dovute all'introduzione di danno nel provino che può alterare i valori di resistenza a trazione finali. Potrebbe dunque essere preferibile l'esecuzione di prove semi-distruttive indicative per la caratterizzazione meccanica del sistema di rinforzo messo in opera. Ad esempio, la prova di strappo a taglio potrebbe essere utile per l'accertamento della qualità dell'incollaggio e della preventiva preparazione del supporto. La

prova potrebbe essere eseguita in corrispondenza di uno spigolo libero della struttura su cui il rinforzo è incollato secondo il set-up descritto in Borri *et al.* (2007);

- la prova di pull-off ha prodotto superfici di rottura generalmente posizionate all'interfaccia substrato di calcestruzzo-malta da ripristino;
- la malta tipo KF ha sviluppato i più elevati valori di adesione, pur non dimostrando buone proprietà di impregnazione della rete di acciaio; la malta FR, al contrario, pur evidenziando buone proprietà di impregnazione, ha raggiunto più bassi valori di resistenza all'interfaccia; entrambi i prodotti sono stati impiegati per eseguire gli interventi di rinforzo sulle travi;
- la trave con sezione pura in c.a.(T0\_b, 2009) arriva ad un carico massimo di 95 kN, mentre la trave con rinforzo all'intradosso (T0\_b, 2011)raggiunge la rottura a 110 kN; il provino T50c\_a\_b ha sviluppato una capacità ultima leggermente superiore, di 112 kN. Rispetto alla trave non rinforzata (T0\_b, 2009), tutte e cinque le travi rinforzate con SRG hanno raggiunto un carico ultimo più elevato. L'elemento T50c\_b\_ab ha raggiunto il valore di carico di picco più basso (99 kN) rispetto a tutte le altre travi ripristinate a causa della delaminazione del materiale composito alle estremità, in prossimità degli appoggi;
- la distribuzione delle deformazioni nei materiali ha mostrato una generale buona collaborazione e buon trasferimento degli stress tra calcestruzzo, malta da ripristino, barre di armatura e SRG;
- la differenza di matrice cementizia impiegata per l'incollaggio della fibra di acciaio determina differenti modalità di rottura della fibra stessa. I risultati indicano un andamento generale di aumento del carico massimo nelle travi in funzione di valori di adesione al substrato più elevati;
- nonostante, le caratteristiche di buona lavorabilità e impregnazione della matrice cementizia FR, un provino rinforzato con tale malta ha subito la delaminazione di estremità della fibra di acciaio. Pertanto, ciò che conta maggiormente in tali interventi, è principalmente la corretta e curata applicazione del materiale composito.

In generale, la presenza di una doppia interfaccia calcestruzzo/malta da ripristino a malta da ripristino/SRG non introduce fattori di debolezza che possono andare ad inficiare il comportamento globale della trave. Le travi prima ripristinate e poi rinforzate, infatti, sono in grado di sviluppare valori di carico massimo molto simili a quelli di una trave con sezione interamente in c.a. a cui è stato applicato il rinforzo all'intradosso.

## 3.5 – Modelli ad elementi finiti

### 3.5.1 – Introduzione

Questa sezione del Capitolo 3 illustra le analisi condotte su Modelli ad Elementi Finiti (FEM) finalizzate all'esecuzione di simulazioni numeriche delle prove sperimentali di compressione e di flessione descritte nei paragrafi precedenti. L'obiettivo è ricavare informazioni su stati tensionali e di deformazione degli elementi sottoposti a prova, non direttamente ottenibili sperimentalmente.

### 3.5.2 – Analisi FE di strutture in c.a.

La modellazione di strutture in c.a. è un campo già ampiamente esplorato; tuttavia, quando si parla di interventi sull'esistente devono essere affrontati nuovi problemi legati all'introduzione di interfacce tra il substrato esistente e il materiale impiegato per l'intervento.

Nel caso di ripristini con malta cementizia si può ipotizzare che la resistenza dell'interfaccia calcestruzzo esistente-malta sia governata da un comportamento attritivo, riconducibile al criterio di rottura di Coulomb e governato dalla resistenza a trazione  $f_t$ , dalla coesione  $c$  e dall'angolo di attrito  $\varphi'$ . Esistono differenti metodi di prova che consentono di ricavare i valori di aderenza dell'interfaccia calcestruzzo-malta (§2.6.2), ma i risultati finali sono difficilmente confrontabili e paragonabili, in quanto strettamente correlati alla metodologia di prova utilizzata. Momayez *et al.* (2004) hanno individuato che il valore di resistenza di interfaccia diminuisce secondo il metodo di prova nel seguente ordine: slant shear (taglio e compressione), bi-surface shear (taglio puro), splitting (trazione indiretta) e pull-off.

Cleland *et al.* (1986) hanno valutato diversi sistemi di ripristino in relazione all'aderenza tra il substrato cementizio e il nuovo materiale. Le prove sono state condotte su piastre in calcestruzzo con due diversi trattamenti superficiali (superficie liscia e superficie rugosa), su cui sono stati applicati nove diversi prodotti. Per valutare la resistenza a trazione dell'interfaccia è stato utilizzato il metodo di prova 'limpet' [Long 1985] che applica una forza di trazione perpendicolare alla superficie di interfaccia, mentre la resistenza a taglio è stata ricavata attraverso il metodo 'Friction Transfer' [Naderi 1985, Naderi *et al.* 1986] che sottopone la superficie di contatto calcestruzzo-ripristino all'azione di un momento torcente. I risultati ottenuti per i nove diversi materiali da ripristino e per i due diversi trattamenti superficiali sono riportati in Figura 3.58 e Figura 3.59. I valori di resistenza più elevati sono stati ottenuti per la superficie di interfaccia liscia, in quanto non permette la formazione di vuoti d'aria tra le protuberanze della superficie; tale fenomeno, invece, si verifica e penalizza l'adesione nel caso di trattamenti superficiali più invasivi. Il materiale che sviluppa i valori più alti di adesione al substrato è la resina epossidica, mentre la malta cementizia modificata S.R.B. è il prodotto che registra i valori più bassi.



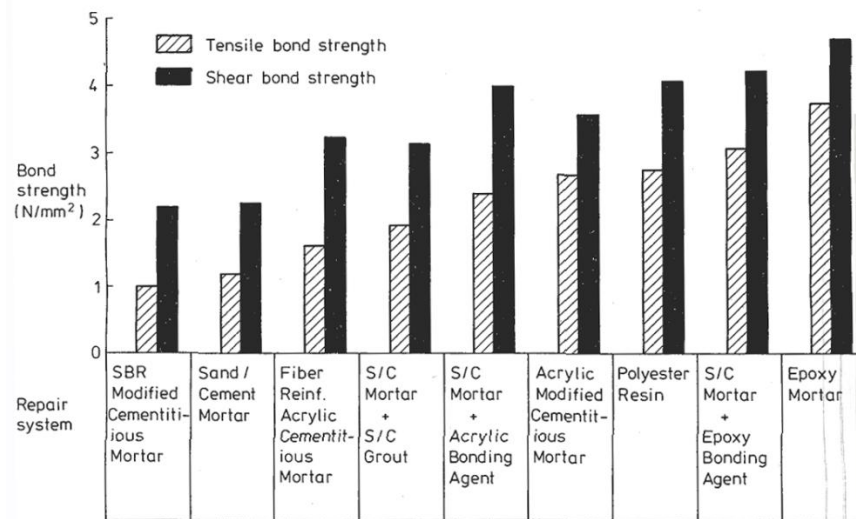


Figura 3.58: Resistenza a taglio e a trazione dei diversi sistemi di ripristino – superficie liscia [Cleland et al. 1986]

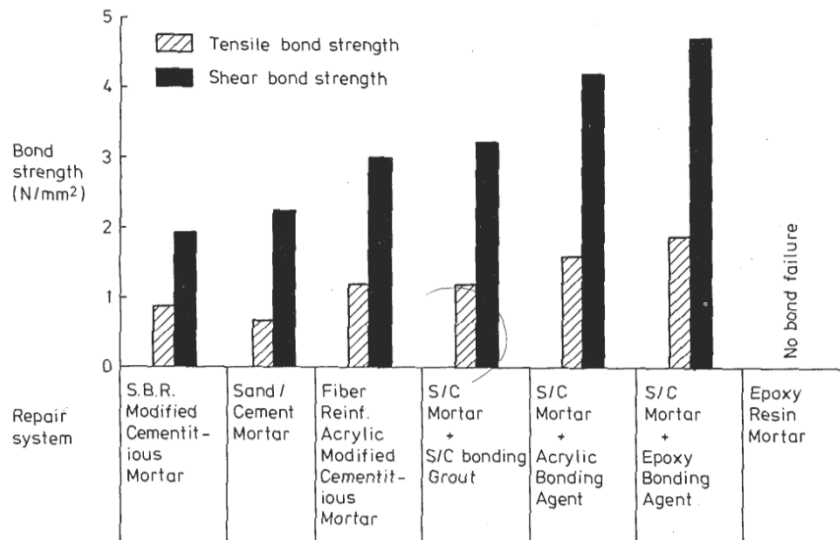


Figura 3.59: Resistenza a taglio e a trazione dei diversi sistemi di ripristino – superficie rugosa [Cleland et al. 1986]

Espeche & León (2011) hanno proposto un criterio per valutare la resistenza di interfaccia tra uno strato di calcestruzzo esistente e uno nuovo sulla base dei risultati di prove di splitting condotti su cilindri composti per metà da calcestruzzo esistente e per metà da calcestruzzo nuovo. L'angolo di attrito  $\varphi'$  dell'interfaccia viene stimato in funzione della rugosità del substrato (Tabella 3.15), mentre il parametro di coesione  $c$  è ricavato dall'espressione (3.15), in funzione della resistenza a trazione ( $f_t$ ) e dell'angolo di attrito ( $\varphi' > 30^\circ$ ).

Tabella 3.15: Angoli di attrito in funzione della rugosità dell'interfaccia

Roughness degree	Surface treatment description	CSP comparator (ICRI)	$\varphi^0$ (°)
Low	Natural wooden mould, saw-cut surface	1-3	37-40
Medium	Sandblasted, steel brushed	4-6	43-46
High	Splitting, waterjetting, hammering procedure with energy control	7-9	50-53

$$c' = \left( \frac{2 - \sin\varphi'}{\cos\varphi'} \right) f_t \quad (3.14)$$

Anche nel caso di interventi di rinforzo l'efficacia del sistema applicato dipende dal comportamento all'interfaccia calcestruzzo (o malta) - materiale composito. L'adesivo più comunemente impiegato per l'incollaggio delle fibre di rinforzo al substrato cementizio esistente è la resina epossidica bi-componente e, per tale motivo, la maggior parte della letteratura tecnica presente in materia, affronta il problema del comportamento d'interfaccia calcestruzzo-FRP.

Lu *et al.* (2005) hanno eseguito una raccolta di numerosi modelli tra quelli esistenti per il calcolo dell'aderenza tra FRP e calcestruzzo. I modelli riportati descrivono comportamenti di bond-slip e le leggi che li governano sono riportate in Tabella 3.16. Il  $\tau_{max}$  è il massimo valore di aderenza e  $s_0$  è lo scorrimento relativo a  $\tau_{max}$ . In Figura 3.60 è riportato l'andamento delle leggi di bond-slip descritte in Tabella 3.16.

 Tabella 3.16: Modelli di bond – slip [Lu *et al.* 2005]

Bond-slip model	Ascending branch $s \leq s_0$	Descending branch $s > s_0$	$\tau_{max}$	$s_0$	$s_f$	$\beta_w$	Remarks
Neubauer and Rostasy	$\tau_{max} \left( \frac{s}{s_0} \right)$	0	$1.8\beta_w f_t$	$\beta_w \times 0.202$		$\sqrt{\frac{1.125}{1+b_f/400} \frac{2-b_f/b_c}{1+b_f/400}}$	A linear ascending branch and a sudden drop
Nakaba et al.	$\tau_{max} \left( \frac{s}{s_0} \right) \left[ 3 / \left( 2 + \left( \frac{s}{s_0} \right)^3 \right) \right]$		$3.5 f_c^{0.19}$	0.065			A single curve
Monti et al.	$\tau_{max} \frac{s}{s_0}$	$\tau_{max} \frac{s_f - s}{s_f - s_0}$	$1.8\beta_w f_t$	$2.5\tau_{max} \left( \frac{s_0}{E_a} + \frac{s_0}{E_c} \right)$	$0.33\beta_w$	$\sqrt{\frac{1.5(2-b_f/b_c)}{1+b_f/100}}$	
Savioa et al.	$\tau_{max} \left( \frac{s}{s_0} \right) \left[ 2.86 / \left( 1.86 + \left( \frac{s}{s_0} \right)^{2.86} \right) \right]$		$3.5 f_c^{0.19}$	0.051		$\alpha = 0.028(E_f t_f / 1000)^{0.254}$	A single curve
Dai and Ueda	$\tau_{max} \left( \frac{s}{s_0} \right)^{0.575}$	$\tau_{max} e^{-\beta(s-s_0)}$	$\frac{-1.575\alpha K_a + \sqrt{2.481\alpha^2 K_a^2 + 6.3\alpha\beta^2 K_a G_f}}{2\beta}$	$\tau_{max}/(\alpha K_a)$		$\beta = 0.0035 K_a (E_f t_f / 1000)^{0.34}$ , $K_a = G_a / t_a$ , $G_f = 7.554 K_a^{-0.449} (f_c')^{0.343}$	
Ueda et al.	$2UG_f (e^{-Us} - e^{-2Us}) [U = 6.846(E_f t_f / 1000)^{0.108} (G_a / t_a / 1000)^{0.833}, G_f = 0.446(E_f t_f / 1000)^{0.023} (G_a / t_a / 1000)^{-0.352} f_c'^{0.236}]$						A single curve

<sup>a</sup> Regressed from specimens with very soft adhesive layers.

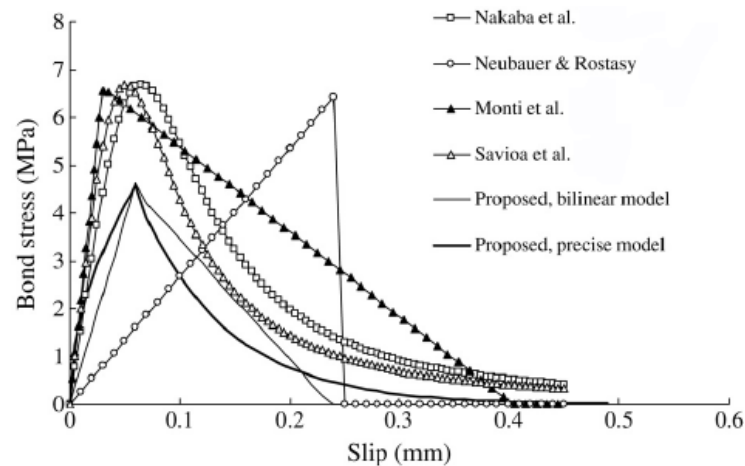


Figura 3.60: Curve di bond-slip dei modelli di Tabella 3.16 [Lu et al. 2005]

La letteratura tecnica risulta, invece, molto carente nell'ambito di leggi di interfaccia per matrici cementizie di incollaggio. I principali aspetti che devono ancora essere studiati ed approfonditi sono: l'interazione tra i materiali (calcestruzzo-matrice cementizia-fibra), la resistenza a trazione d'interfaccia e lo scorrimento relativo.

### 3.5.3 – Sviluppo dei modelli FE

La metodologia di modellazione è stata scelta sulla base delle osservazioni eseguite durante le prove sperimentali.

I test sugli elementi ripristinati, in particolare, hanno evidenziato un elevato livello di danno nel calcestruzzo, localizzato in corrispondenza dei punti di carico. Le fessure si propagano lungo l'interfaccia calcestruzzo - malta per diffondersi, poi, all'interno dello strato di ripristino.

Le prove su travi ripristinate e rinforzate hanno sviluppato quadri fessurativi molto simili a quelli delle travi semplicemente ripristinate, con lesioni nel calcestruzzo localizzate al di sotto della zona di carico, fessure lungo l'interfaccia calcestruzzo- malta e all'interno dello strato di ripristino. A tali fenomeni si è aggiunto l'effetto della presenza del materiale composito all'intradosso, interessato dalla delaminazione della fibra dalla matrice (nel caso di matrice debole) o dell'intero materiale composito (matrice più fibra), nel caso di matrice dotata di proprietà meccaniche superiori.

Il comportamento globale degli elementi, in genere, è risultato fortemente influenzato dalla presenza del ripristino e/o del rinforzo quando applicati in zona tesa. Rispetto alle travi di controllo il quadro fessurativo si concentra al di sotto dei punti di carico e si diffonde prevalentemente nella zona di interfaccia tra i vari materiali che diventano le aree di maggiore criticità. Le lesioni si distribuiscono omogeneamente lungo i diversi lati degli elementi.

Sulla base di tali osservazioni si è scelto di realizzare modelli FE semplificati bidimensionali. La modellazione numerica è stata condotta utilizzando il codice di calcolo *DIANA<sup>TM</sup>* versione 9.4.3.

In tutti i modelli realizzati è stato adottato uno stato di tensione piano, implementando le condizioni di vincolo utilizzate nella sperimentazione in laboratorio e applicando il carico in controllo di spostamento.

Sono stati utilizzati elementi piani ad otto nodi (tipo di elemento: *CQ16M*) con uno schema di integrazione tipo Gauss per la modellazione del calcestruzzo e della malta da ripristino, mentre per gli elementi di interfaccia, sia calcestruzzo-malta che malta-rinforzo, sono stati impiegati elementi bidimensionali a sei nodi con schema di integrazione tipo Lobatto (tipo di elemento: *CL12I*). Le barre di armatura sono state modellate come elementi dotati di perfetta aderenza al materiale nel quale sono inglobate (tipo di elemento: *bar*). Le fibre di acciaio del materiale composito sono state modellate inizialmente come elementi 'truss' in grado di reagire solo a sollecitazioni assiali, associati alla stessa legge costitutiva plastica con incrudimento impiegata per le barre di armatura, e successivamente è stato impiegato un secondo approccio di modellazione, schematizzando il tessuto in acciaio come elemento 'bar' dotato di perfetta aderenza al substrato. Gli elementi sono riportati in Figura 3.61.

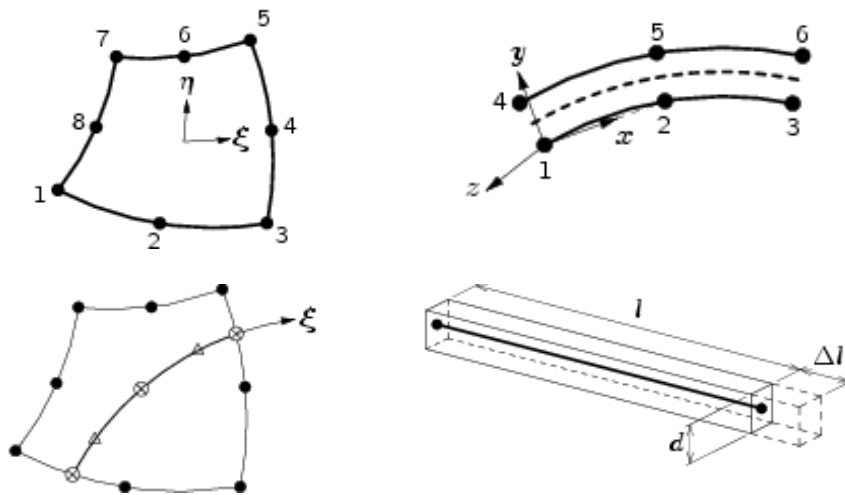


Figura 3.61: Schema degli elementi impiegati [TNO DIANA 2010]

La legge costitutiva impiegata per simulare il comportamento del calcestruzzo e della malta da ripristino è il modello isotropico Total Rotating Crack [Rots 1997]. Il Total Crack Strain Model descrive il comportamento a trazione e a compressione del materiale attraverso una relazione di tipo tensione – deformazione. Il comportamento a trazione è descritto da una legge di softening di tipo esponenziale funzione dell'energia di frattura a trazione ( $G_f^I$ ), il comportamento a taglio è definito da un andamento lineare costante e la compressione è governata da una curva parabolica (Figura 3.62) dipendente nel tratto ascendente dalla resistenza a compressione del materiale  $f_c$  e dal suo modulo elastico  $E$  e nel tratto discendente dall'energia di frattura a compressione ( $G_c$ ).

Per l'acciaio è stata utilizzata una legge plastica con incrudimento, secondo Von Mises (Figura 3.63).

Il comportamento di interfaccia tra calcestruzzo e malta è stato descritto da un criterio di attrito alla Coulomb (Figura 3.64), mentre per l'interfaccia tra substrato e fibra di acciaio è stata inizialmente impiegata una legge di bond-slip che associa la resistenza a trazione allo scorrimento (Figura 3.66).

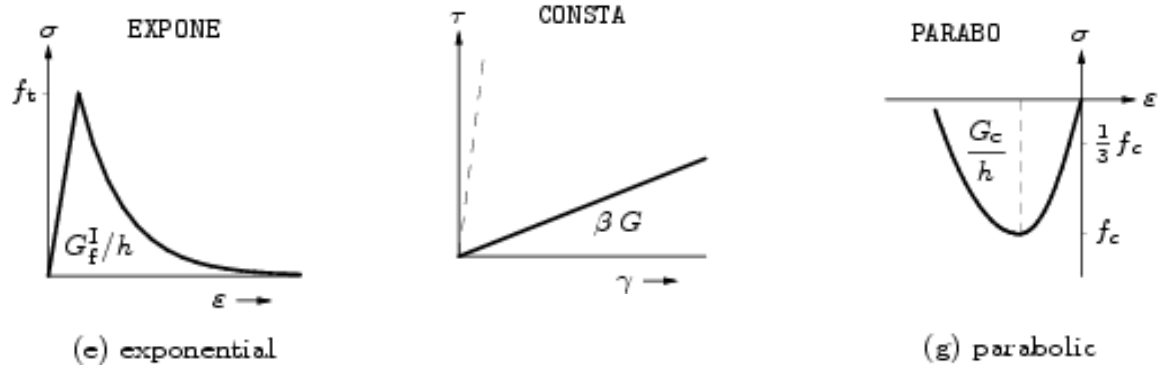


Figura 3.62: Total Crack Strain Model: a) tension softening, b) legge a taglio e c) in compressione [DIANA 2010]

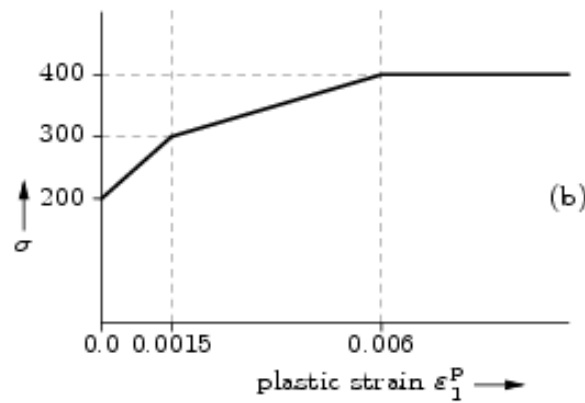


Figura 3.63: Legge di Plasticità alla Von Mises e con hardening [TNO DIANA 2010]

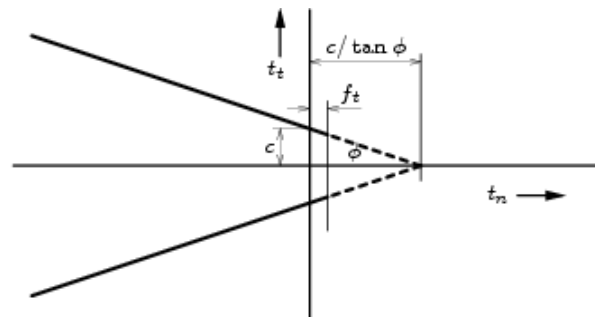


Figura 3.64: Legge di Attrito alla Coulomb [TNO DIANA 2010]

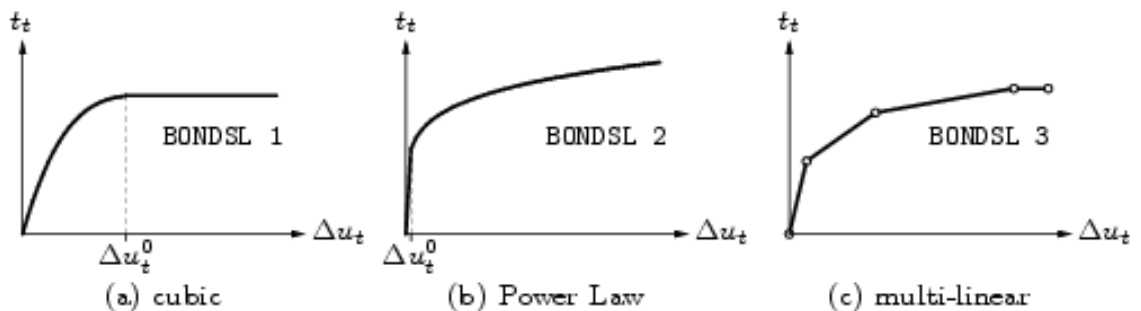


Figura 3.65: Legge di Plasticità alla Von Mises e con hardening [TNO DIANA 2010]

I modelli numerici sono stati calibrati sulla base di criteri semplificati.

L'energia di frattura a trazione  $G_f^I$  e in compressione  $G_c$ , richiesti dai modelli numerici implementati, sono stati ricavati da relazioni analitiche riportate nella norma americana per il calcestruzzo Model Code 90 [FIP CEB 1991]. La relazione che esprime l'energia di frattura a trazione per il calcestruzzo è riportata nella (3.15), mentre la curva che esprime il legame tra energia di frattura a compressione e resistenza a compressione è illustrata nella Figura 3.66.

$$G_{ft} = G_{f0} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0.7} \quad (3.15)$$

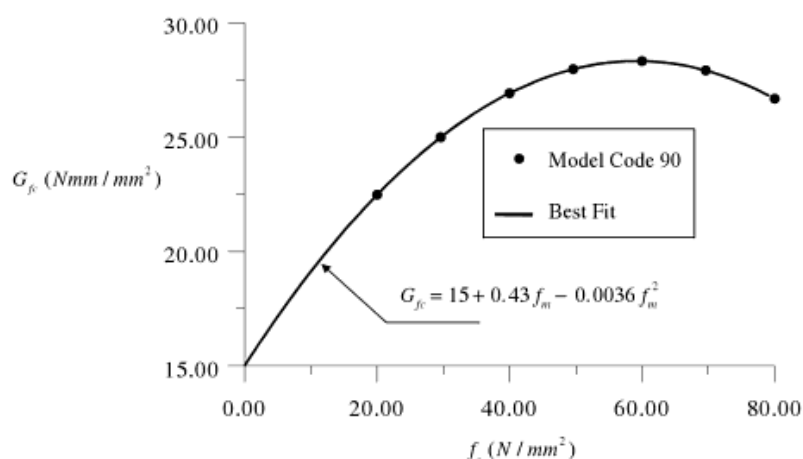


Figura 3.66: Curva per energia di frattura a compressione secondo il Model Code 90 [Lourenço 1996]

Tutti gli altri parametri meccanici richiesti per implementare il modello Total Crack Strain Model per il calcestruzzo e la malta (modulo elastico  $E$ , resistenza a compressione  $f_c$ , resistenza a trazione  $f_t$ , modulo di Poisson  $\nu$ ) sono stati determinati sperimentalmente tramite prove sui singoli materiali e calibrati, poi, all'interno del modello numerico. I valori dei principali parametri di base sono riportati in Tabella 3.17. Essi rappresentano i valori di partenza che di volta in volta sono stati leggermente modificati per cercare di riprodurre al meglio i risultati sperimentali.

Tabella 3.17: Proprietà meccaniche malta e calcestruzzo

	$E$ N/mm <sup>2</sup>	$\nu$ -	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$G_c$ N/mm	$f_t$ N/mm <sup>2</sup>	$G_t$ N/mm
calcestruzzo	24000	0.15	32	25	2	0.06
malta da ripristino	22300	0.15	38	26	2.3	0.06

Anche i parametri necessari per implementare la legge plastica per l'acciaio sono stati ottenuti dalle prove di caratterizzazione del materiale eseguite in fase sperimentale. Il modulo elastico reale dell'acciaio è stato lievemente abbassato per tener conto della riduzione di rigidità legata alla non-perfetta aderenza delle barre al calcestruzzo, assunta, invece, come ipotesi, nel modello FE (Tabella 3.18).

Tabella 3.18: Proprietà meccaniche acciaio

$E$ $N/mm^2$	$\nu$ -	$f_{yk}$ $N/mm^2$	$f_{yt}$ $N/mm^2$	$\varepsilon^p$ -
150000	0.30	390	460	0.01

Il modello di attrito alla Coulomb per descrivere l'interfaccia tra calcestruzzo e malta richiede l'implementazione del valore di coesione dell'interfaccia, l'angolo di attrito e l'angolo di dilatanza. Poiché non sono state eseguite prove sperimentali locali specifiche per testare il comportamento di interfaccia, il valore di coesione e di angolo di attrito utilizzati sono stati ricavati impiegando valori e formule derivati dalla ricerca bibliografica [Espeche & Léon 2011; Momayez et al. 2004; Cleland *et al.* 1986], mentre l'angolo di dilatanza  $\psi$  è stato considerato nullo (Tabella 3.19).

L'interfaccia calcestruzzo-materiale di rinforzo è stata indagata sperimentalmente tramite prove di pull-off, ma non sono state eseguite prove dirette di peeling. Pertanto, in fase di calibrazione del modello si è scelto di adottare una legge di bond-slip all'interfaccia tra malta e fibre di acciaio introducendo valori di resistenza a trazione dell'interfaccia  $f_t$  e di scorrimento finale  $\Delta u$  secondo modelli di bond-slip presenti in letteratura tecnica per materiali compositi FRP [Lu *et al.* 2005; Dai & Ueda 2003].

Tabella 3.19: Proprietà meccaniche interfaccia calcestruzzo-malta e malta(calcestruzzo)-rinforzo

$c$ $N/mm^2$	$\tan \phi$ -	$\phi$ -	$\psi$ -	$f_t$ $N/mm^2$	$\Delta u$ mm
2.50	1.20	50	0	7	0.06

Le proprietà meccaniche di ciascun materiale e legge di interfaccia così come illustrate nelle tabelle precedenti sono state calibrate sulla base dei risultati sperimentali.

La geometria della mesh è stata positivamente influenzata dalla regolarità dei provini. Il problema della sensibilità della dimensione della mesh è stato considerato, ma utilizzando un adeguato numero di suddivisioni il modello ha mostrato una buona stabilità nella risposta. Il raffinamento della mesh, oltre ad un certo livello, ha di fatto un'influenza trascurabile sulla risposta globale dei modelli. Infatti, in *DIANA<sup>TM</sup>* le leggi costitutive dei materiali sono basate sull'energia di frattura in relazione alla definizione della larghezza di banda  $h$  dell'elemento, per la quale il codice di calcolo assume un valore correlato alla radice quadrata dell'area dell'elemento [De Witte & Kikstra 2005].

Il processo iterativo di analisi non-lineare FE è stato condotto usando il metodo di Newton-Raphson con controllo di spostamento indiretto (Figura 3.67). Per migliorare la stabilità e la velocità di convergenza del processo iterativo è stato utilizzato anche l'algoritmo *line-search*.

Il criterio di convergenza utilizzato è quello energetico, basato sul rapporto tra la norma delle forze interne e lo spostamento prodotto dall'iterazione corrente, e la norma delle forze interne e lo spostamento prodotto all'inizio dello step di carico (Figura 3.67b). La tolleranza è stata imposta inferiore a  $10^{-3}$  (3.16).

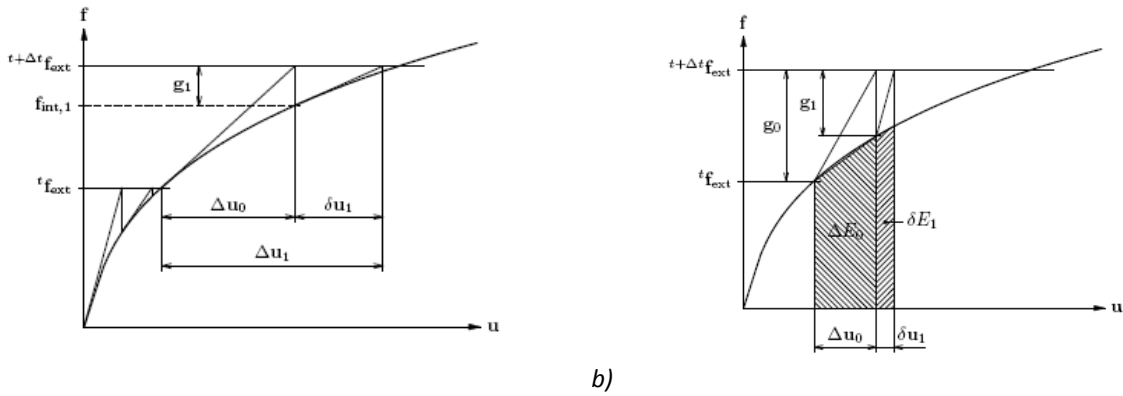


Figura 3.67: a) Rapporto energia dissipata/energia di input vs spostamento normalizzato. Schema del metodo iterativo di Newton-Raphson e b) criterio di convergenza adottato [De Witte & Kikstra]

$$\left\| \frac{\delta u_i^T (f_{int,i+1} + f_{int,i})}{\Delta u_0^T (f_{int,1} + f_{int,0})} \right\| < 10^{-3} \quad (3.16)$$

### 3.5.3 – Colonne

La modellazione ad elementi finiti è stata eseguita sia per la colonna di controllo interamente in c.a. sia per la colonna ripristinata su quattro lati con 50 mm di malta da ripristino.

#### Colonna di Controllo

La calibrazione iniziale del modello FE della colonna di controllo interamente in cemento armato sulla base dei dati sperimentali ha comportato la modifica delle caratteristiche meccaniche di base assunte per il calcestruzzo (Tabella 3.17), con riduzione del suo modulo elastico e della sua resistenza a compressione (Tabella 3.20). In questo modo si sono potute ottenere delle curve numeriche di tensione-deformazione, sia per le barre longitudinali che per le staffe, pressoché sovrapponibili a quelle sperimentali (Figura 3.68).

Nel modello numerico le fessure si aprono in modo perfettamente simmetrico rispetto all'asse orizzontale di simmetria della colonna (Figura 3.69), mentre le prove di compressione in laboratorio hanno determinato una distribuzione delle lesioni più irregolare, con una loro concentrazione nella parte alta del provino. Il quadro fessurativo sviluppato dal modello numerico rispecchia la mappatura delle tensioni sia in direzione verticale che in direzione orizzontale (Figura 3.70).

L'andamento delle tensioni nelle barre longitudinali in direzione verticale (Figura 3.71a) è molto uniforme. In Figura 3.71c è illustrato lo sviluppo delle tensioni nel calcestruzzo in corrispondenza di tre diverse sezioni verticali: per  $X=30$  mm (attorno alle barre longitudinali), per  $X=50$  mm e per  $X=150$  mm (sezione di mezzeria). Si può osservare che le tensioni presentano un andamento decrescente dalle zone di bordo della sezione (dove sono collocate le barre longitudinali) verso il centro.

Nella posizione  $Y=400$  mm, in direzione orizzontale, le tensioni nel cuore di calcestruzzo sono quasi nulle (Figura 3.71d) e l'azione di contenimento degli sforzi di trazione è svolta dalle staffe (Figura 3.71b).



Tabella 3.20: Proprietà meccaniche modificate calcestruzzo

	<b>E</b> N/mm <sup>2</sup>	$\nu$ -	<b>f<sub>c</sub></b> N/mm <sup>2</sup>	<b>G<sub>c</sub></b> N/mm	<b>f<sub>t</sub></b> N/mm <sup>2</sup>	<b>G<sub>t</sub></b> N/mm
calcestruzzo	20000	0.15	25	23	2	0.06

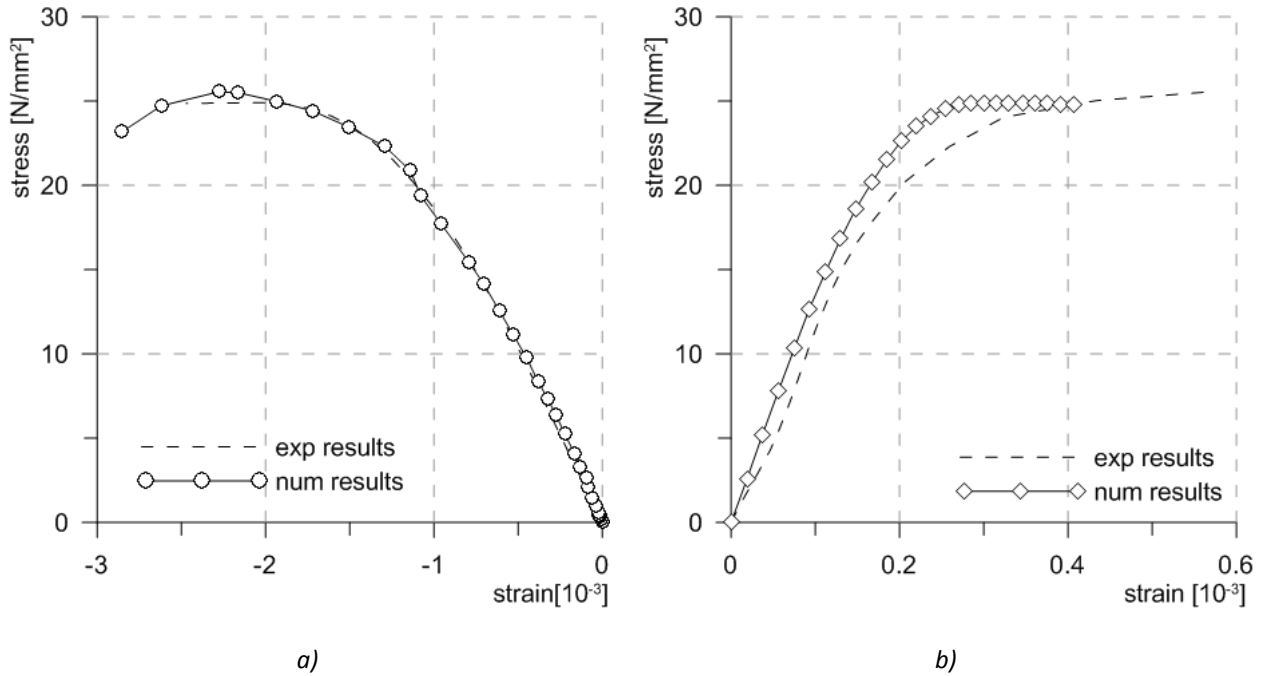


Figura 3.68: Stress- strain a) in direzione verticale e b) in direzione orizzontale

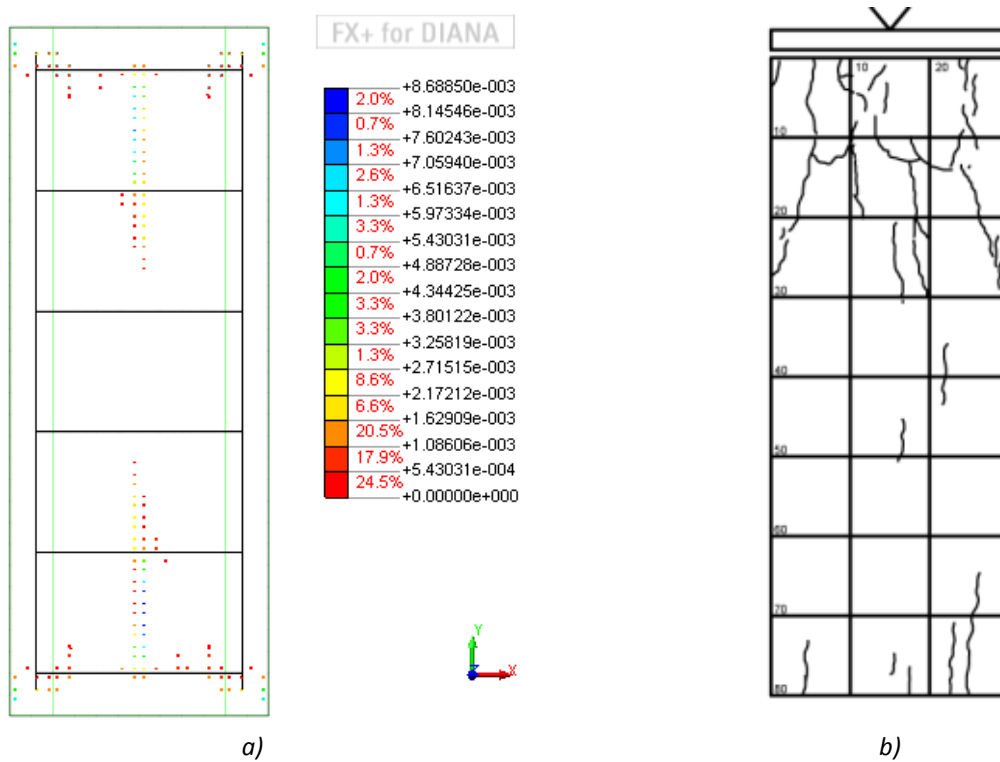


Figura 3.69: Quadri fessurativi: a) numerico e b) sperimentale

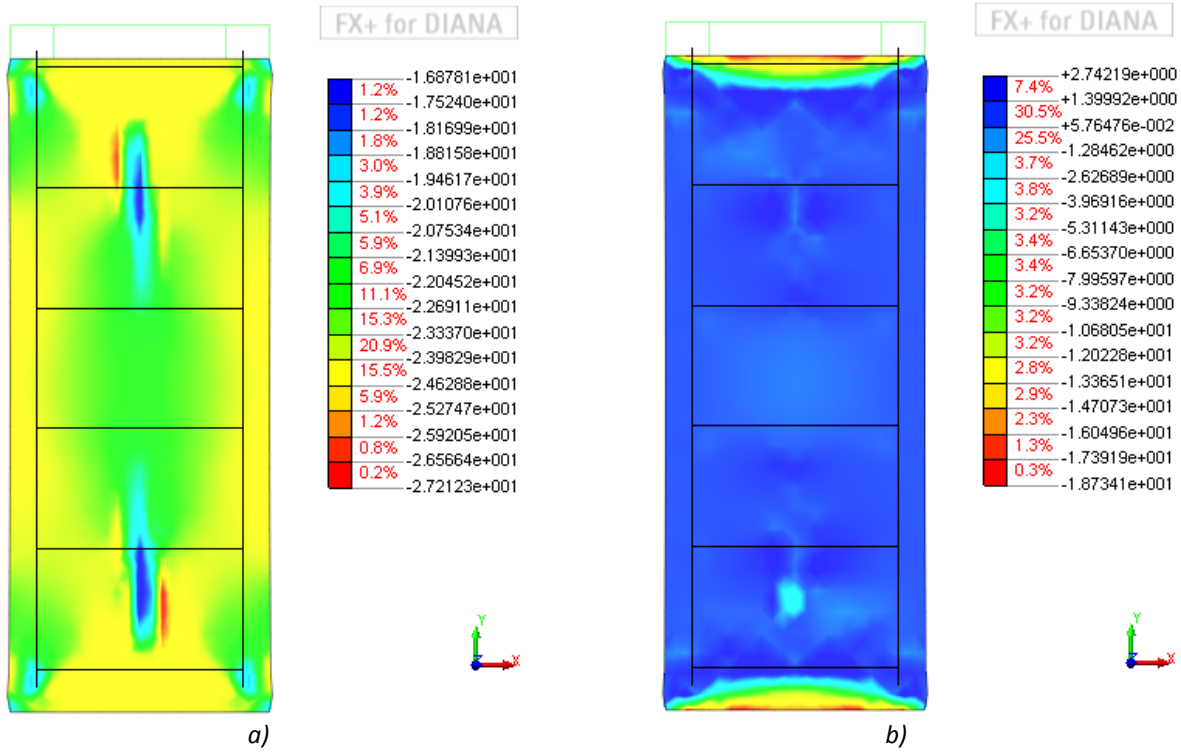
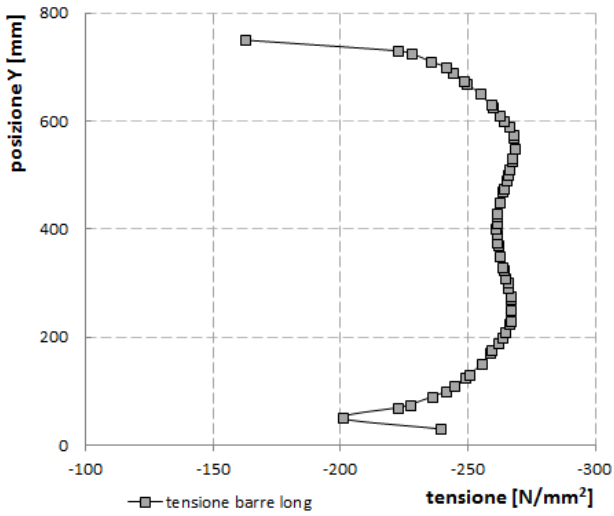
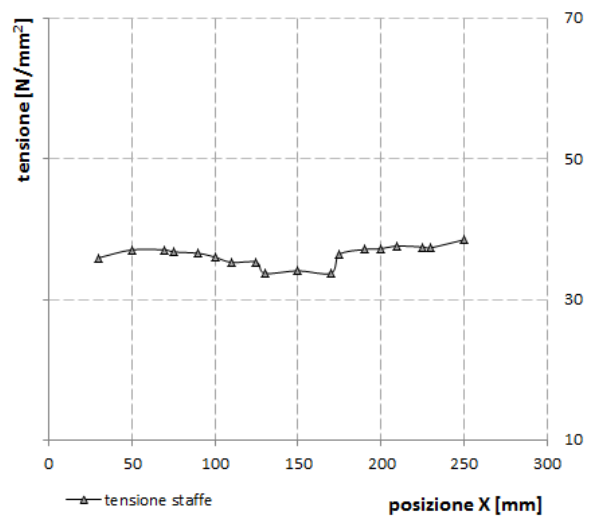


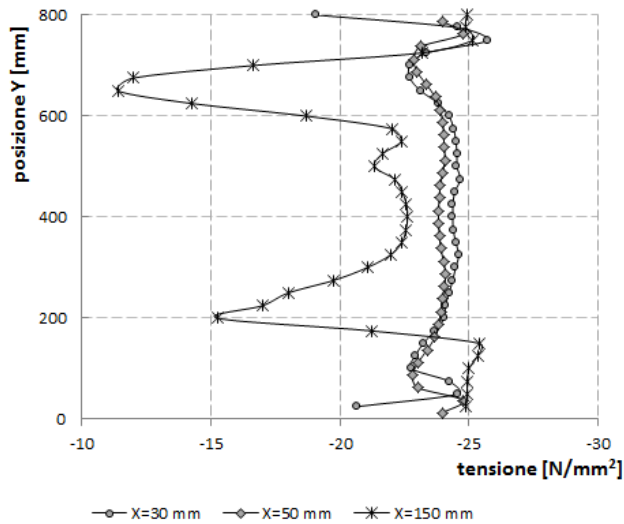
Figura 3.70: Tensioni a) in direzione verticale e b) in direzione orizzontale



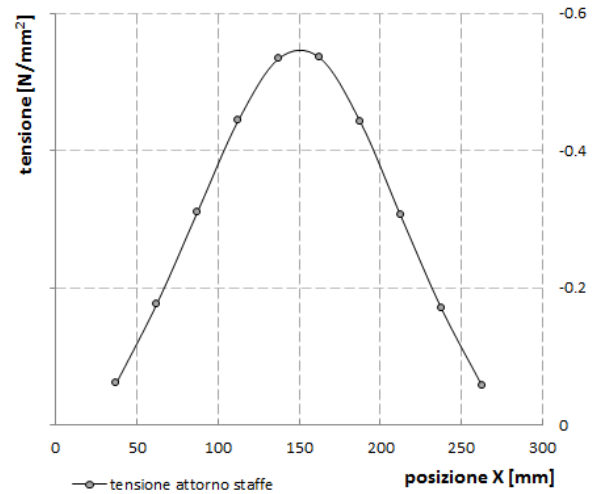
a) Tensione lungo le barre longitudinali



b) Tensione lungo le staffe



c) Tensioni SYY nel calcestruzzo



d) Tensioni SXX nel calcestruzzo

Figura 3.71: Rottura - Andamento delle tensioni in direzione verticale e orizzontale

### Colonna Ripristinata

I risultati numerici delle prove di compressione su colonne in c.a. ripristinate sono stati comparati con quelli sperimentali (§3.2). L'ipotesi semplificativa di perfetta aderenza assunta nella modellazione tra le barre di armatura e la malta che le ingloba consente di comparare i risultati numerici con quelli sperimentali relativi alle colonne ripristinate con malta  $\alpha$ , i cui i diagrammi di Figura 3.9, ricavati da misurazioni sperimentali, evidenziano come tale ipotesi sia verificata con buona approssimazione.

Riguardo alla calibrazione, i valori base dei materiali sono stati modificati come riportato in Tabella 3.21, con le proprietà del calcestruzzo come calibrate per la colonna di controllo.

Tabella 3.21: Proprietà meccaniche modificate malta e calcestruzzo

	$E$ $N/mm^2$	$\nu$ -	$f_c$ $N/mm^2$	$G_c$ $N/mm$	$f_t$ $N/mm^2$	$G_t$ $N/mm$
calcestruzzo	20000	0.15	25	23	2	0.06
malta da ripristino	18000	0.15	30	24	2.3	0.05

I diagrammi di tensione-deformazione finali derivanti dall'analisi numerica e dalle prove sperimentali sono confrontati in Figura 3.72. Si può notare che è stata ottenuta una buona correlazione tra le curve numeriche e quelle sperimentali. I risultati numerici evidenziano, tuttavia, un comportamento della colonna ripristinata leggermente più rigido rispetto a quello del provino testato in laboratorio.

Un confronto tra i quadri fessurativi è riportato in Figura 3.73. Nel modello numerico la parte maggiormente lesionata è la parte superiore della colonna sottoposta a schiacciamento, come da prova sperimentale, mentre la microfessurazione lungo l'altezza che si sviluppa sul provino testato sperimentalmente non è invece evidenziata all'interno dei risultati numerici.

La perfetta aderenza tra barre e malta è stata ipotizzata sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, in particolare, per le colonne P50\_a. Tuttavia, in Figura 3.74 è evidente che le tensioni verticali non sono

distribuite in modo omogeneo su malta da ripristino e substrato cementizio. La maggiore componente di compressione viene scaricata nello strato di malta esterno che ingloba le barre di armatura, con netta discontinuità nella distribuzione degli sforzi. In direzione orizzontale gli sforzi di trazione risultano invece maggiormente ridistribuiti tra malta e calcestruzzo.

L'andamento verticale delle tensioni tangenziali all'interfaccia calcestruzzo-malta e in mezzeria ( $X=150$  mm), le tensioni lungo le barre di armatura (longitudinali e trasversali) e nel calcestruzzo e malta circostanti sono riportati in Figura 3.75. In Figura 3.75a si può notare che le tensioni all'interfaccia lungo il lato malta sono superiori rispetto a quelle che si sviluppano lungo il lato calcestruzzo e che quest'ultime sono pressoché coincidenti con quelle rilevate nel nucleo più centrale. La riduzione di tensione dall'esterno verso la zona centrale dell'elemento si era verificata anche nella colonna di controllo (Figura 3.71c).

Le barre di armatura, sia barre longitudinali che staffe (Figura 3.75b-c), sono sottoposte a stati tensionali omogenei. In particolare le staffe non risentono del passaggio attraverso la superficie di interfaccia, svolgendo appieno la funzione di confinamento. Il calcestruzzo e la malta circostanti (Figura 3.75e) sono sottoposti a sforzi tensionali molto limitati e rimangono in stato compresso (segno -).

Sebbene nella prova sperimentale le staffe fossero inglobate soltanto nello strato di malta da ripristino, il modello FE consente comunque di ottenere informazioni aggiuntive sul comportamento locale all'interfaccia malta-calcestruzzo e sulla distribuzione degli sforzi all'interno della sezione trasversale.

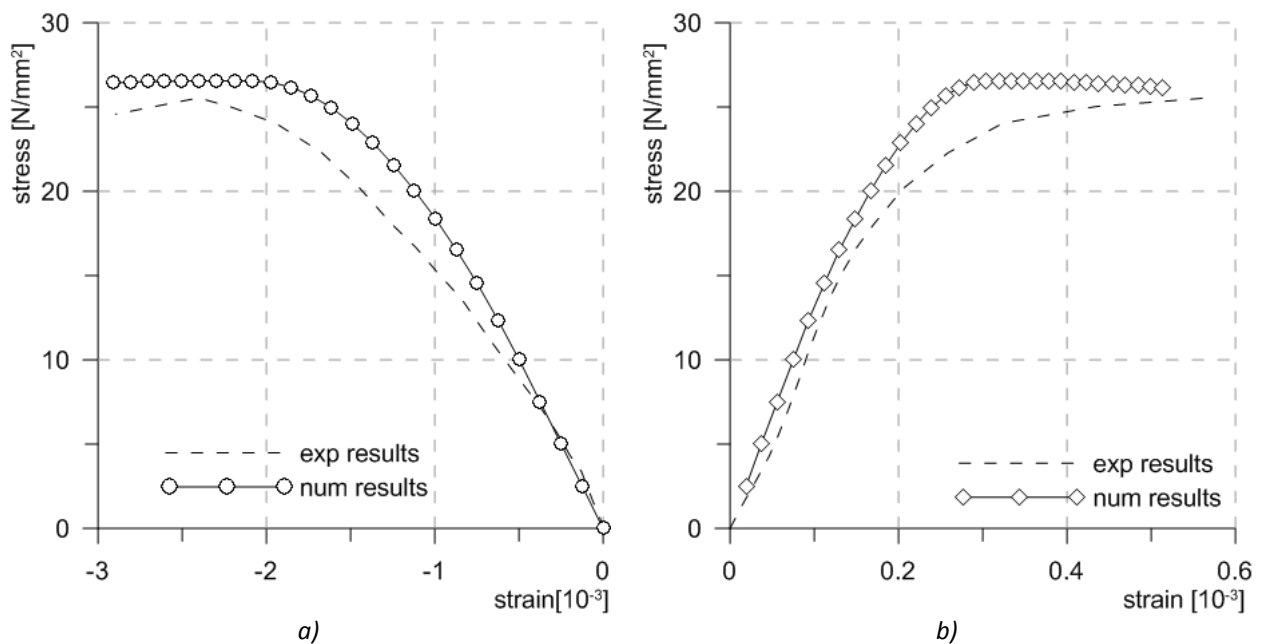


Figura 3.72: Stress- strain a ) in direzione verticale e b) in direzione orizzontale

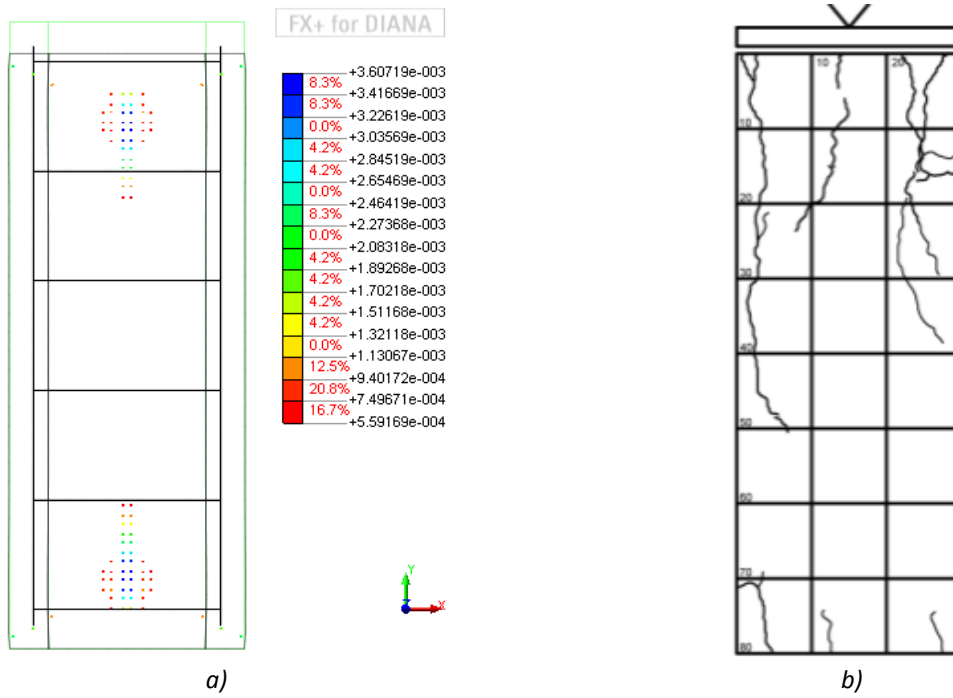


Figura 3.73: Quadri fessurativi: a) numerico e b) sperimentale

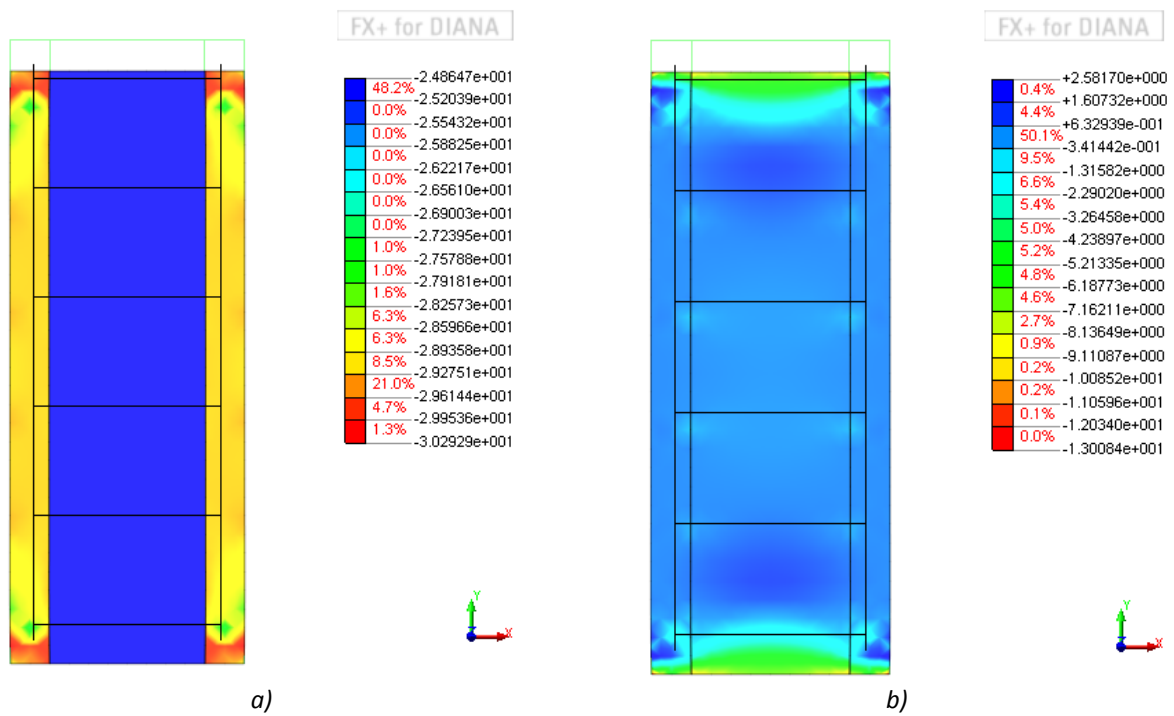
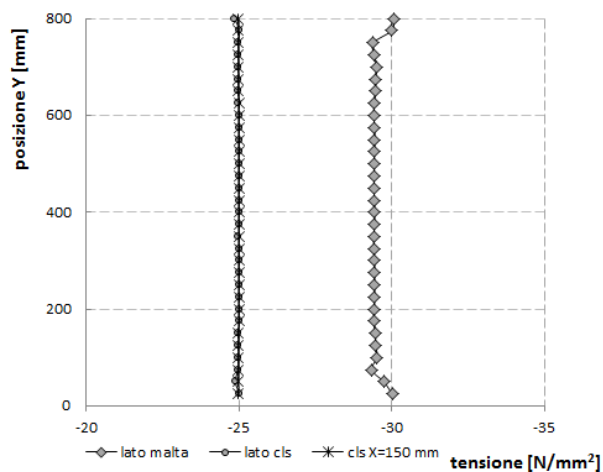
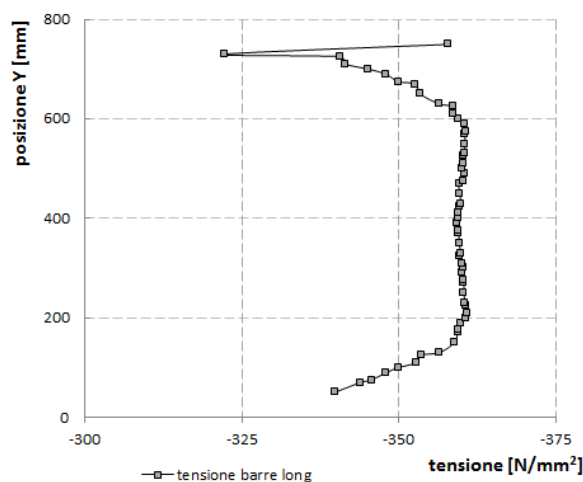


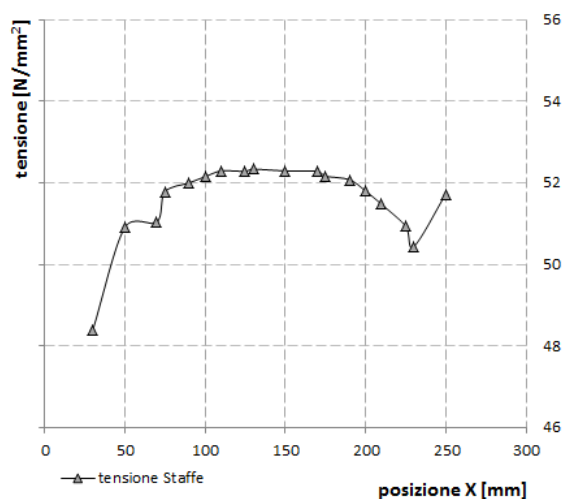
Figura 3.74: Tensioni a) in direzione verticale e b) in direzione orizzontale



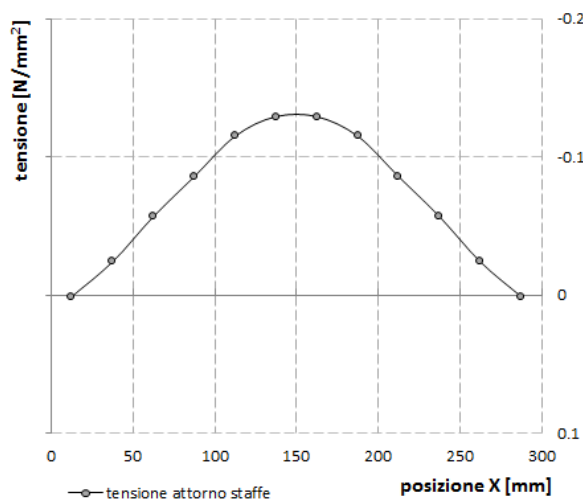
a) Tensioni all'interfaccia e in mezzeria



b) Tensioni lungo le barre longitudinali



c) Tensioni lungo le staffe



d) Tensioni SXX nel calcestruzzo

Figura 3.75: Rottura - Andamento delle tensioni all'interfaccia e in direzione orizzontale

### 3.5.4 – Travi ripristinate

I risultati sperimentali hanno evidenziato che le maggiori problematiche legate ad interventi di ripristino su travi in c.a. si presentano quando lo strato di ripristino è posto all'intradosso. Pertanto la modellazione numerica ha interessato solo le travi con ripristino in zona tesa e con diverse percentuali di armatura.

Il modello FE delle travi è stato calibrato riproducendo le curve carico-spostamento e i quadri fessurativi ottenuti dalle prove sperimentali. Poiché i risultati delle prove in laboratorio non hanno evidenziato significative variazioni del comportamento delle travi per i tre tipi di malte impiegate, si è deciso di produrre curve numeriche assimilabili alla media delle tre curve sperimentali ottenute per ciascuna tipologia di trave al variare del materiale di ripristino. Le proprietà meccaniche e le leggi costitutive implementate per i materiali sono quelle descritte nel §3.5.2.

### Travi Tipo T50t\_a

Le travi tipo T50t\_a sono caratterizzate da 2 barre longitudinali  $\varnothing 12$  superiori, da 3 barre longitudinali  $\varnothing 12$  inferiori e da uno strato di ripristino all'intradosso di spessore 50 mm.

La curva carico-spostamento numerica (Figura 3.76) segue l'andamento della curva sperimentale anche se il tratto elastico iniziale presenta alcuni fenomeni di instabilità numerica che fanno discostare leggermente le due curve.

Entrambi i quadri fessurativi riportati in Figura 3.77 (numerico e sperimentale) evidenziano l'apertura delle lesioni in corrispondenza dei due punti di applicazione del carico, lungo l'interfaccia e nello strato di ripristino; tuttavia, il modello numerico, nella zona a momento costante, non manifesta fenomeni fessurativi come quelli registrati durante le prove in laboratorio.

La distribuzione delle fessure rispecchia la distribuzione delle tensioni di Figura 3.78, dove si nota una concentrazione degli sforzi al di sotto dei punti di carico e all'interfaccia calcestruzzo-malta, e una zona meno sollecitata in mezzeria.

Il ridotto livello tensionale nell'area centrale a momento costante è evidenziato anche in Figura 3.79, dove si può notare che le tensioni  $\tau$  e le deformazioni  $\varepsilon$  tangenziali in mezzeria della trave sono piuttosto contenute, mentre aumentano bruscamente al di fuori della zona a momento costante, verso gli appoggi.

I grafici di Figura 3.80 illustrano l'andamento delle deformazioni ( $\varepsilon$ ) lungo l'altezza della sezione, in punti diversi della trave. In ogni grafico i diversi andamenti deformativi presentati sono corrispondenti ai valori diversi di freccia raggiunti dalla trave e definiti in leggenda in mm. In mezzeria si evidenzia una lieve compressione dell'intradosso corrispondente ad una freccia di 9.90 mm, mentre lo strato di malta da ripristino all'intradosso ( $Y=250$  mm) costituisce la parte tesa della sezione. In appoggio e a circa 1/3 della luce della trave, in corrispondenza dell'interfaccia, si verifica una brusca variazione delle deformazioni, mentre al di sotto dei punti di applicazione del carico la sezione è pressoché tutta tesa con variazioni repentine dei valori di deformazione dovute probabilmente all'apertura di lesioni.

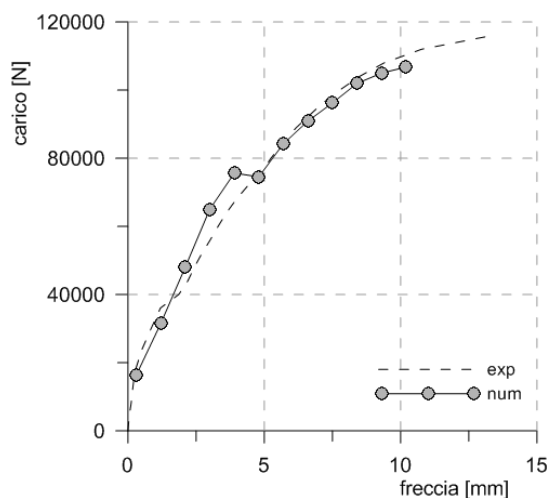


Figura 3.76: Prove a flessione su trave T50t\_a: valori di forza vs spostamento sperimentali e numerici

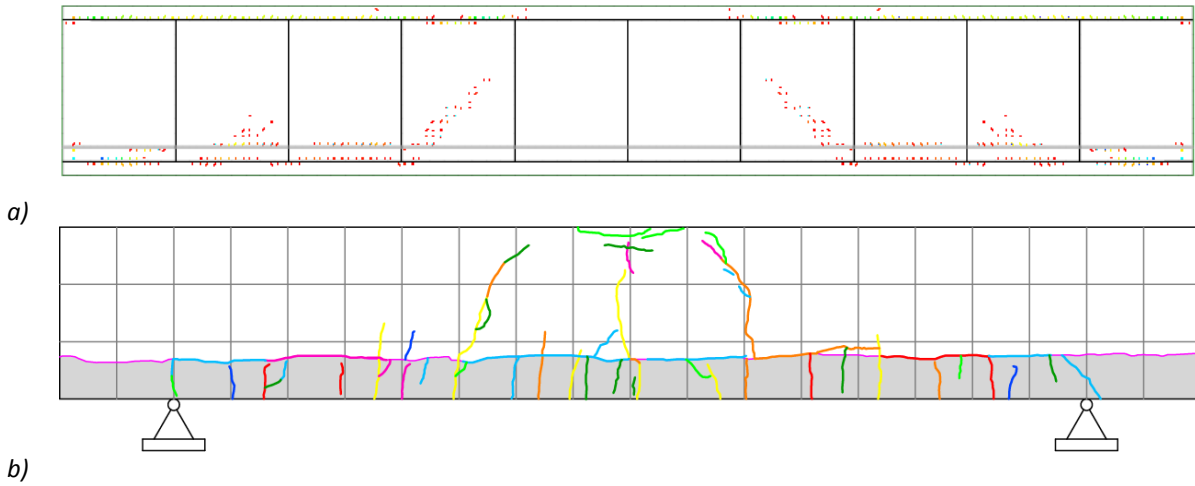


Figura 3.77: Quadri fessurativi trave T50t\_a: a) numerico e b) sperimentale

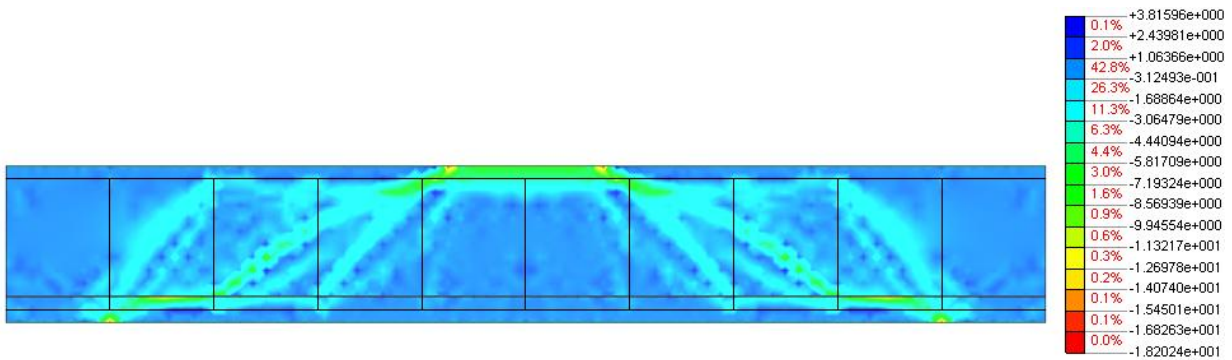


Figura 3.78: Trave T50t\_a - Mean Stress

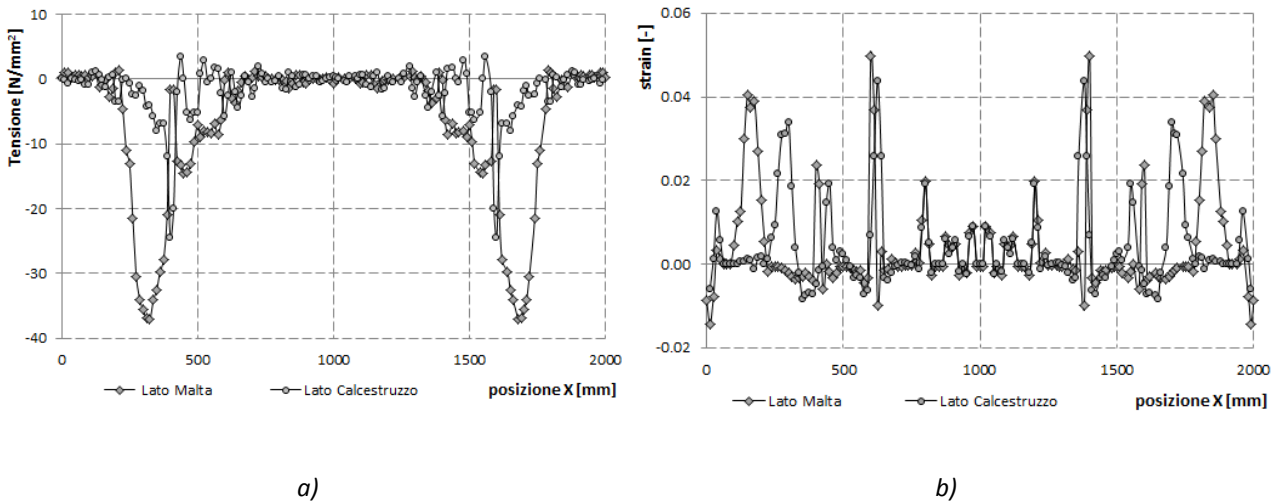


Figura 3.79: Trave T50t\_a - Andamento a) delle  $\tau$  e b) delle  $\epsilon$  tangenziali all'interfaccia calcestruzzo-malta



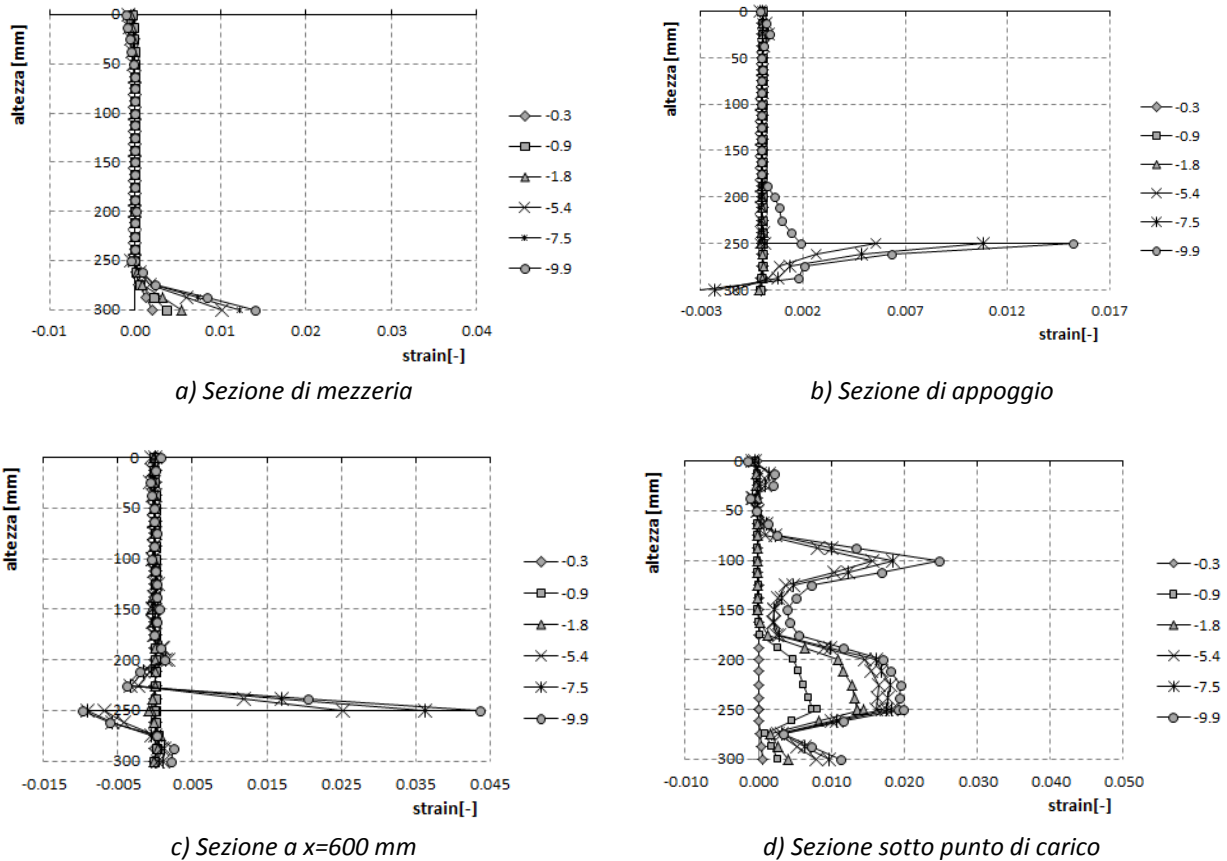


Figura 3.80: Trave T50t\_a - Andamento delle  $\varepsilon$  lungo l'altezza della sezione per diversi valori di freccia in mm

### Travi Tipo T50t\_b

Le travi T50t\_b sono caratterizzate da una percentuale di armatura inferiore rispetto alle travi T50t\_a con barre longitudinali  $2\varnothing 12$  superiori e inferiori, ma aventi uno stesso spessore di malta da ripristino posto all'intradosso.

Il modello numerico riproduce molto bene l'andamento della curva forza-spostamento sperimentale, con una leggera discrepanza nella fase elastica fessurata (Figura 3.81) dovuta a differenze di rigidità globale della sezione della trave.

Il confronto dei quadri fessurativi riportati in Figura 3.82 sottolinea la buona corrispondenza dei risultati del modello numerico con quelli sperimentali. Le lesioni interessano principalmente la zona centrale della trave a momento costante e lo strato di ripristino all'intradosso. Anche in questo caso, come per la trave T50t\_a, le lesioni centrali in mezzeria rilevate durante le prove sperimentali non sono presenti nel modello numerico.

La mappatura delle tensioni nella trave, presentata in Figura 3.83, evidenzia che in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo-malta si crea una discontinuità nel flusso delle tensioni, causata dal superamento della resistenza a taglio dell'interfaccia. Le concentrazioni tensionali rispecchiano l'andamento delle lesioni di Figura 3.82.

In Figura 3.84 è riportato l'andamento delle tensioni  $\tau$  e delle deformazioni  $\varepsilon$  tangenziali all'interfaccia in prossimità della rottura. Si può notare un incremento dei valori di compressione, in vicinanza degli appoggi, che interessa in modo marcato lo strato di malta. Le tensioni subiscono una repentina

variazione nella zona circostante gli appoggi, mentre nella zona a momento costante in mezzeria i valori sono più uniformi. La situazione inversa si può notare per gli stati deformativi. I valori di deformazione sono molto bassi e pressoché nulli in prossimità degli appoggi, mentre nella zona compresa tra i due punti di applicazione del carico le deformazioni sono più marcate e superiori rispetto a quelle registrate per la trave T50t\_a (Figura 3.79), probabilmente a causa della diversa quantità di armatura longitudinale inferiore.

L'andamento delle deformazioni  $\varepsilon$  lungo l'altezza della sezione, in diversi punti della trave, è illustrato in Figura 3.85. In mezzeria la zona tesa della trave è lo strato di malta da ripristino posto all'intradosso (Figura 3.85a). Negli altri grafici di Figura 3.85 la linearità si spezza in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo-malta ( $Y=250$  mm) e delle barre longitudinali inferiori ( $Y=275$  mm).

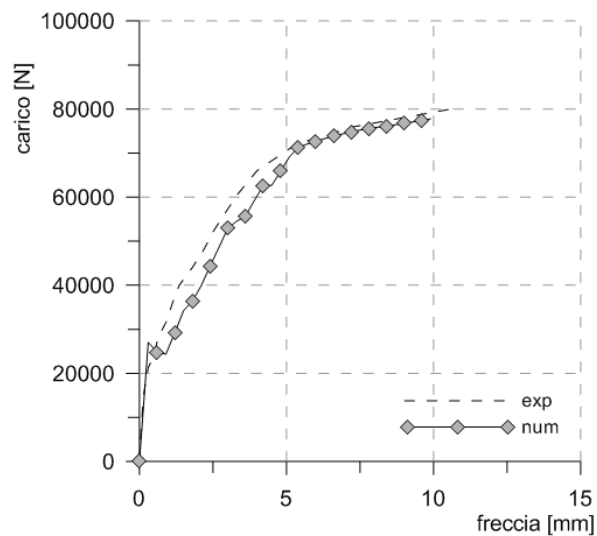


Figura 3.81: Prove a flessione su trave T50t\_b: valori di forza vs spostamento sperimentali e numerici

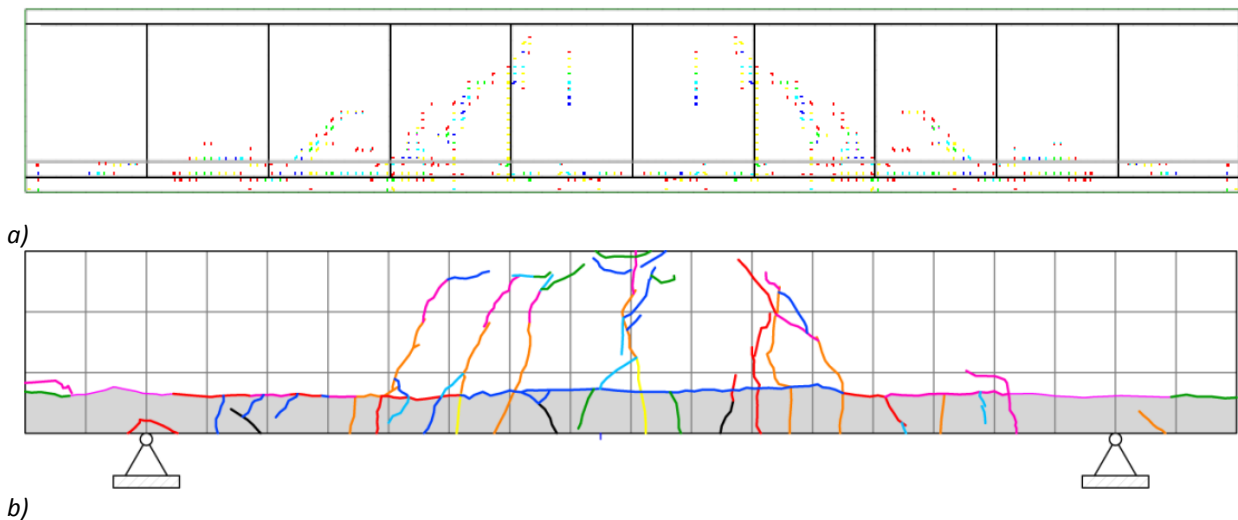


Figura 3.82: Quadri fessurativi trave T50t\_b: a) numerico e b) sperimentale

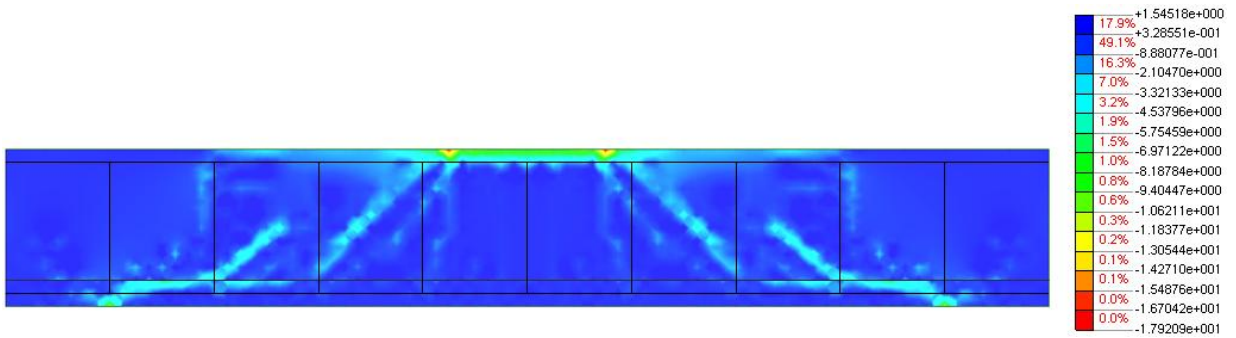
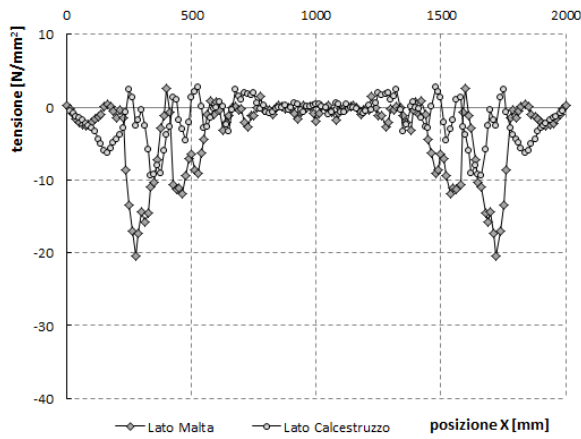
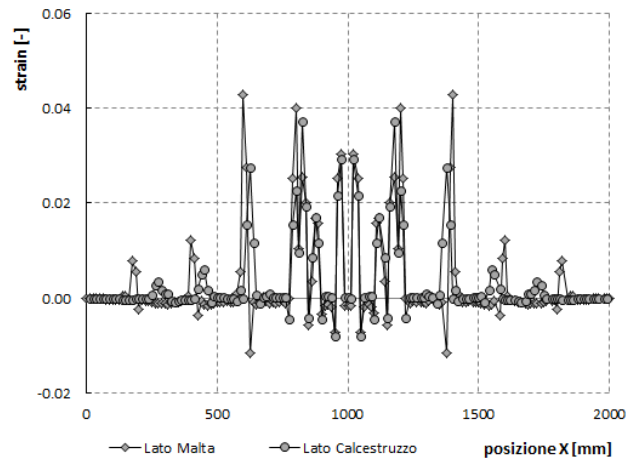


Figura 3.83: Trave T50t\_b - Mean Stresses

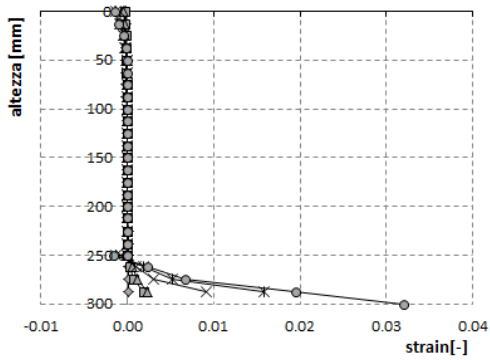


a)

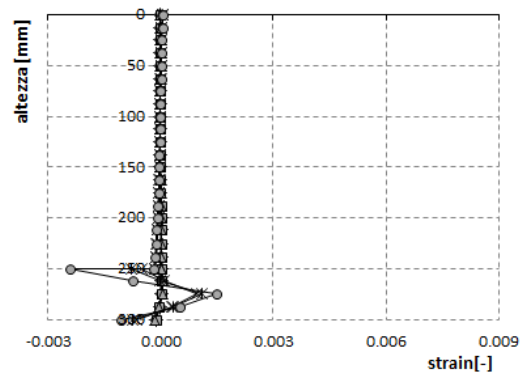


b)

Figura 3.84: Trave T50t\_b - Andamento a) delle  $\tau$  e b) delle  $\varepsilon$  all'interfaccia calcestruzzo-malta



a) Sezione di mezzeria



b) Sezione di appoggio

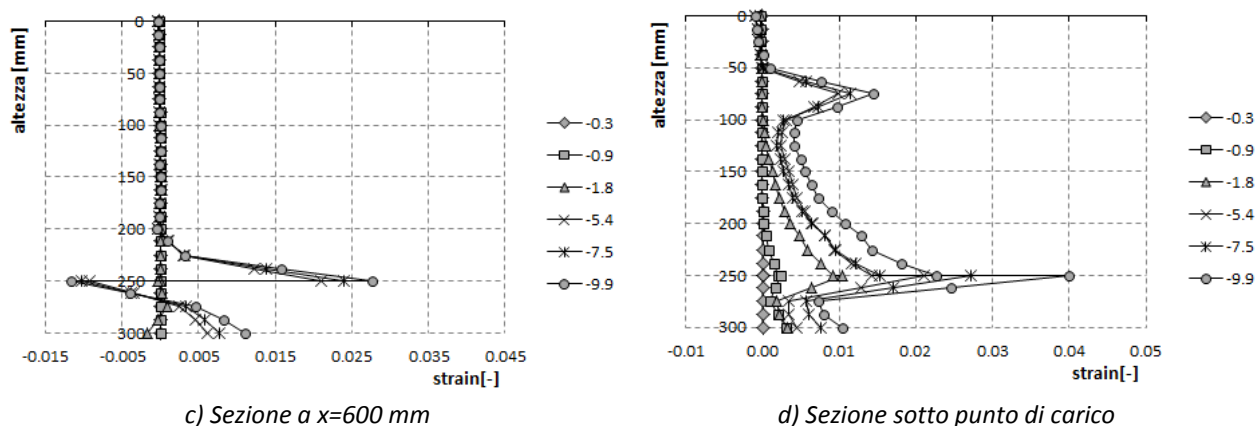


Figura 3.85: Trave T50t\_b - Andamento delle  $\epsilon$  lungo l'altezza della sezione per diversi valori di freccia in mm

### 3.5.5 – Travi ripristinate e rinforzate

Anche in questo caso il modello FE è stato calibrato per riprodurre la curva carico-spostamento e il quadro fessurativo ottenuti dalle prove sperimentali e ottenere informazioni aggiuntive rispetto ai dati ricavati sperimentalmente.

Inizialmente lo strato di materiale composito è stato modellato con elementi 'truss' collegati al substrato mediante una legge di interfaccia 'bond-slip'. Tuttavia, utilizzando i dati disponibili in letteratura tecnica inerenti leggi di bond-slip per FRP, i risultati numerici ottenuti discostavano notevolmente da quelli sperimentali, con il raggiungimento di carichi massimi circa pari a metà di quelli ricavati dalle prove a flessione in laboratorio. Si è pertanto proceduto a modificare la legge di interfaccia fibra-substrato, modellando il materiale composito come elemento 'bar' (Figura 3.61) e introducendo l'ipotesi di perfetta aderenza della fibra al substrato. Tale ipotesi è da considerarsi verosimile grazie alla presenza di fasciature a U poste alle estremità delle travi sottoposte a test, che hanno avuto la funzione di evitare la delaminazione di estremità della fibra di rinforzo e quindi di impedire scorrimenti del materiale composito.

In Figura 3.86 è riportato il confronto delle curve carico-spostamento numeriche e sperimentali sotto l'ipotesi di perfetta aderenza del rinforzo al substrato. Si può notare una buona corrispondenza della curva numerica con quella sperimentale ad eccezione di un lieve scostamento in fase elastica fessurata.

In Figura 3.87 è illustrato il quadro fessurativo ottenuto sperimentalmente e quello derivato dalla modellazione numerica. L'andamento delle lesioni è piuttosto simile e, a differenza di quanto ottenuto per le travi semplicemente ripristinate, nel modello numerico dei provini sia con ripristino che con materiale composito di rinforzo si nota l'apertura di fessure in mezzera della trave, tra i due punti di applicazione del carico, come accade sperimentalmente.

La mappatura delle tensioni nella trave ripristinata e rinforzata, presentata in Figura 3.88, se paragonata con la Figura 3.83, evidenzia una discontinuità nel flusso delle tensioni tra calcestruzzo di substrato e malta di ripristino meno marcato, grazie all'azione dell'elemento di rinforzo collocato all'intradosso che esercita un'azione di confinamento della malta da ripristino.

Le tensioni tangenziali  $\tau$  all'interfaccia lato malta e lato calcestruzzo sono pressoché coincidenti e prossime a valori nulli nella zona centrale della trave, mentre in prossimità degli appoggi si registrano dei picchi (Figura 3.89). Le deformazioni tangenziali  $\varepsilon$  all'interfaccia risentono molto della presenza delle staffe poste ad interasse 200 mm. Tuttavia, se si paragona l'andamento delle deformazioni di Figura 3.89 con quello di Figura 3.79 e di Figura 3.84, i valori di deformazione lungo l'interfaccia calcestruzzo-malta nella trave ripristinata e rinforzata sono inferiori e più uniformi rispetto a quelli nelle travi semplicemente ripristinate con malta.

I grafici di Figura 3.90 illustrano l'andamento delle deformazioni  $\varepsilon$  lungo l'altezza della sezione in vari punti della trave. In mezzeria (Figura 3.90a) la parte di sezione tesa è lo strato di malta da ripristino. Stessa situazione si ritrova in Figura 3.90b e Figura 3.90c dove però nel punto di interfaccia calcestruzzo-malta si notano brusche variazioni di deformazione. Nella sezione di applicazione del carico (Figura 3.90d) l'andamento fortemente irregolare delle deformazioni è probabilmente causato dall'apertura di fessure a partire già da bassi valori di carico applicato.

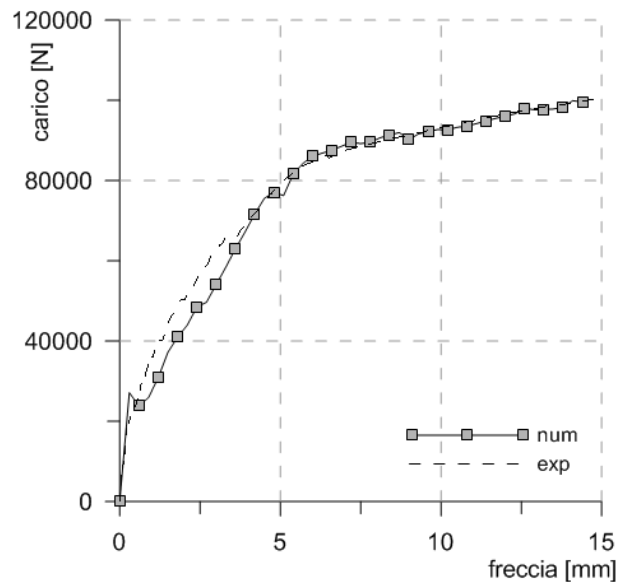


Figura 3.86: Prove a flessione su trave con malta e SRG: forza vs spostamento sperimentali e numerici

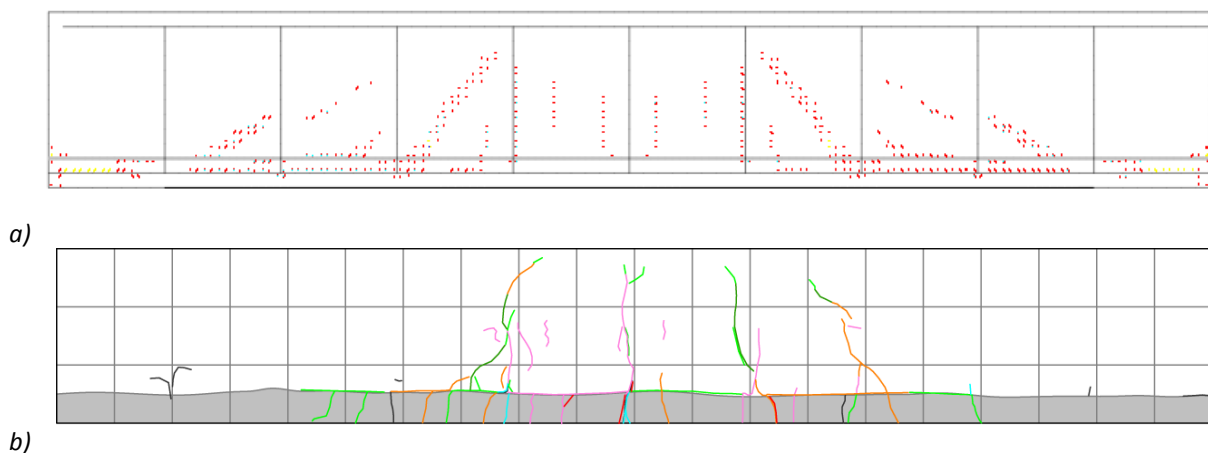


Figura 3.87: Quadri fessurativi trave con malta e SRG: a) numerico e b) sperimentale

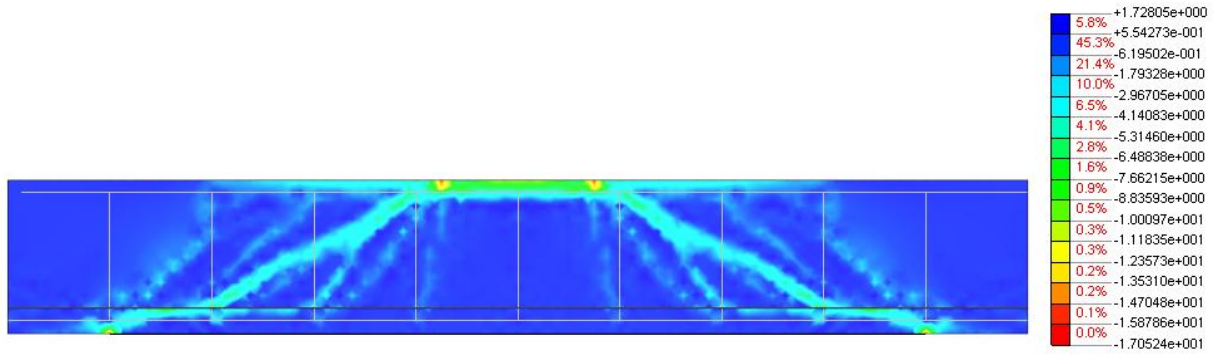
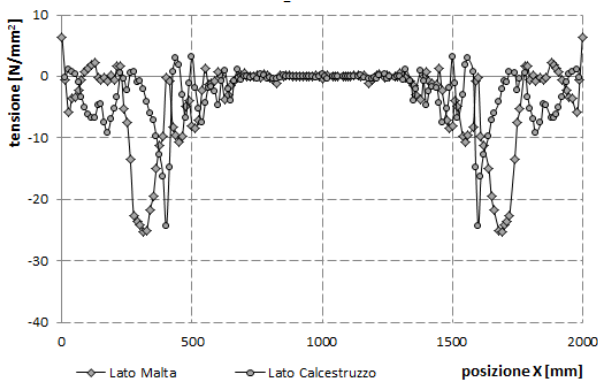
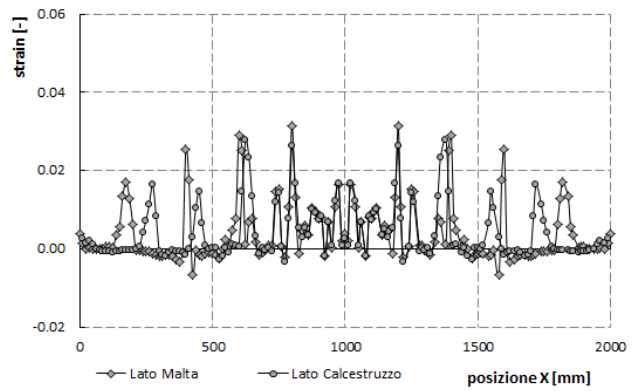


Figura 3.88: Trave con malta e SRG - Mean Stresses

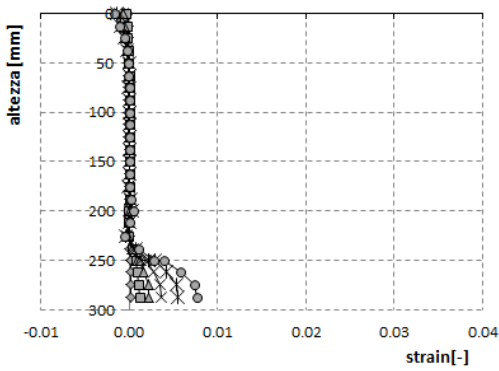


a)

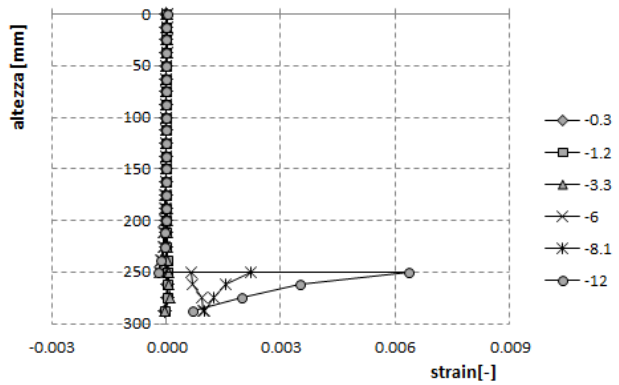


b)

Figura 3.89: Trave con malta e SRG – Andamento a) delle  $\tau$  e b) delle  $\varepsilon$  tangenziali all'interfaccia calcestruzzo-malta



a) Sezione di mezzeria



b) Sezione di appoggio

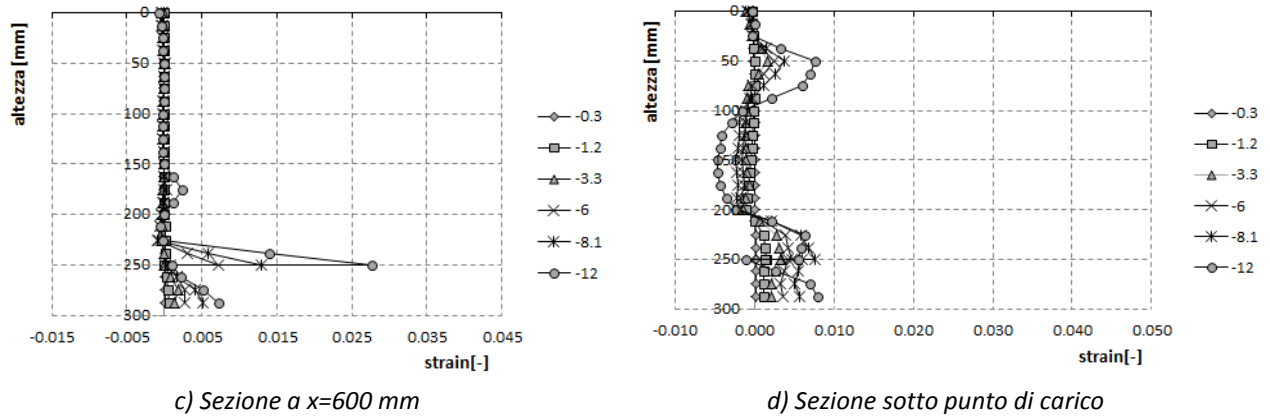


Figura 3.90: Trave con malta e SRG - Andamento delle  $\varepsilon$  lungo l'altezza della sezione per valori di freccia in mm

### 3.5.6 – Osservazioni Conclusive

La calibrazione di modelli ad elementi finiti degli elementi testati in laboratorio ha permesso di analizzare stati tensionali e deformazioni non rilevabili durante la sperimentazione.

Per quanto riguarda le colonne, sono stati elaborati due modelli FE, uno relativo alla colonna di controllo e uno rappresentativo di una colonna ripristinata su tutti e quattro i lati con uno strato di 50 mm di malta. Le principali osservazioni che possono essere effettuate sulla base dei grafici ricavati dai modelli numerici sono le seguenti:

- nella colonna di controllo, ad una distanza di 50 mm dal bordo, le tensioni sono molto simili a quelle registrate nella colonna ripristinata lungo l'interfaccia lato calcestruzzo; lungo il lato malta, nell'elemento ripristinato, invece, le tensioni sono più elevate per l'ipotesi di perfetta aderenza con le barre longitudinali che assorbono la maggior parte delle sollecitazioni;
- le tensioni nelle barre longitudinali della colonna di controllo sono inferiori rispetto a quelle rilevate nella colonna ripristinata, poiché nella colonna non ripristinata c'è una migliore redistribuzione delle tensioni tra armatura e calcestruzzo;
- anche nelle staffe della colonna ripristinata le tensioni sono superiori rispetto a quelle che si sviluppano nella colonna di controllo;
- le basse tensioni nelle barre di armatura registrate nelle colonne di controllo determinano valori di tensioni nel calcestruzzo circostante superiori rispetto a quanto si verifica nel calcestruzzo/malta circostante le barre nelle colonne ripristinate.

Per quanto riguarda le travi, sono stati elaborati tre modelli FE: uno relativo alla trave ripristinata T50t\_a, uno inerente la trave ripristinata T50t\_b e uno che riproduce la trave ripristinata e rinforzata con SRG.

Confrontando i grafici ottenuti dai risultati dei tre diversi modelli si può notare che per quanto riguarda le tensioni tangenziali all'interfaccia, i valori tensionali più bassi sono stati registrati nella zona centrale della trave ripristinata e rinforzata con SRG. I valori di tensione più elevati si osservano nella trave tipo T50t\_a (con 3 $\varnothing$ 12 inferiori) al di fuori della zona a momento costante.

Anche le deformazioni nella trave con SRG risultano più limitate e uniformi. Nella trave tipo T50t\_b i valori più elevati di deformazione sono riscontrabili in mezzeria, mentre nella trave tipo T50t\_a le deformazioni sono più accentuate in prossimità degli appoggi.

Se si confrontano le deformazioni nelle varie sezioni delle travi modellate, si nota che in mezzeria la trave con SRG all'intradosso registra le deformazioni minori, mentre la trave tipo T50t\_b sviluppa deformazioni superiori rispetto alla trave tipo T50t\_a a causa della sua minor percentuale di armatura.

In appoggio si evidenziano brusche variazioni di deformazione in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo-malta in tutti e tre i modelli. La trave tipo T50t\_b, in particolare, in corrispondenza dell'interfaccia, registra valori di compressione.

Nella sezione compresa tra l'appoggio e il punto di applicazione del carico le deformazioni più limitate e sempre di trazione si registrano nella trave con SRG. Nelle travi solo ripristinate all'interfaccia si sviluppano deformazioni di compressione.

Al sotto del punto di applicazione del carico su tutte e tre le travi si verificano forti irregolarità probabilmente dovute all'apertura di lesioni diffuse. Le deformazioni minori si registrano nuovamente nella trave con SRG, mentre la trave tipo T50t\_a sviluppa deformazioni minori rispetto alla trave tipo T50t\_b.



## Capitolo 4 – Analisi della Sicurezza di Edifici Esistenti in c.a.(casi studio)

### 4.1 – Premessa

Le strutture in cemento armato in Italia rappresentano più del 50% del patrimonio edilizio complessivo. Di esse una percentuale considerevole è stata realizzata tra la fine della seconda guerra mondiale e gli anni '60, mentre le prime realizzazioni risalgono ai decenni iniziali del '900. Attualmente tali edifici necessitano su larga scala di interventi collegati allo stato di degrado dei materiali (acciaio e calcestruzzo), a cambiamenti di destinazione d'uso con aumento dei carichi o alla necessità di eseguire adeguamenti/miglioramenti sismici. La maggior parte delle strutture in c.a. attualmente presenti sul territorio italiano, infatti, sono state progettate in assenza di norme sismiche [Vona & Masi 2004] e di conseguenza lo studio della risposta sismica di tali edifici progettati per soli carichi gravitazionali è diventato una tematica di grande attualità che ha alimentato numerosi studi teorici e sperimentali [Calvi *et al.* 2001]. La prima normativa in materia sismica in Italia risale al 1937, ma le norme sismiche hanno trovato diffusa applicazione prevalentemente a partire dagli anni '80. Le prime prescrizioni sismiche italiane non erano in grado di garantire adeguati livelli prestazionali nei confronti dello stato di danno e di collasso, tanto che la normativa attuale prevede l'esecuzione di verifiche sismiche anche su opere strategiche o di carattere rilevante progettate con norme antecedenti al 1984. Pertanto, le carenze strutturali nei confronti delle azioni sismiche si possono riscontrare non solo in strutture progettate per soli carichi verticali, ma anche in edifici progettati secondo normative sismiche obsolete o in zone che la riclassificazione del territorio ha definito con sismicità più elevata.

Il quadro normativo di riferimento in Italia per le costruzioni in c.a. è stato affrontato nel capitolo 2. Nei primi decenni del '900 l'introduzione della tecnologia costruttiva del c.a. in Italia è stata caratterizzata dall'impiego del brevetto Hennebique come metodo di progettazione delle strutture in assenza di specifica normativa. Le prime norme degli anni '20 non esplicitavano alcuna procedura di calcolo, ma davano informazioni più sulle caratteristiche dei materiali e sulle percentuali minime di armatura degli elementi strutturali e il progettista doveva prendere come riferimento la manualistica di uso comune. Fino al 1971 le norme non prevedevano l'obbligo di deposito del progetto strutturale, per cui risulta molto difficile risalire alla documentazione tecnica originaria. Le armature ad aderenza migliorata furono introdotte nel 1954, ma la loro ampia diffusione è avvenuta solo negli anni '70-'80.

Nel presente capitolo, impiegando informazioni ottenute dalle ricerche storiche effettuate su manualistica e progetti tipici dell'epoca, sono state selezionate e studiate due tipologie di edifici in c.a. realizzati prima degli anni '70: l'ala nord dell'ex Castello dei Carraresi a Padova e il complesso 'Hugo Pratt' a Venezia Lido .

Le strutture in c.a. dell'ex castello dei Carraresi a Padova sono state realizzate nei primi anni del '900. E' stata effettuata la progettazione simulata di una soletta e di una trave secondo il metodo di calcolo originario del brevetto Hennebique e i risultati ottenuti sono stati poi confrontati con le verifiche degli stessi elementi eseguite secondo il metodo alle tensioni ammissibili e agli stati limite.

L'edificio a Venezia Lido è un telaio parzialmente tamponato in c.a. costruito nel 1949 per il quale è stato studiato il comportamento sismico globale attraverso un'analisi statica non-lineare (push-over).

L'obiettivo del lavoro eseguito è di valutare il livello di sicurezza di strutture storiche in cemento armato.

## 4.2 – Ex Castello dei Carraresi - Padova

### 4.2.1 – Introduzione

Il castello si trova nell'angolo sud occidentale del centro storico di Padova. Si affaccia a Est su Piazza Castello, a Sud sul Naviglio interno, a Ovest sul Bacchiglione e a Nord confina con la chiesa di S. Tommaso. L'odierna conformazione è il risultato di un lungo percorso evolutivo che nel corso dei secoli ha trasformato il castello medievale prima in caserma militare e poi in complesso carcerario. Oggi il complesso ha perso l'antica unitarietà e si possono identificare diversi settori, appartenenti a proprietari differenti, che hanno avuto uno sviluppo indipendente l'uno dall'altro. L'edificio lungo il Bacchiglione e l'edificio affacciato sul lato minore del cortile principale sono proprietà dell'Università di Padova e sono stati recentemente restaurati per ospitare la nuova Facoltà di Astronomia; la Specola e le sue immediate vicinanze appartengono all'Istituto Nazionale di Astrofisica che ha organizzato in esse un museo e alcuni laboratori didattici; gli edifici su Piazza Castello che si trovano alla sinistra dell'ingresso, appartengono al Ministero di Grazia e Giustizia e in essi vi sono ancora degli uffici amministrativi della polizia penitenziaria; l'edificio a destra dell'ingresso è di proprietà privata; la Chiesa e le costruzioni in area golenare sono proprietà del Comune di Padova mentre i rimanenti stabili, che si trovano all'interno del perimetro difensivo dell'ex complesso carcerario e che costituivano il carcere vero e proprio, sono sotto la tutela della Sovrintendenza.

La zona vincolata si presenta composta da tre edifici principali: la struttura a U attorno al grande cortile rettangolare, che corrisponde all'impianto del vecchio castello medievale; l'edificio a est, connesso all'ingresso sul cortile maggiore tramite una torretta, che ospitava ambienti di servizio e l'edificio settentrionale confinante con la chiesa di S. Tommaso nel quale erano ubicate le celle d'isolamento.



*Figura 4. 1: Ubicazione dell'ala nord all'interno del complesso medioevale*

L'edificio attorno al cortile principale corrisponde alla struttura originaria del castello carrarese e i ritrovamenti archeologici confermano tale ipotesi. In base alla destinazione d'uso, alla tipologia costruttiva e all'orientamento si possono individuare tre settori diversi: l'Ala Sud, l'Ala Est e l'Ala Nord. L'Ala Nord è la parte caratterizzata da una struttura mista in muratura ed elementi in cemento armato, travi, pilastri e solette, realizzati secondo il metodo Hennebique.

#### 4.2.1.1 – Cenni Storici

Le prime notizie sull'edificazione di una torre difensiva e di un castello risalgono all'899, quando a seguito di un'invasione unghara, la città decise di prendere alcune precauzioni. Per quanto riguarda le mura, si può affermare con certezza che vennero costruite a partire dal 1195; la costruzione del castello, invece, viene fatta risalire al periodo di dominazione di Ezzelino III da Romano che nel 1237 entrò in Padova e impose la sua dittatura fino al 1256. Non è noto se vi fossero ancora tracce della precedente fortificazione, '[...]non è improbabile, infatti, che la torre edificata nel X secolo fosse crollata nel 1127 durante l'eccezionale terremoto avvenuto che mandò in rovina molti edifici non solo a Padova, ma in quasi tutta la pianura padana...' [Pigatto 2007]. A Ezzelino si deve la costruzione di un baluardo difensivo dotato di due torri, una delle quali è la Torlonga, utilizzate come prigioni.

A seguito della crociata della Lega (1256) e della sconfitta di Ezzelino, Padova si ricostituì libero comune e visse un periodo di prosperità economica durante il quale accrebbe anche il suo potere politico. Nel 1338 iniziò la dominazione carrarese e nel 1374 per volere di Francesco da Carrara iniziarono i lavori di edificazione del castello carrarese nel quale vennero sicuramente inglobate le torri ezzeliniane. Il nuovo edificio presentava la tipica conformazione dei castelli medievali: era chiuso da mura merlate, dotato di accessi con ponti levatoi e circondato da acqua. Non venne utilizzato per scopi abitativi ma come edificio di rappresentanza e con funzione difensiva.

Con il 1405, anno in cui ebbe fine la dinastia carrarese, subentrò ad essa la Serenissima e a Padova venne promossa una totale revisione del sistema di fortificazioni medievali, che non garantivano un'adeguata difesa dalle nuove armi e tecniche di guerra. Fino al 1709 il castello venne dunque utilizzato come magazzino per vettovaglie e armi, poi come quartiere di riserva per i soldati e come granaio pubblico. Nel 1767 la torre Torlonga venne trasformata in osservatorio astronomico e altri locali nelle Scuole d'Architettura e di Astronomia. Nel rimanente complesso non vennero mai compiuti interventi di manutenzione sistematica e regolare e quindi, alla fine del XVIII secolo il degrado era molto diffuso.

Risale ai primi anni del '800, durante la dominazione francese, la trasformazione di una porzione di castello in 'Casa di Forza'. Dai catasti si evince che negli anni sono stati eseguiti numerosi interventi di ampliamento dell'edificio preesistente per adeguarlo alle sempre più crescenti esigenze di spazio.

Dal 1813 al 1866 durante il periodo della dominazione austriaca vennero costruiti gli edifici sulla piazza antistante il castello. Nel 1880 venne costruita una chiesa nell'area golenare del Naviglio interno e all'inizio del XX secolo la casa di pena venne circondata da un nuovo perimetro difensivo. Nel 1899 al secondo piano dell'Ala Nord venne sistemata l'infermeria per ospitare l'elevato numero di malati di tubercolosi e polmonite, mentre l'anno successivo vennero costruiti tre solai Hennebique da parte della società torinese Porcheddu.

Durante la prima guerra mondiale il complesso carcerario fu utilizzato per ospitare alcuni prigionieri di guerra austro-ungarici. Tra il 1917 e il 1920 il castello rimase in possesso dei militari che lo utilizzarono come carcere per i prigionieri di guerra e come luogo per organizzare le attività militari. Da ricordare che nel 1918 una bomba colpì l'ala nord provocando gravi danni alla struttura.

Quando nel 1920 il castello tornò in proprietà al Ministero di Grazia e Giustizia, era in condizioni troppo critiche per poter essere utilizzato come carcere civile fin da subito. Venne, quindi, effettuato un progetto di sistemazione e ricostruzione generale, ricavando anche una biblioteca/sala lettura per i detenuti. Durante gli anni '50 le accresciute necessità dell'istituto carcerario e, le nuove esigenze difensive, portarono agli ultimi interventi di sistemazione della casa di pena e fra questi si ricorda la sostituzione del loggiato con il telaio in calcestruzzo oggi visibile.

Dopo un incendio che nel 1989 distrusse la maggior parte della copertura dell'Ala Sud e a seguito del completamento della casa di pena a Montà, l'istituto carcerario si trasferì e il castello venne abbandonato.

Nel 2003 iniziarono i lavori di restauro e di messa in sicurezza delle strutture tutt'oggi in via di esecuzione. Durante questi lavori vennero portati alla luce numerosi resti di affreschi risalenti al periodo dei carraresi e una campagna di scavi archeologici individuò, in alcuni locali, quella che potrebbe essere stata la configurazione originaria del castello.



a)



b)

Figura 4.2: a) Il cortile principale del castello alla fine del XVII secolo [M. Urbani] e b) nei primi anni del '900 [F.lli Alinari]

## 4.2.2 – Caratterizzazione Strutturale

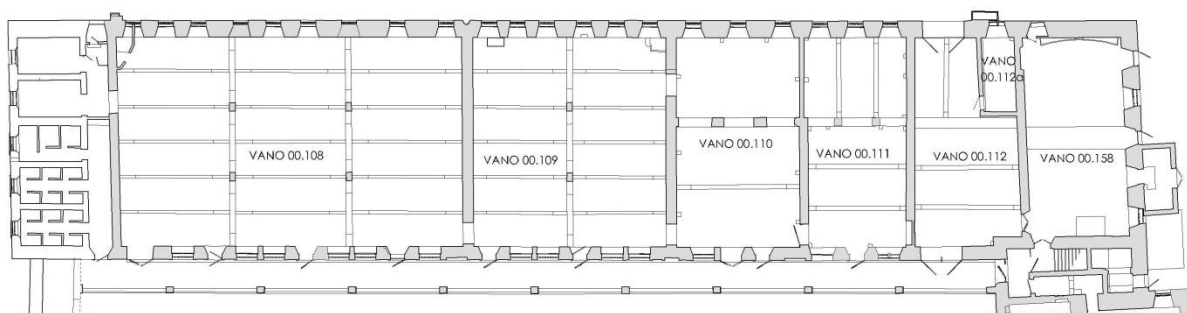
Nel presente lavoro l'attenzione si è focalizzata sull'Ala Nord del complesso (Figura 4.3a) caratterizzata dalla presenza di elementi strutturali in c.a. costruiti all'inizio del '900 che rappresentano i primi esempi di applicazione in Italia della tecnica costruttiva del cemento armato secondo il sistema Hennebique.

### 4.2.2.1 – Geometria e materiali

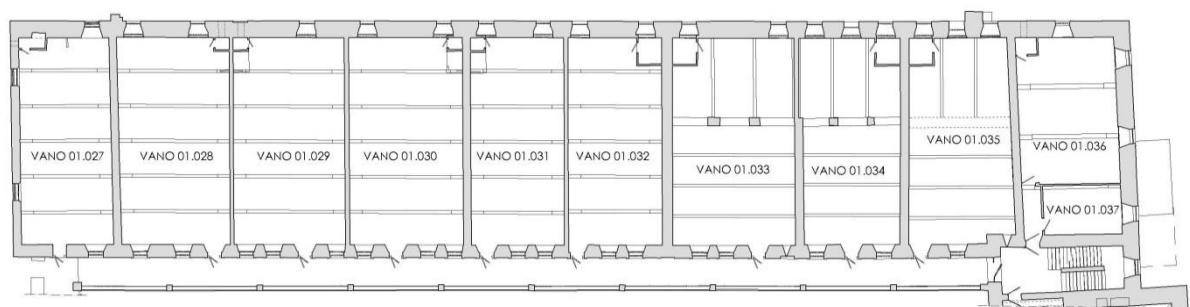
La porzione di castello in esame si sviluppa su tre livelli fuori terra e ha dimensioni in pianta di circa 80 m x 17 m (Figura 4.3a). L'ispezione visiva, il rilievo e la ricerca di documentazione storica hanno permesso di individuare la tipologia, la posizione, le dimensioni e le trasformazioni subite dagli elementi strutturali.



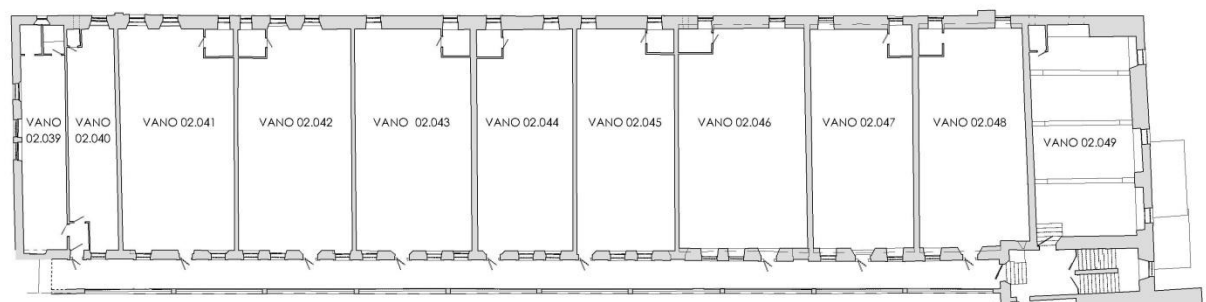
a)



b)



c)

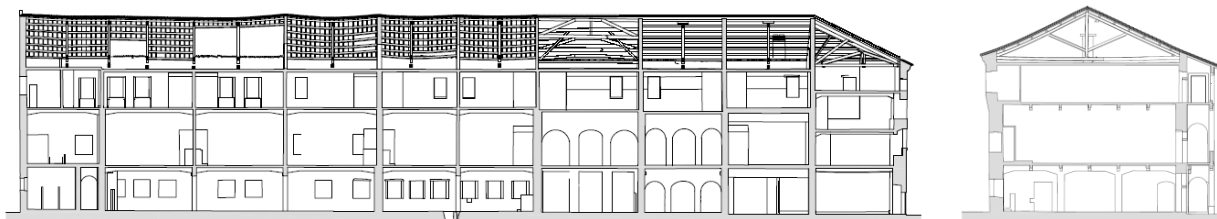


d)

Figura 4.3: a) Pianta castello, b) pianta piano terra, c) pianta piano primo a d) pianta piano secondo

La struttura è mista muratura-cemento armato, caratterizzata da muratura portante perimetrale e di divisione interna tra i vari ambienti. Il prospetto principale sul cortile interno è caratterizzato da un telaio in c.a., molto probabilmente costruito nella seconda metà del XX secolo, che crea un loggiato a due livelli attraverso il quale si accede alle stanze del primo piano. Il prospetto posteriore è caratterizzato da una facciata in muratura piena portante con una successione regolare di aperture rettangolari. Si ritiene probabile un intervento di sopraelevazione dell'edificio risalente al periodo di trasformazione del complesso in istituto carcerario. La successione di archi leggermente aggettanti posti sotto le finestre dell'ultimo piano rappresenta un elemento architettonico tipicamente medievale utilizzato come decorazione delle parti terminali di muratura e come sostegno per i merli in torri o mura di cinta. La sua presenza permette di avanzare l'ipotesi che in origine il castello non avesse un secondo piano abitabile, ma che terminasse con un muro forse merlato.

Le strutture portanti verticali delle stanze, sia al piano terra che al primo piano, solo nei primi tre ambienti più a est sono interamente in muratura, mentre gli ambienti rimanenti presentano anche pilastri in c.a..



a)

b)

Figura 4.4: a) Sezione longitudinale e b) trasversale dell'Ala Nord

I solai sono di diverse tipologie. Al piano terra nei vani 00.110-00.111-00.112 gli orizzontamenti sono in latero-cemento e sono sostenuti da travi in c.a. Sono ancora presenti i barbacani di sostegno delle travi in legno dei più antichi solai. Negli altri ambienti, anche al primo piano, i solai sono solette di calcestruzzo. Al secondo piano sono presenti solai in latero-cemento molto sottili e leggeri, probabilmente perché non erano calpestabili e quindi non avrebbero dovuto sopportare carichi elevati. Le travi dei solai sono per lo più caratterizzate da una forma a coda di rondine alle estremità, elemento tipico del sistema costruttivo Hennebique, mentre solo nei primi tre ambienti più a est al primo piano la sezione delle travi rimane perfettamente rettangolare per tutta la luce e quindi si presume che tali elementi siano di più recente realizzazione.

La copertura è costituita da una struttura a capriate lignee.

#### 4.2.2.2 – Rilievo del Danno

Le strutture in muratura portante del castello non presentano evidenti segni di dissesti strutturali. Il principale degrado rilevato riguarda l'attacco chimico dovuto all'impiego di cromo esavalente per la fabbricazione di biciclette nei laboratori dell'istituto carcerario.

Le infiltrazioni di acqua dal manto di copertura hanno provocato fenomeni di degrado diffuso accompagnato da crolli parziali delle strutture lignee delle capriate di copertura e il deterioramento degli elementi strutturali in cemento armato, con localizzata espulsione del copriferro e corrosione delle barre di armatura.



a)



b)

Figura 4.5: a) Infiltrazioni di acqua dal solaio e b) degrado delle travi lignee di copertura

#### 4.2.3 – Indagini preliminari

La campagna di indagini svolta presso il castello di Padova è stata accuratamente pianificata per migliorare il livello di conoscenza della struttura e dei suoi elementi costitutivi. I dettagli ritenuti utili e/o necessari per la conduzione della successiva fase di verifica sono stati indagati ed è stato verificato il loro stato di conservazione. Le indagini sono state progettate per minimizzare l'invasività sulle strutture esistenti e favorire il confronto dei risultati ricavati da prove eseguite e dotate di livelli diversi di distruttività. L'indagine visiva ha comunque costituito la prima fase per l'identificazione degli elementi più significativi sui quali eseguire successivi test più specifici per la caratterizzazione delle strutture verticali e orizzontali e dei punti della struttura più adatti per l'esecuzione delle prove.

In particolare i test eseguiti sono stati:

- prove non distruttive (NDT) condotte con pacometro, per l'individuazione della posizione delle barre di armatura, e con sclerometro, per una prima valutazione qualitativa delle caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo;
- prove mediamente distruttive (MDT) consistenti in scarifiche locali per lo studio dei dettagli costruttivi;
- prove distruttive (DT) tra cui l'esecuzione sul calcestruzzo di solette, travi e pilastri; le carote estratte sono state poi impiegate per la conduzione di prove di compressione in laboratorio. Sulle carote prelevate è stata inoltre eseguita la prova colorimetrica con la fenoftaleina per misurare la profondità di carbonatazione.

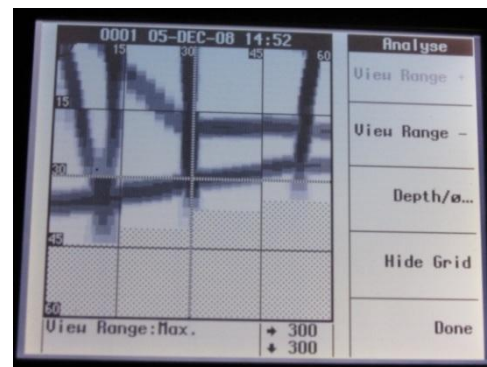
Le prove sopra elencate sono state condotte in modo mirato su quegli elementi che, attraverso la ricerca storica e l'indagine visiva, sono stati riconosciuti come appartenenti a periodi storici diversi. L'obiettivo è stato quello di prelevare e caratterizzare campioni rappresentativi di materiali e metodi costruttivi diversificati in base all'epoca di realizzazione.

#### 4.2.3.1 – Prove con Pacometro

Le prove con pacometro sono state effettuate in varie posizioni; diffusamente per la verifica della presenza di una corretta armatura nel calcestruzzo, in concomitanza dei punti di estrazione delle carote di conglomerato cementizio e della barra di armatura per il corretto prelievo dei campioni, con la finalità di evitare il danneggiamento delle barre, nel caso di perforazione tramite carotatore.

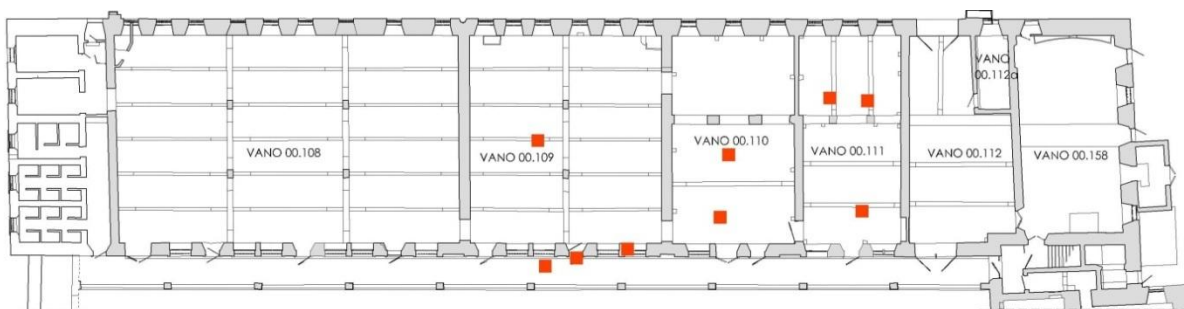


a)



b)

Figura 4.6: a) Passaggio della sonda sulla superficie e b) esempio di immagine restituita



■ PACOMETRO

a)





Figura 4.7: Posizione delle scansioni con pacometro eseguite a livello del a) primo, b) secondo e c) terzo solaio

Dall'analisi delle scansioni effettuate si sono individuate significative differenze nel passo delle staffe e nella distribuzione delle barre nelle solette in cemento armato. Dall'analisi della disposizione delle armature sono state individuate quattro diverse tipologie di trave:

1. le travi del primo e secondo solaio con coda di rondine alle estremità sono caratterizzate da un passo delle staffe che si riduce progressivamente a partire dalla mezzeria ( $s = 60 \div 70$  cm) sino agli appoggi; circa  $1/3$  delle armature longitudinali in prossimità della sagoma a forma di coda di rondine proseguono diritte,  $1/3$  si inclinano verso il basso a seguire la forma della trave e  $1/3$  sono inclinate verso l'alto di un angolo di circa  $45^\circ$  probabilmente per assorbire il crescente sforzo di taglio;

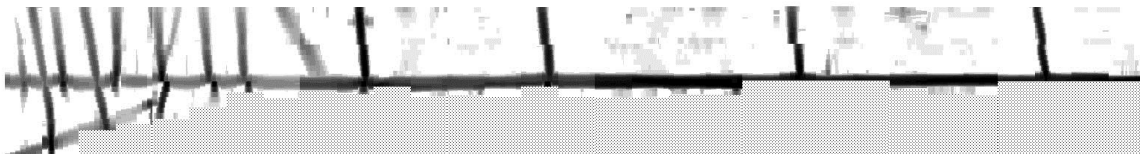


Figura 4.8: Scansione trave - vano 00.109

2. le travi del vano 01.036-01.037 hanno le staffe disposte ad un passo quasi costante (circa  $20 \div 25$  cm) lungo tutta la luce della trave ad eccezione di un infittimento nei pressi della sezione di appoggio; metà delle armature longitudinali in prossimità della sagoma a forma di coda di rondine proseguono diritte e l'altra metà si inclina verso il basso a seguire la forma della trave;

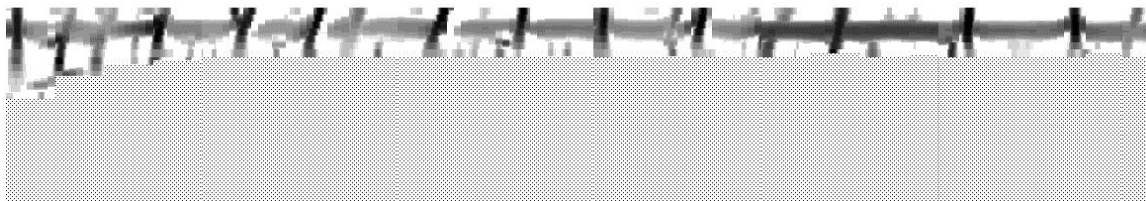


Figura 4.9: Scansione trave - vano 01.036

3. le scansioni effettuate sulle travi del secondo solaio nelle stanze 01.033-01.034-01.035 sembrano totalmente diverse da quelle precedenti; le staffe sembrano accoppiate con passo costante progressivamente più ampio man mano che ci si allontana dagli appoggi. Ad  $1/3$  della luce della trave parte delle barre longitudinali si inclina e procede verso l'alto con un angolo di circa  $10^\circ$ . Tali caratteristiche sono tipiche del sistema costruttivo Hennebique. A queste tre travi appartiene la relazione di calcolo reperita presso l'archivio della società Porcheddu a Torino.

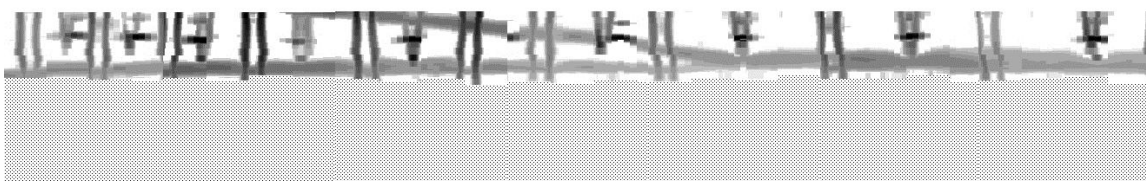


Figura 4.10: Scansione trave - vano 01.035

4. La trave trasversale della cella 01.033 è caratterizzata dalla presenza di staffe a passo pressoché costante e da barre inclinate.



Figura 4.11: Scansione trave - vano 01.033

Per quanto riguarda le solette in cemento armato, sono state individuate essenzialmente due tipologie:

1. le solette del primo orizzontamento e del secondo solaio nelle celle ubicate più a ovest hanno barre posizionate ad un interasse di  $10\div 12$  cm
2. le solette nelle stanze 01.033-01.034-01.035 presentano barre ad un interasse di circa 30 cm.

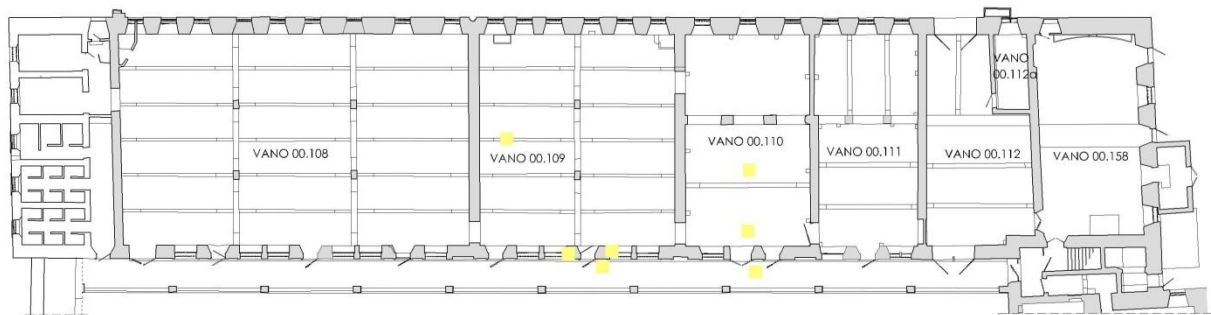
I risultati da pacometro sono stati utilizzati solo per individuare la disposizione delle barre di armatura, mentre per la definizione del loro diametro sono state eseguite delle scarifiche localizzate.

#### 4.2.3.2 – Esecuzione di Saggi Diffusi

La posizione delle scarifiche è stata scelta in base alla posizione delle armature individuate con il pacometro. Nelle travi, generalmente, le demolizioni sono state eseguite una in mezzeria e una in prossimità degli appoggi, per identificare barre longitudinali e staffe. In base alle analogie riscontrate con la prova pacometrica sono state eseguite delle scarifiche solo in un campione rappresentativo di una certa tipologia di trave per trovare conferma e approfondire i risultati ottenuti dalle scansioni. Le differenti metodologie riscontrate nella prima fase di indagine non distruttiva sono state confermate dai risultati delle scarifiche e in particolare sono state individuate:

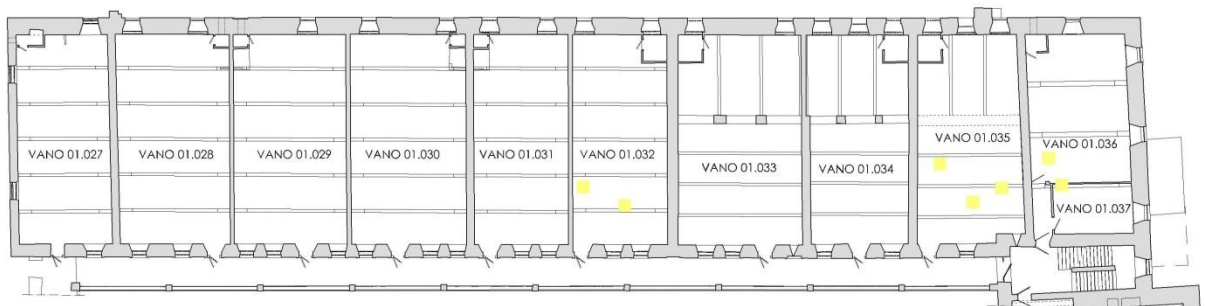
1. poche barre longitudinali lisce e di grande diametro e staffe costituite da tondini con diametro 7 mm a contenimento delle barre longitudinali più esterne (stanze al piano terra e celle a ovest poste al primo piano);
2. barre longitudinali distribuite su tutta la larghezza della trave con diametro ridotto e contenute da staffe sagomate secondo la sezione della trave (vano 01.036);
3. staffe costituite da piattine metalliche di larghezza circa 40 mm e spessore 3÷4 mm (vano 01.033-01.034-01.035).

Le scarifiche eseguite sulle solette hanno evidenziato barre longitudinali con diametro di circa 9 mm e passo 30 cm unite a staffe/piattine nei solai delle stanze con travi Hennebique e passo pari a 10 cm in tutte le altre solette.



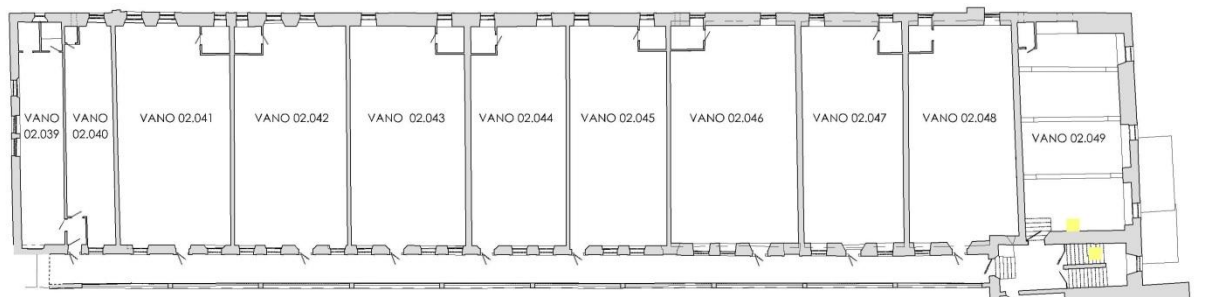
■ SCARIFICA

a)



■ SCARIFICA

b)



■ SCARIFICA

c)

Figura 4.12: Posizione delle scarifiche eseguite a livello del a) primo, b) secondo e c) terzo solaio

### 4.2.3.3 – Prove con Sclerometro

La prova sclerometrica è stata condotta su travi, solette e pilastri così come illustrato in Figura 4.13.

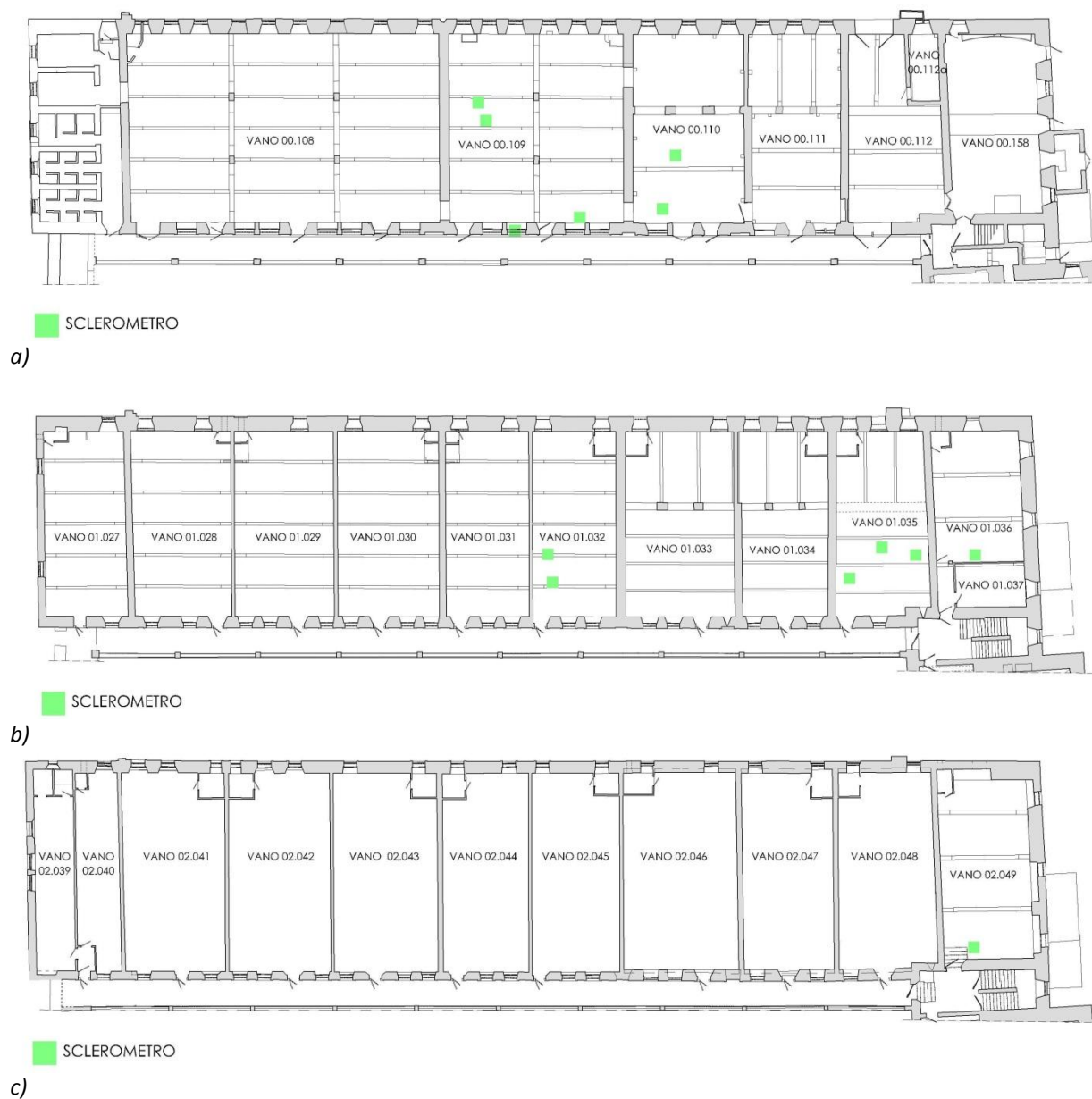


Figura 4.13: Posizione delle prove sclerometriche eseguite a livello del a) primo, b) secondo e c) terzo solaio

Si riportano di seguito i risultati delle prove sclerometriche condotte, e le relative classi di calcestruzzo emerse dalle prove, così come da foglio di calibrazione dello strumento.

Trave T01		vano 00.109	Trave T02		vano 00.109
1	° rimbalzo	38	1	° rimbalzo	33
2	° rimbalzo	30	2	° rimbalzo	42
3	° rimbalzo	39	3	° rimbalzo	41
4	° rimbalzo	38	4	° rimbalzo	32
5	° rimbalzo	35	5	° rimbalzo	38
6	° rimbalzo	36	6	° rimbalzo	38
7	° rimbalzo	41	7	° rimbalzo	36
8	° rimbalzo	36	8	° rimbalzo	32
9	° rimbalzo	36	9	° rimbalzo	37
10	° rimbalzo	32			
media		N/mm <sup>2</sup> 36.1	media		N/mm <sup>2</sup> 36.6
R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 34.0	R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 35.0

Soletta S01		vano 00.109	Trave 04		vano 00.110
1	° rimbalzo	46	1	° rimbalzo	32
2	° rimbalzo	32	2	° rimbalzo	32
3	° rimbalzo	38	3	° rimbalzo	34
4	° rimbalzo	36	4	° rimbalzo	28
5	° rimbalzo	36	5	° rimbalzo	36
6	° rimbalzo	38	6	° rimbalzo	30
			7	° rimbalzo	35
			8	° rimbalzo	28
			9	° rimbalzo	26
			10	° rimbalzo	32
media		N/mm <sup>2</sup> 37.7	media		N/mm <sup>2</sup> 31.3
R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 28.0	R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 25.0

Trave T05		vano 00.110	Trave T09		vano 01.036
1°	rimbalzo	42	1°	rimbalzo	44
2°	rimbalzo	40	2°	rimbalzo	38
3°	rimbalzo	42	3°	rimbalzo	40
4°	rimbalzo	38	4°	rimbalzo	46
5°	rimbalzo	40	5°	rimbalzo	39
6°	rimbalzo	40	6°	rimbalzo	40
7°	rimbalzo	44	7°	rimbalzo	40
8°	rimbalzo	42	8°	rimbalzo	44
9°	rimbalzo	45	9°	rimbalzo	42
10°	rimbalzo	38	10°	rimbalzo	44
media		N/mm <sup>2</sup> 40.6	media		N/mm <sup>2</sup> 42.0
R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 41.0	R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 46.0

Trave T11		vano 01.035	Trave T12		vano 01.035
1°	rimbalzo	38	1°	rimbalzo	30
2°	rimbalzo	40	2°	rimbalzo	28
3°	rimbalzo	36	3°	rimbalzo	28
4°	rimbalzo	32	4°	rimbalzo	30
5°	rimbalzo	30	5°	rimbalzo	30
6°	rimbalzo	35	6°	rimbalzo	28
7°	rimbalzo	36	7°	rimbalzo	26
8°	rimbalzo	35	8°	rimbalzo	24
9°	rimbalzo	39	9°	rimbalzo	24
10°	rimbalzo	42	10°	rimbalzo	28
11°	rimbalzo	38	11°	rimbalzo	24
			12°	rimbalzo	26
media		N/mm <sup>2</sup> 36.5	media		N/mm <sup>2</sup> 27.7
R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 35.0	R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 18.0

Soletta S05		vano 01.035	Trave T14		vano 01.032
1°	rimbalzo	30	1°	rimbalzo	29
2°	rimbalzo	32	2°	rimbalzo	30
3°	rimbalzo	29	3°	rimbalzo	30
4°	rimbalzo	26	4°	rimbalzo	32
5°	rimbalzo	33	5°	rimbalzo	40
6°	rimbalzo	28	6°	rimbalzo	28
7°	rimbalzo	32	7°	rimbalzo	28
8°	rimbalzo	38	8°	rimbalzo	34
9°	rimbalzo	28	9°	rimbalzo	30
10°	rimbalzo	34	10°	rimbalzo	26
11°	rimbalzo	28			
media		N/mm <sup>2</sup> 30.7	media		N/mm <sup>2</sup> 30.7
R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 15.0	R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 25



Soletta S06		vano 01.032	Trave T15		02.049
1°	rimbalzo	26	1°	rimbalzo	40
2°	rimbalzo	24	2°	rimbalzo	36
3°	rimbalzo	32	3°	rimbalzo	38
4°	rimbalzo	26	4°	rimbalzo	40
5°	rimbalzo	26	5°	rimbalzo	40
6°	rimbalzo	24	6°	rimbalzo	36
7°	rimbalzo	26	7°	rimbalzo	34
8°	rimbalzo	28	8°	rimbalzo	41
9°	rimbalzo	24	9°	rimbalzo	42
10°	rimbalzo	27	10°	rimbalzo	39
11°	rimbalzo	26	11°	rimbalzo	44
12°	rimbalzo	28	12°	rimbalzo	40
media		N/mm <sup>2</sup> 26.4	media		N/mm <sup>2</sup> 39.2
R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 9.00	R <sub>ck</sub> corrisp.		N/mm <sup>2</sup> 40.0

Risulta evidente che i valori di resistenza più elevati sono stati ottenuti nelle travi con staffe che contengono tutte le barre longitudinali e quindi quelle di più probabile recente realizzazione. Le travi con tondini che contengono solo le barre longitudinali più esterne hanno registrato valori di rimbalzo molto simili tra loro e quindi è ipotizzabile che la loro realizzazione sia contemporanea.

#### 4.2.3.4 – Estrazione di Campioni di Calcestruzzo (Carotaggi)

Per confrontare i risultati qualitativi delle prove sclerometriche con dati quantitativi sono stati eseguiti dei prelievi di calcestruzzo da testare a compressione. Le posizioni di prelievo delle carote sono state scelte in modo rappresentativo per caratterizzare gli elementi strutturali databili lo stesso periodo, individuando le zone più accessibili per l'esecuzione della carota e soprattutto le meno sollecitate.

I prelievi di campioni di calcestruzzo sono stati effettuati mediante carotaggio continuo negli elementi strutturali per una profondità massima superiore al doppio del diametro della carota estratta. È stata utilizzata una carotatrice ad avanzamento manuale (HILTI DD-200) munita di corona diamantata a parete sottile, con diametro esterno pari a 80 e 100 mm. All'atto del prelievo ogni campione è stato chiaramente identificato, annotando il punto specifico di prelievo e l'orientamento nel getto di calcestruzzo. Le carote estratte sono state fotografate direttamente in sito.

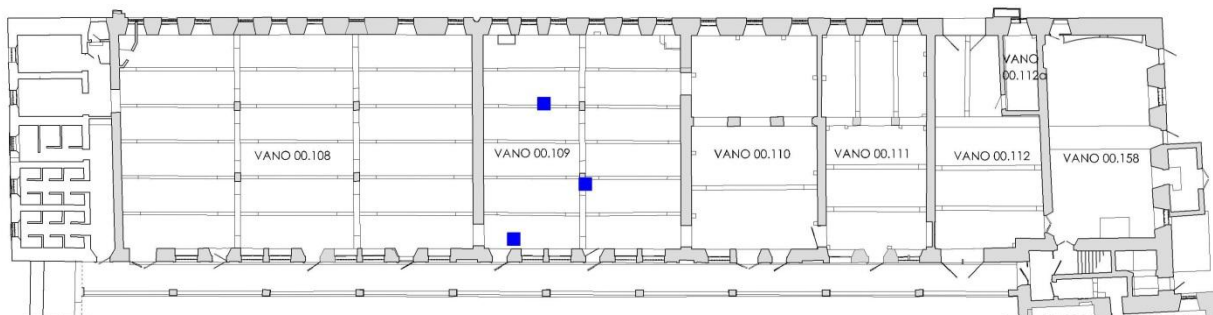


a)

b)

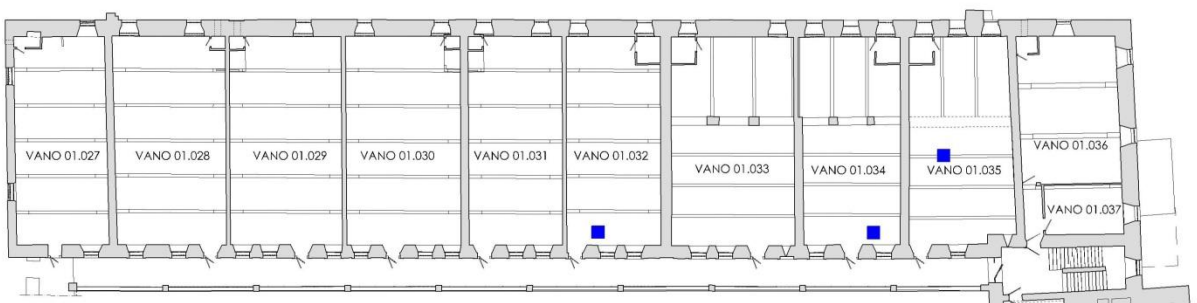
Figura 4.14: Esecuzione dei carotaggi a) su trave e b) su soletta

Sono stati eseguiti carotaggi ad acqua su tre solette, una del primo solaio e due del secondo solaio, su tre travi e su uno dei pilastri al piano terra. Le carote eseguite sulle solette hanno un'altezza pari a circa il diametro a causa del ridotto spessore dell'elemento strutturale e quindi il risultato della prova di compressione è stato assimilato a quello di una prova cubica. Per le travi e i pilastri è, invece, stato possibile eseguire un carotaggio più in profondità e ottenere le proporzioni adatte per l'esecuzione di una prova cilindrica.



 CAROTAGGIO

a)



 CAROTAGGIO

b)

Figura 4.15: Localizzazione dei carotaggi eseguiti sul a) primo e sul b) secondo solaio

#### 4.2.3.4 – Prove di Compressione sui Provini di Calcestruzzo

Le prove di compressione sono state eseguite presso il Laboratorio Prove sui Materiali da Costruzione dell'Università degli Studi di Padova. Le prove sono state eseguite nei mesi di Marzo-Aprile 2009. Prima dell'esecuzione delle prove, i campioni sono stati tagliati, lavorati e rettificati secondo le tecniche impiegate per il taglio dei materiali litoidi fino a ottenere provini rispondenti alle indicazioni delle norme UNI relative alle prove cui gli stessi sono destinati.

In Tabella 4.1 e Tabella 4.2 si riportano i risultati delle prove (denominazione provino, data esecuzione, tipologia di prova, diametro, altezza, densità, resistenza cilindrica/cubica, tipologia di rottura).

Tabella 4.1: Prove di compressione su carote di calcestruzzo assimilabili a cubi [UNI EN 12390]

ID Provino	Data di prova	Tipo di prova	d (cm)	h (cm)	Sez [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>u</sub> (kg/dm <sup>3</sup> )	R <sub>ck</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo di rottura
Soletta C1 00.109	25/03/09	cubica	9.4	9.4	69	2.28	29.7	S*
Soletta C2 01.034	25/03/09	cubica	9.4	10.5	69	2.39	40.3	S*
Soletta C3 01.032	25/03/09	cubica	9.4	10.1	69	2.37	35.5	S*

\*S =standard

Tabella 4.2: Prove di compressione su carote di calcestruzzo [UNI EN 12390]

ID Provino	Data di prova	Tipo di prova	∅ (cm)	h (cm)	Sez [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>u</sub> (kg/dm <sup>3</sup> )	f <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Tipo di rottura
Pilastro CP1 00.109	06/04/09	cilindrica	9.4	20.9	69	2.32	27.3	S*
Trave CT1 00.109	06/04/09	cilindrica	7.4	19.4	43	2.34	22.1	S*
Trave CT3 01.035	06/04/09	cilindrica	7.4	18.5	43	2.44	43.3	S*

\*S =standard

#### 4.2.3.5 – Caratterizzazione Chimico-Fisica dei Provini di Calcestruzzo

A seguito della rottura dei provini è stata eseguita una prova colorimetrica per individuare la profondità di carbonatazione e con il supporto tecnico del dipartimento di Geoscienze dell'Università di Padova è stata condotta una descrizione macroscopica dei campioni e uno studio della composizione mineralogica (come riportato nell'Allegato B).

I campioni CT3 01.035 e C2 01.034, prelevati tramite carotaggio, rispettivamente, da una trave del vano 01.035 e dalla soletta del vano 01.034, sono entrambi appartenenti a elementi realizzati secondo il sistema Hennebique. Presentano ottime proporzioni legante/aggregato fine/aggregato grossolano e affini tipologie di aggregato, caratterizzato da ridotta classazione granulometrica. Queste due carote sono quelle che hanno sviluppato la resistenza a compressione più elevata (rispettivamente, per la soletta e per la trave, 52.1 MPa e 40.3 MPa).

I prelievi CT1 00.109, C1 00.109 sono stati eseguiti tramite carotaggio, rispettivamente, su una trave e sulla soletta del vano 00.109 al piano terra. Le carote risultano affini per tipologia di aggregato, tessitura

del conglomerato e rapporti legante/aggregato fine/aggregato grossolano. In particolare, entrambi i campioni risultano caratterizzati da una minor quantità di ghiaia rispetto agli altri campioni e da una maggiore quantità di sabbia. Il mix design scadente è confermato dai bassi valori di resistenza alla compressione inferiori in media del 40% rispetto a quelli degli elementi realizzati con sistema Hennebique.

Il campione C3 01.032 prelevato dalla soletta del vano 01.032 è affine per tipologia di aggregato ai campioni CT1 e C1, ma è caratterizzato da un maggiore contenuto di ghiaia e da un minore contenuto di sabbia. Il valore di resistenza alla compressione è intermedio tra quello registrato per i provini CT1/C1 (+26%) e quello dei prelievi CT3 e C2 (-24%).

Il campione CP1 00.109 prelevato dal pilastro del vano 00.109 è caratterizzato da un maggior contenuto di legante unitamente a una bassa quantità di aggregato fine rispetto agli altri campioni. Tali elementi, unitamente alla presenza di ghiaia entro una ristretta classe granulometrica, sono responsabili dell'elevata porosità e della scarsa aderenza tra gli elementi del calcestruzzo constatata durante le operazioni di separazione meccanica dell'aggregato grossolano dal conglomerato. La resistenza a compressione è pari a 32.9 MPa.

#### 4.2.3.6 – Osservazioni fase sperimentale

I risultati ottenuti dalle varie tipologie di prove sul calcestruzzo sono risultate coerenti tra loro. I valori delle prove di compressione rispecchiano generalmente i risultati delle prove sclerometriche ad eccezione delle forti discrepanze riscontrate nel caso di impiego dello sclerometro in posizione verticale, in corrispondenza delle solette, dove le battute sclerometriche hanno restituito dei valori di indice di rimbalzo molto bassi rispetto all'effettiva resistenza allo schiacciamento del calcestruzzo, probabilmente a causa del ridotto spessore delle solette, che non offre adeguato contrasto al rimbalzo.

Le caratteristiche di composizione mineralogica dei materiali riflettono le buone proprietà di resistenza meccanica del materiale. La composizione dell'aggregato grossolano risulta molto simile per tutti i campioni, generalmente poco selezionato e molto arrotondato. Dal punto di vista tessiturale e dei rapporti volumetrici tra i componenti dell'aggregato i calcestruzzi presentano, invece, forti eterogeneità. Le proporzioni legante/aggregato fine/aggregato grossolano costituiscono fattori determinanti per la resistenza a compressione finale del calcestruzzo, assieme al fenomeno della carbonatazione, che nonostante faciliti il processo di corrosione delle armature, determina un incremento della resistenza a compressione del conglomerato cementizio.

In Tabella 4.8 si riporta un riassunto della resistenza a compressione, dei corrispondenti rapporti volumetrici (stimati in percentuale) di legante, aggregato fine, aggregato grossolano e vuoti, e profondità di carbonatazione misurata a seguito della rottura delle carote.

Tabella 4.3: Riassunto fase sperimentale

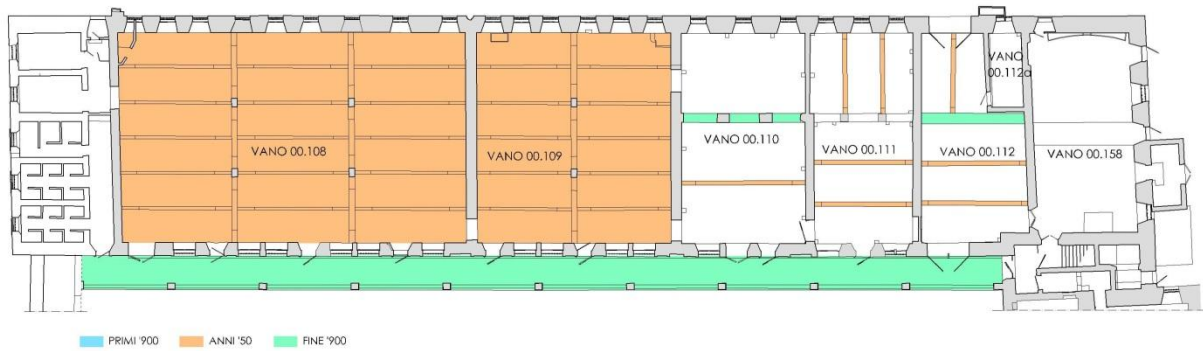
ID Provino	ubicazione	resistenza a compressione $f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	rapporti volumetrici materiale (stime)	profondità carbonatazione
C1	soletta – vano 00.109	24.6	legante 20% aggregato fine 33% aggregato grossolano 40% vuoti 7%	5/35 mm
C2	soletta – vano 01.034	33.4	legante 18% aggregato fine 27% aggregato grossolano 47% vuoti 8%	15/45 mm
C3	soletta – vano 01.032	29.4	legante 20% aggregato fine 20% aggregato grossolano 55% vuoti 10%	15/70 mm
CP1	pilastro – vano 00.109	27.3	legante 25% aggregato fine 10% aggregato grossolano 50% vuoti 15%	35/15 mm
CT1	trave – vano 00.109	22.1	legante 16% aggregato fine 35% aggregato grossolano 42% vuoti 7%	80/100 mm
CT3	trave – vano 01.035	43.3	legante 18% aggregato fine 27% aggregato grossolano 50% vuoti 5%	10/45 mm

## 4.2.4 – Verifiche Strutturali

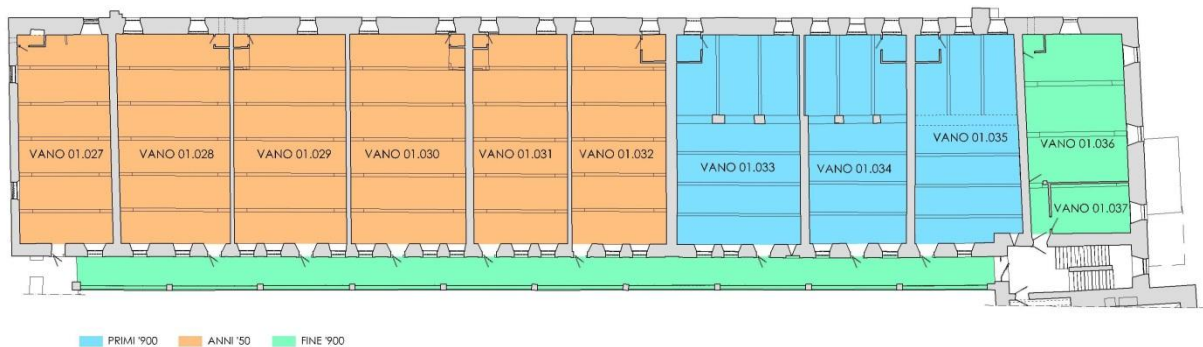
### 4.2.4.1 – Introduzione

La campagna d'indagini condotta nel castello di Padova ha permesso di individuare l'impiego di tecniche costruttive differenziate nella realizzazione di elementi in cemento armato. Gli elementi strutturali in cemento armato più antichi presenti nel complesso sono i solai delle prime tre celle a est del primo piano, i cui disegni originari sono stati ritrovati presso l'archivio Porcheddu a Torino. Per quanto riguarda le altre strutture, in mancanza di documenti che ne attestino la costruzione, si è ipotizzata la loro successione cronologica sulla base delle caratteristiche meccaniche e del mix design del calcestruzzo e della forma/disposizione delle barre di armatura. Gli elementi in cui il conglomerato è composto da inerti di dimensioni generalmente uniformi e di forma arrotondata, con presenza di nidi di ghiaia e staffe poste attorno alle barre longitudinali più esterne, sono stati attribuiti di realizzazione di poco successiva a quella di elementi Hennebique, mentre gli elementi dotati di staffe di forma quadrata che contengono tutte le barre di armatura longitudinale e caratterizzati da inerti con una varietà granulometrica e geometrica maggiore sono stati ritenuti di costruzione più recente. Di periodizzazione più incerta sono i pilastri che si suppone siano stati costruiti contemporaneamente ai solai del piano terra, molto probabilmente nel primo dopoguerra. Gli elementi non testati sono stati collocati cronologicamente per analogia con gli elementi sottoposti a prova.

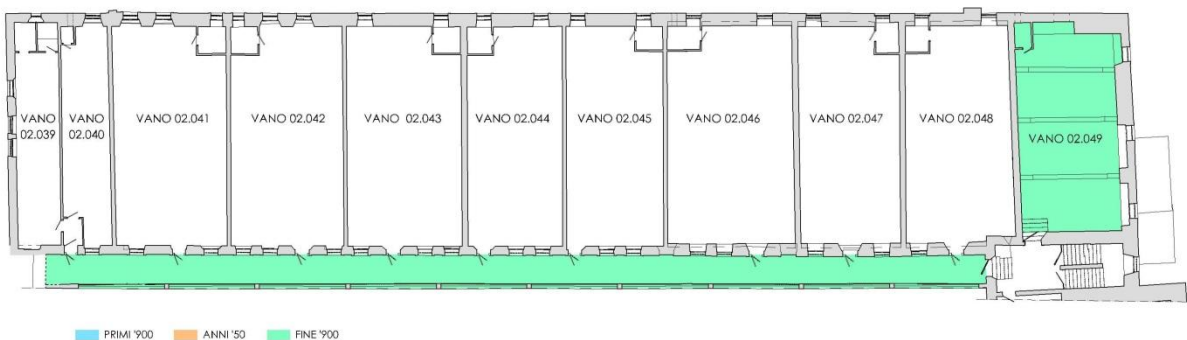
Di seguito sono riportate le piante dell'Ala Nord del castello con la ricostruzione dell'epoca di costruzione dei vari elementi strutturali in c.a..



a)



b)



c)

Figura 4.16: Datazione delle strutture – a) pianta piano terra, b) pianta piano primo e c) pianta piano secondo

L'attenzione è stata focalizzata sulle strutture realizzate secondo il sistema Hennebique del primo '900 e su di esse è stata eseguita una valutazione e un confronto dei livelli di sicurezza riproponendo metodologie di calcolo appartenenti a periodi storici diversi: brevetto Hennebique (inizio '900), tensioni ammissibili [D.M. 14/02/1992] e criterio agli stati limite [D.M.14/01/2008].

L'obiettivo dello studio è stato quello di individuare le principali peculiarità e vulnerabilità del metodo di calcolo Hennebique, al fine di poter agire con interventi più consapevoli ed efficaci.

Le verifiche sono state condotte sulla base dei risultati ottenuti dalla campagna di indagini compiute in sito.

#### 4.2.4.2 – Metodi di calcolo a confronto

Presso l'archivio Porcheddu di Torino sono state ritrovate le relazioni di calcolo delle travi e delle solette dei vani 01.033-01.034-01.035 (Figura 4.16) realizzate secondo il sistema Hennebique. Le informazioni di progetto ricavabili sono:

- la lunghezza collaborante utilizzata nel calcolo delle sezioni a T. Essa viene presa in tutti i casi pari alla somma dell'interasse delle travi e lo spessore delle travi stesse. Non è noto se tale dimensione fosse prescritta da qualche testo normativo il R.D. 10/01/1907, ma anche Mörsch nel calcolo della sezione a T prescrive una dimensione collaborante analoga [Viscardini & Mörsch 1910];
- per la dimensione del copriferro, dai dati analizzati, sembra che non vi fosse un criterio scientifico per la sua determinazione ma che venisse deciso in base all'esperienza;
- i valori di resistenza di calcolo utilizzati per il calcestruzzo e il ferro pari rispettivamente a  $25 \text{ kg/cm}^2$  e  $1000 \text{ kg/cm}^2$ .

I calcoli forniscono per le travi le seguenti informazioni:

- il carico portato al metro dalla trave;
- le formule per la determinazione delle sollecitazioni agenti (momento flettente e taglio) e il valore delle stesse;
- la posizione dell'asse neutro e le formule per la sua determinazione;
- l'area  $S$  di armatura tesa, la quantità di armatura longitudinale necessaria e i diametri delle barre (nei documenti in esaminati non viene citata l'armatura in zona compressa quindi viene confermato quanto ritrovato nella fase di ricerca bibliografica);
- la quantità di staffe necessarie e il passo a cui disporle;
- la larghezza, lo spessore e la lunghezza assiale delle staffe.

Per le solette, invece, sono riportate le seguenti indicazioni:

- il carico per un metro di larghezza di soletta;
- le formule per la determinazione del momento flettente e il rispettivo valore;
- la posizione dell'asse neutro;
- l'area  $S$  di armatura tesa, la quantità di armatura longitudinale necessaria e i diametri delle barre.

Si riporta, di seguito, la ricostruzione del dimensionamento di una trave e di una soletta tipo progettati secondo il metodo Hennebique. Tutti i simboli sono riferiti alla Figura 2.13 del Capitolo 2, dove è illustrato l'intero metodo di calcolo.

Sia le travi che le solette sono state dimensionate tenendo in considerazione un carico permanente di  $3.00 \text{ kN/m}^2$  e un carico accidentale di  $3.00 \text{ kN/m}^2$ . Per quanto riguarda le solette, esse hanno armatura monodirezionale disposta ortogonalmente all'asse delle nervature (ciò non è specificato nei documenti originari ma è stato confermato dai risultati dell'analisi magnetometrica effettuata).

I momenti flettenti sono stati calcolati considerando una configurazione di carico uniformemente distribuito e la formula utilizzata per le condizioni di vincolo di semincastro [Vacchelli 1906]:

$$M = \frac{1}{10} q \cdot l^2 \quad (4.1)$$



### Soletta: progetto Hennebique

Il calcolo delle solette è stato condotto considerando una striscia di impalcato larga un metro, ipotizzando uno spessore di 12 cm e un peso del calcestruzzo di 25 kN/m<sup>3</sup>.

Per il calcolo delle sollecitazioni si utilizzava considerare un vincolo di semi-incastro alle estremità, in modo da ottenere calcolare il momento in mezzera come nella (4.2).

$$M = \frac{1}{10} q \cdot l^2 = \frac{1}{10} 6.00 \cdot 2.00^2 = 2.40 \text{ kNm} \quad (4.2)$$

con:  $l$  = interasse tra le nervature

Per ricavare la dimensione della zona compressa  $2h$  si impone che tale zona riesca a sopportare metà del momento flettente agente (4.3), per poi ottenere la distanza del baricentro delle armature tese dal limite di questa area (cioè dall'asse neutro)  $h_1$  (4.4):

$$\frac{M_{est}}{2} = b \cdot 2h \cdot R_{cls} \cdot h$$

$$2h = \sqrt{\frac{M_{est}}{R_{cls} \cdot b}} = \sqrt{\frac{240}{25 \cdot 1}} = 310 \text{ mm} \quad (4.3)$$

$$h_1 = 120 - (31 + 24) = 650 \text{ mm} \quad (4.4)$$

Infine, applicando il principio secondo il quale l'altra metà del valore di momento flettente viene assorbito dall'armatura, si riesce a determinare l'area di armatura necessaria a trazione  $S$ :

$$\frac{M_{est}}{2} = S \cdot R_{fe} \cdot h_1$$

$$S = \frac{M_{est}}{2 \cdot R_{fe} \cdot h_1} = \frac{240000}{2 \cdot 10 \cdot 65} = 190 \text{ mm}^2 \quad (4.5)$$

Vista l'area di armatura tesa necessaria sono state scelte 3 barre  $\varnothing 9$  al metro. Il passo delle barre di calcolo è di 30 cm, interasse confermato anche dalla scansione magnetometrica.





### Trave: progetto Hennebique

La dimensione delle travi veniva fissata a priori, in base all'esperienza e all'analogia con altre strutture già costruite. Nel caso in esame, le travi del solaio hanno una sezione a T, con la dimensione dell'anima pari a 20 cm x 30 cm e ala pari alla larghezza di soletta collaborante, in genere assunta equivalente all'interasse delle nervature. I carichi agenti per ogni metro lineare sono:

- carichi permanenti  $G$             8.05 kN/m
- carichi accidentali  $Q$ :            6.55 kN/m

Tramite la formula valida per condizioni vincolari di semincastro si ricava il momento agente in mezzera:

$$M = \frac{1}{10} q \cdot l^2 = \frac{1}{10} 1460 \cdot 7.22^2 = 75.90 \text{ kNm} \quad (4.6)$$

con:  $l$  = lunghezza della nervatura.

La dimensione del braccio di leva  $h$ , ossia la distanza tra il punto d'applicazione delle forze di compressione e l'asse neutro è calcolata in (4.7).

$$\frac{M_{est}}{2} = L \cdot e \cdot R_{cls} \cdot h$$

$$h = \frac{M_{est}}{2 \cdot R_{cls} \cdot L \cdot e}$$

$$h = \frac{759000}{2 \cdot 25 \cdot 219 \cdot 12} = 58 \text{ mm} \quad (4.7)$$

Si calcola, poi, il braccio delle forze interne  $h_I + h$  come in (4.8).

$$h_I + h = 300 + 60 - 40 = 320 \text{ mm} \quad (4.8)$$

dove 60 mm è il valore arrotondato per eccesso di  $h$  (coincidente con metà spessore della soletta) e 40mm è il valore del copriferro dell'armatura longitudinale (valore che veniva deciso a priori).

Ottenuta la distanza totale, vengono scelte l'altezza della zona compressa della sezione,  $h = 90 \text{ mm}$ , e la distanza tra l'asse neutro e le barre tese  $h_I = 230 \text{ mm}$ . Il valore di  $h_I$  veniva assunto, in genere, sempre maggiore a quello di  $h$ . Fissati arbitrariamente questi due valori, si calcola l'area di armatura longitudinale necessaria  $S$ :

$$\frac{M_{est}}{2} = S \cdot R_{fe} \cdot h_l$$

$$S = \frac{M_{est}}{2 \cdot R_{fe} \cdot h_l} = \frac{7590000}{2 \cdot 10 \cdot 230} = 1655 \text{ mm}^2 \quad (4.9)$$

Vista l'area di armatura tesa necessaria sono state scelte 4 barre  $\varnothing 23$  disposte su due file.

Per quanto riguarda la determinazione delle staffe si individua prima la sollecitazione di taglio agente  $T$ :

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1460 \cdot 7.22}{2} = 52.96 \text{ kN} \quad (4.10)$$

e poi, per determinare l'area delle staffe, si impone uno sforzo massimo a taglio del ferro pari a 70 MPa assorbito per metà dai ferri piegati e per metà dalle staffe stesse. Si ottiene:

$$S = \frac{T}{2\sigma_{s,tot}} = \frac{5350}{2 \cdot 7} = 382 \text{ mm}^2 \quad (4.11)$$

Si sceglie di ripartire l'area di armatura trasversale per assorbire il taglio su quattro bracci di area 96 mm<sup>2</sup>. Il passo delle staffe è definito in modo arbitrario. Viene scelta la distanza fra le prime due staffe dalla quale, poi, dipende la successione delle altre, secondo la (2.10), fino al raggiungimento della sezione di mezzeria. Se si fissa un passo iniziale  $\Delta x = 27 \text{ cm}$ , la successione di staffe è quella riportata in (4.12).

$$\Delta = 27 - 28 - 30 - 33 - 37 - 42 - 48 - 54 - 62 \quad (4.12)$$

Le staffe disposte su un lato della trave risultano 17, per un totale di 34 elementi.

Dall'analisi della documentazione storica che illustra la procedura di calcolo Hennebique risulta evidente che tale metodo fosse più un sistema per la progettazione di elementi strutturali che di verifica. Tuttavia, per eseguire un confronto del livello di sicurezza offerto da questo metodo di calcolo, sono state proposte le verifiche di una soletta e di una trave con il metodo alle tensioni ammissibili e agli stati limite.

#### Soletta: verifica Tensioni Ammissibili

I valori di resistenza dei materiali impiegati per la verifica alle tensioni ammissibili e agli stati limite sono quelli ricavati dalle prove di caratterizzazione.

Per l'acciaio, non avendo a disposizione dati da prove di trazione, sono stati assunti valori di resistenza corrispondenti ad un acciaio FeB22k; per il calcestruzzo, sono stati impiegati i valori di resistenza caratteristica  $R_{ck}$  ottenuti dalle prove di compressione dei provini prelevati.

Per la determinazione della resistenza effettiva del calcestruzzo sulla base del valore ottenuto dallo schiacciamento delle carote sono presenti in letteratura numerose relazioni tra cui quelle elaborate da Coppola & Buoso (2009) e da Masi (2005). In particolare, nel presente lavoro è stata impiegata la formula di Masi (2005), espressa dalla seguente espressione (4.13):

$$f_{cis,i} = (C_{h/D} \times C_{dia} \times C_a \times C_d) f_{car,i} \quad (4.13)$$

dove:

$C_{h/D}$  è il coefficiente correttivo per rapporti  $h/D$  diversi da 2, pari a  $C_{h/D} = 2/(1.5 + D/h)$ ;

$C_{dia}$  è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per  $D$  pari, rispettivamente, a 50, 100, 150 mm;

$C_a$  è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro ( $\emptyset 10$ ) e 1.13 per barre di diametro maggiore ( $\emptyset 20$ );

$C_d$  è il coefficiente correttivo relativo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione. Le norme FEMA 274 suggeriscono di assumere un valore costante pari a 1.06, mentre Colleparidi (2002) e indirettamente la norma UNI 10834/1999 propongono di assumere  $C_d = 1.20$  per  $f_{car} < 20 \text{ MPa}$  e  $C_d = 1.10$  per  $f_{car} > 20 \text{ MPa}$ .

L'impiego dell'espressione (4.13) ha permesso di ottenere un valore medio di resistenza a compressione per la soletta Hennebique di  $f_{cm} = 37 \text{ MPa}$  e per la trave Hennebique di  $f_{cm} = 47 \text{ MPa}$ .

Il metodo delle tensioni ammissibili fornisce dei valori massimi di resistenza per i materiali e verifica che le tensioni agenti siano inferiori ai limiti ammissibili.

Per l'acciaio FeB22k è prescritta una tensione massima ammissibile di:

$$\sigma_{s,adm} = 115 \text{ MPa} \quad (4.14)$$

mentre per il calcestruzzo della soletta  $\bar{\sigma}_c$  è pari a:

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 13.4 \text{ MPa} \quad (4.15)$$

tenendo conto che:

- nelle travi con sezione resistente a T e soletta collaborante, la tensione ammissibile viene ridotta del 10 % se la soletta presenta spessore maggiore a 5 cm;
- nel caso dei pilastri calcolati a compressione semplice le tensioni ammissibili assumono un valore ridotto:

$$\bar{\sigma}_c = 0.7 \bar{\sigma}_c = 9.4 \text{ MPa} \quad (4.16)$$

se la dimensione trasversale minima del pilastro  $s \geq 25 \text{ cm}$ .

Per quanto riguarda le azioni di taglio, non è richiesta la verifica delle armature a taglio ed a torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di  $\bar{\tau}_{c0}$  ottenuti con l'espressione (4.17).

$$\bar{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.79 \text{ MPa} \quad (4.17)$$

Nella zona dove le tensioni tangenziali superano  $\bar{\tau}_{c0}$  gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 2.24 \text{ MPa} \quad (4.18)$$

Gli stessi valori sono ammessi nelle sezioni di attacco delle ali all'anima di travi a T o a cassone.

Le tensioni tangenziali di aderenza delle barre, nell'ipotesi di ripartizione uniforme, non devono superare i valori indicati per barre tonde lisce nella (4.19).

$$\bar{\tau}_b = 1.5 + \bar{\tau}_{c0} = 2.30 \text{ MPa} \quad (4.19)$$

E' possibile ricavare i fattori di sicurezza dei materiali per il metodo alle tensioni ammissibili, considerando i valori di resistenza effettivi dei materiali ricavati dalle prove di caratterizzazione in sito per il calcestruzzo, e un acciaio tipo FeB22k.

Per la verifica della soletta tipo Hennebique è stata presa in considerazione una striscia larga un metro e lunga tanto quanto l'interasse fra due travi secondarie. In Tabella 4.4 sono riportati i parametri necessari per il calcolo.

Tabella 4.4: Soletta- Parametri di calcolo

Dati geometrici			
Larghezza	b	1.00	m
Altezza	h	0.12	m
Luce	L	2.00	m
Copriferro	c	0.02	m
Area armatura	$A_s$	191	mm <sup>2</sup>
Sollecitazioni agenti			
Momento	$M_{Ed}$	2.40	kNm
Taglio	$V_{Ed}$	6.00	kN

Per le verifiche a flessione in mezzera, assumendo un coefficiente di omogeneizzazione  $n = 10$  si calcola la posizione dell'asse neutro, annullando il momento statico e considerando il calcestruzzo non reagente a trazione, come in (4.20).

$$S_n = x \cdot b \cdot \frac{x}{2} - nA_s \cdot (h - x) = 0$$

$$x = nA_s \cdot \left( -1 + \sqrt{\frac{2 \cdot h \cdot b}{nA_s}} \right) = 19.60 \text{ mm} \quad (4.20)$$

Si calcolano poi le tensioni rispettivamente nel calcestruzzo, nel calcestruzzo compresso e nell'armatura tesa tramite le formule semplificate (4.21) e (4.22).

$$\sigma_c = \frac{2M}{bx(d-x)} = 3.30 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 13.4 \text{ MPa} \quad (4.21)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s(d-x)} = 152.70 \text{ MPa} > \sigma_{s,adm} = 115 \text{ MPa} \quad (4.22)$$

Le verifiche non sono soddisfatte per quanto riguarda l'acciaio teso, con una percentuale di + 33% della tensione massima ammissibile.

Per la verifica a taglio, si calcola la tensione come nella (4.23).

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot (h - \frac{x}{3})} = 0.06 \text{ MPa} \quad (4.23)$$

Poiché  $\overline{\tau_{c0}}$  è minore di  $\tau_{max}$ , lo sforzo di taglio può essere sopportato dal solo calcestruzzo. Non è necessaria apposita armatura a taglio.

I fattori di sicurezza per la soletta analizzata con il metodo delle tensioni ammissibili sono riportati in Tabella 4.5.

Tabella 4.5: Fattori di sicurezza per la soletta alle Tensioni Ammissibili

	Resistenza ammissibile [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza effettiva [N/mm <sup>2</sup> ]	Fattore di sicurezza F.S.
Calcestruzzo	13.4	44.6	3.33
Acciaio Fe B22k	115	215	1.87

### Trave: verifica Tensioni Ammissibili

Per la verifica di una trave tipo Hennebique è stata presa in considerazione una sezione a T. Si può considerare una larghezza collaborante di soletta pari alla maggiore delle dimensioni seguenti:

- 1/10 della luce della nervatura

- 5 volte lo spessore della soletta

In nessun caso la larghezza può superare la metà della luce tra le nervature. In Tabella 4.6 sono riportati i parametri geometrici e le sollecitazioni agenti necessari per il calcolo.

Tabella 4.6: Trave - Parametri di calcolo

Dati geometrici			
Larghezza soletta collaborante	$b_{eff}$	1.40	m
Larghezza nervatura	$b$	0.20	m
Altezza nervatura	$h$	0.30	m
Altezza soletta	$s$	0.12	m
Altezza utile	$d$	0.40	m
Luce	$L$	7.22	m
Copriferro	$c$	0.02	m
Armatura compressa longitudinale	$A'_{sl}$	191	mm <sup>2</sup>
Armatura tesa longitudinale	$A_{sl}$	1662	mm <sup>2</sup>
Armatura trasversale	$A_{sw}$	2720	mm <sup>2</sup>
Armatura longitudinale piegata agli appoggi	$A_f$	831	mm <sup>2</sup>
Sollecitazioni agenti			
Momento	$M_{Ed}$	75.90	kNm
Taglio	$V_{Ed}$	52.96	kN

Per quanto riguarda i materiali, si ricorda che si assume un acciaio FeB22k con tensione massima ammissibile  $\sigma_{s,adm} = 115 \text{ MPa}$ , mentre la tensione massima ammissibile  $\bar{\sigma}_c$  per il calcestruzzo della trave è pari a:

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 16.6 \text{ MPa} \quad (4.24)$$

Riguardo alle azioni di taglio, non è richiesta la verifica delle armature a taglio ed a torsione quando le tensioni tangenziali massime nel conglomerato, non superano i valori di  $\bar{\tau}_{c0}$  ottenuti con l'espressione (4.25).

$$\bar{\tau}_{c0} = 0.4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} = 0.96 \text{ MPa} \quad (4.25)$$

Nelle zone in cui le tensioni tangenziali superano  $\bar{\tau}_{c0}$ , gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore  $\bar{\tau}_{c1}$ :

$$\bar{\tau}_{c1} = 1.4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} = 2.60 \text{ MPa} \quad (4.26)$$

Gli stessi valori sono ammessi nelle sezioni di attacco delle ali all'anima di travi a T o a cassone.

Le tensioni tangenziali di aderenza delle barre, nell'ipotesi di ripartizione uniforme, non devono superare il valore  $\bar{\tau}_b$  indicato per barre tonde lisce nella (4.27).

$$\bar{\tau}_b = 1.5 + \bar{\tau}_{c0} = 2.46 \text{ MPa} \quad (4.27)$$

Per le verifiche a flessione in mezzera, assumendo un coefficiente di omogeneizzazione  $n = 10$  si calcola la posizione dell'asse neutro, annullando il momento statico come nella (4.28) sotto l'ipotesi di asse neutro che taglia la soletta.

$$S_n = \frac{b_{eff} \cdot x^2}{2} - nA_s(d - x) + nA'_s(x - c) = 0 \quad (4.28)$$

$$x = 85.4 \text{ mm}$$

Poiché la posizione dell'asse neutro effettivamente cade all'interno della soletta, le verifiche vengono condotte come se la trave avesse una sezione rettangolare. Si calcolano le tensioni nel calcestruzzo tramite la formula (4.29) e nelle armature mediante le relazioni (4.30) e (4.31).

$$\sigma_c = \frac{M \cdot x}{J} = 3.35 \text{ MPa} < \sigma_{c,adm} = 10 \text{ MPa} \quad (4.29)$$

$$\sigma_s = n \frac{M}{J} (d - x) = 123.40 \text{ MPa} > \sigma_{s,adm} = 115 \text{ MPa} \quad (4.30)$$

$$\sigma_s = n \frac{M}{J} (x - d') = 25.65 \text{ MPa} < \sigma_{s,adm} = 115 \text{ MPa} \quad (4.31)$$

Le verifiche non sono soddisfatte per quanto riguarda l'acciaio teso, ma con una percentuale di solo + 7% della tensione massima ammissibile.

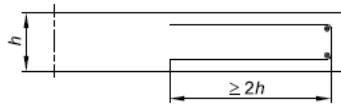
Per la verifica a taglio, si calcola la tensione  $\tau_{max}$  :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot (d - \frac{x}{3})} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{c0} \quad (4.32)$$

Il valore di  $\tau_{max}$  è minore di  $\bar{\tau}_{c0}$  e quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

Tabella 4.7: Fattori di sicurezza per la trave alle Tensioni Ammissibili

	Resistenza ammissibile [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza effettiva [N/mm <sup>2</sup> ]	Fattore di sicurezza F.S.
Calcestruzzo	16.6	56.6	3.40
Acciaio Fe B22k	115	215	1.87



## Soletta: verifica Stato Limite Ultimo

Si procede con le verifiche degli elementi allo stato limite ultimo. Innanzitutto bisogna tenere in conto il diverso modo di calcolare le sollecitazioni. Allo stato limite ultimo la combinazione da considerare è la seguente (Figura 4.17) con i relativi coefficienti moltiplicativi.

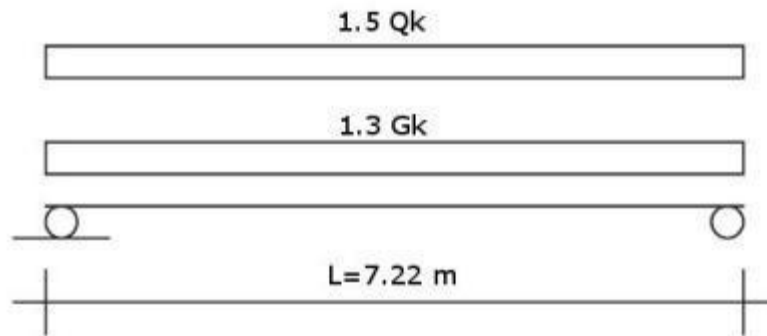


Figura 4.17: Combinazione di carico allo S.L.U.

con:

$$\text{carichi permanenti } G = \gamma_g \cdot G_k = 1.3 \cdot 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{carichi accidentali } Q = \gamma_q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 3.00 \text{ kN/m}^2$$

I valori di  $\gamma_g = 1.3$  e  $\gamma_q = 1.5$  sono stati assunti così come previsto dalla normativa italiana vigente. I valori caratteristici dei materiali vengono, invece, ridotti attraverso opportuni coefficienti per ottenere la resistenza di calcolo:

$$\text{calcestruzzo: } f_{cd} = 0.85 \cdot 37/1.5 = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{acciaio: } f_{yd} = 215/1.15 = 187 \text{ MPa}$$

Considerando un interasse di 2.00 m e una fascia di soletta larga 1.00 m, la sollecitazione da momento flettente vale:

$$M_{Ed} = (1.3G_k + 1.5Q_k) \cdot l^2/10 = 3.40 \text{ kNm} \quad (4.33)$$

Il valore del taglio di calcolo è pari a:

$$V_{Ed} = (1.3G_k + 1.5Q_k) \cdot l/2 = 8.40 \text{ kN} \quad (4.34)$$

Per ricavare la posizione dell'asse neutro nella sezione si impone l'equilibrio alla traslazione.

$$0.8f_{cd} \cdot b \cdot x = f_{yd} \cdot A_s$$



$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0.8 b \cdot f_{cd}} = 2.12 \text{ mm} \quad (4.35)$$

Il momento resistente vale:

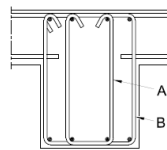
$$M_{Rd} = 0.8 f_{cd} \cdot b \cdot x (d - 0.4x) = f_{yd} \cdot A_s (d - 0.4x) = 3.54 \text{ kNm} > M_{Ed} \quad (4.36)$$

Quindi la sezione in mezzeria risulta verificata a flessione con fattore di sicurezza **F.S. = 1.05**.

La verifica a taglio viene condotta considerando la resistenza base della soletta senza specifica armatura a taglio.

$$V_{Rd} = [0.18k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}/\gamma_c] b \cdot d \geq (v_{min} \cdot b \cdot d) = 46 \text{ kN} > V_{Ed} \quad (4.37)$$

Come nel caso della verifica alle tensioni ammissibili, non è richiesta apposita armatura a taglio.



**Trave: verifica Stato Limite Ultimo**

Anche per la verifica della trave allo stato limite ultimo bisogna tenere in conto il diverso modo di calcolare le sollecitazioni, mediante l'uso dei coefficienti amplificativi delle azioni  $\gamma_g = 1.3$  e  $\gamma_q = 1.5$ , da cui:

$$\text{carichi permanenti } G = \gamma_g \cdot G_k = 1.3 \cdot 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{carichi accidentali } Q = \gamma_q \cdot Q_k = 1.5 \cdot 3.00 \text{ kN/m}^2$$

I valori caratteristici dei materiali vengono ridotti attraverso opportuni coefficienti per ottenere la resistenza di calcolo:

$$\text{calcestruzzo: } f_{cd} = 0.85 \cdot 47/1.5 = 26.6 \text{ MPa}$$

$$\text{acciaio: } f_{yd} = 215/1.15 = 187 \text{ MPa}$$

Considerando un interasse di 2.20 m la sollecitazione da momento flettente compressiva di peso proprio vale:

$$M_{Ed} = (1.3G_k + 1.5Q_k) \cdot l^2/10 = 105.77 \text{ kNm} \quad (4.38)$$

Il valore del taglio di calcolo vale:

$$V_{Ed} = (1.3G_k + 1.5Q_k) \cdot l/2 = 73.25 \text{ kN} \quad (4.39)$$

La verifica viene condotta con sezione a T, calcolando la porzione di soletta collaborante  $b_{eff}$  come da EC 2 - 2008 UNI EN 1992-1-1:2005 § 5.3.2.1:

$$b_{eff} = b + 0.2L_0 = 1.20 \text{ m} \quad (4.40)$$

dove :

$$L_0 = 0.7l \quad (l = \text{luce trave})$$

In mezzeria della trave, per  $M_{Ed} > 0$ , si possono verificare due casi, asse neutro che taglia la soletta o asse neutro che taglia l'anima, ed è pertanto necessario stabilire preliminarmente in quale delle due situazioni ci si trova.

Si ipotizza dunque che l'asse neutro sia tale che risulti  $x \leq 1.25s$  e quindi che la sezione a T si comporti come una sezione rettangolare di larghezza  $b_{eff}$  e altezza utile  $d$  con sezione resistente costituita dalla zona di calcestruzzo compressa (di dimensioni  $b_{eff} \cdot 0.8x$ ) e dall'armatura tesa  $A_s$ .

Dopo aver valutato attraverso il rapporto geometrico dell'armatura  $\rho = A_s/b_{eff} \cdot d$  che la rottura avviene in campo 3, viene imposto l'equilibrio alla traslazione per ricavare la posizione della retta di rottura.

$$0.8f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x + f_{yd} \cdot A'_s = f_{yd} \cdot A_s$$

$$x = \frac{f_{yd} \cdot (A_s - A'_s)}{0.8b_{eff} \cdot f_{cd}} = 10.8 \text{ mm} \quad (4.41)$$

Poiché risulta che  $x \leq 1.25s$ , la zona reagente è effettivamente contenuta nella soletta e il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = 0.8f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x(d - 0.4x) + f_{yd} \cdot A'_s(d - d') = 122.40 \text{ kNm} > M_{Ed} \quad (4.42)$$

Quindi la sezione in mezzeria risulta verificata a flessione con fattore di sicurezza **F.S. =1.16**.

La verifica a taglio viene condotta considerando la resistenza base dell'elemento senza specifica armatura a taglio.

$$V_{Rd} = [0.18k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}/\gamma_c]b_w \cdot d \geq (v_{min} \cdot b_w \cdot d) = 75.1 \text{ kN} > V_{Ed} \quad (4.43)$$

Come nel caso della verifica alle tensioni ammissibili, non è richiesta apposita armatura a taglio.

## 4.2.5 – Osservazioni conclusive

I risultati delle verifiche condotte con il metodo delle tensioni ammissibili e allo stato limite ultimo, evidenziano che il brevetto Hennebique per la progettazione di elementi strutturali in c.a. prevedeva elevati livelli di sicurezza in grado di sopperire alla scarsità di studi teorici sul reale comportamento delle strutture in cemento armato. L'esito positivo della maggior parte delle verifiche è dovuto, non solo al buon dimensionamento degli elementi, ma anche all'ottima qualità dei materiali impiegati, testata durante la fase di indagine.

Il metodo di calcolo Hennebique è caratterizzato dall'impiego di coefficienti di sicurezza per i materiali molto più gravosi rispetto a quelli impiegati da metodi di calcolo più recenti. Dai documenti reperiti e dalla ricerca storica condotta risulta che la resistenza a compressione massima del calcestruzzo e quella massima a taglio e a trazione dell'acciaio fossero stabilite a priori in modo univoco e che nessun genere di prova veniva condotta sui materiali per attestare l'effettiva resistenza. La sottostima delle capacità di resistenza era pertanto fondamentale in un metodo di calcolo così approssimativo e riguardava in particolare il calcestruzzo. Nel caso in esame il metodo Hennebique applica un Fattore di Sicurezza (F.S.) medio pari a 20, le tensioni ammissibili un F.S. = 3.40 e lo stato limite ultimo applica un  $\gamma_c = 1.5$  che può arrivare a 1.75 se si tiene conto dei carichi di lunga durata.

Per quanto riguarda la resistenza al taglio, il metodo Hennebique progettava a taglio considerando nulla la resistenza del calcestruzzo e imponendo un valore limite di resistenza a taglio dell'acciaio pari a 70 MPa. Le staffe a piattina avevano passi molto ampi anche nella zona di appoggio delle travi (circa 30 cm). Tuttavia, lo sforzo di taglio era assorbito principalmente dai ferri longitudinali inferiori (quelli superiori non c'erano) che ad 1/3 della luce piegavano verso il lembo superiore della sezione per assorbire il momento negativo in appoggio. Dalle relazioni di calcolo originarie si evince che i ferri piegati erano sagomati in funzione dell'andamento del momento e l'assorbimento degli sforzi di taglio era affidato solo alle piattine. Il dimensionamento a taglio risultava quindi errato, ma la presenza dei ferri piegati a 45° consente alle verifiche a taglio di essere soddisfatte anche alla luce di metodi di calcolo più recenti.

Il buono stato di conservazione delle strutture, evidenziato durante l'iniziale esame visivo, è stato il primo indizio della buona qualità dei materiali impiegati. Le successive prove di compressione hanno confermato caratteristiche meccaniche del calcestruzzo paragonabili a quelle dei calcestruzzi più moderni. In particolare il calcestruzzo delle solette Hennebique ha caratteristiche di resistenza meccanica leggermente inferiori a quelle delle travi.

Le verifiche con tutti e tre i metodi di calcolo considerati sono state condotte applicando i carichi previsti nella relazione di calcolo originale, in modo da poter paragonare i risultati derivati dai diversi metodi. Le verifiche a flessione e a taglio allo stato limite ultimo sono tutte soddisfatte, mentre alle tensioni ammissibili le tensioni nelle armature tese superano i limiti ammissibili nel caso della flessione. Tale risultato è da attribuire al fatto che il metodo delle tensioni ammissibili prevede l'esecuzione delle verifiche in campo lineare, non considerando le riserve di resistenza in campo non lineare. La verifica allo stato limite ultimo, sfrutta le riserve di resistenza della sezione anche in campo plastico, senza limiti di tensione, fessurazione e deformazione.

In Tabella 4.8 si riporta un quadro riassuntivo delle verifiche condotte su una soletta e su una trave tipo Hennebique considerando i tre diversi metodi di calcolo. Si può notare che per le verifiche a flessione,

riguardo al calcestruzzo, i fattori di sicurezza più elevati sono quelli adottati dal metodo Hennebique ( $F.S.=18/22$ ), mentre per l'acciaio, il metodo alle tensioni ammissibili impone al materiale un  $F.S.=1.87$  (Tabella 4.5-Tabella 4.7), inferiore al  $F.S.=2.15$  del metodo Hennebique, che non consente il soddisfacimento delle verifiche delle barre di armatura.

In Tabella 4.9 si può nuovamente evidenziare che il metodo alle tensioni ammissibili pone delle limiti tensionali molto più restrittivi rispetto quelli dello stato limite ultimo anche nel caso delle verifiche a taglio.

La Tabella 4.10 evidenzia che le tensioni di taglio alle tensioni ammissibili sono fortemente influenzate dalla classe di resistenza del calcestruzzo (più alta nel caso della trave Hennebique), mentre i valori di taglio sopportabili dal calcestruzzo allo stato limite ultimo sono dipendenti dalla geometria della sezione e in particolare dall'area della sezione di calcestruzzo (in questo caso più grande per la soletta).

I risultati ottenuti si basano su verifiche condotte adottando i carichi previsti dal progetto originario ( $G=3 \text{ kN/m}^2$  e  $Q=3 \text{ kN/m}^2$ ). Nel caso di riutilizzo della struttura come museo o biblioteca pubblica i carichi accidentali dovrebbero essere considerati pari a  $6.00 \text{ kN/m}^2$  e lo spessore del pacchetto di finitura dei solai dovrebbe essere aumentato in funzione delle nuove esigenze (impianti, isolamento, ecc...). Pertanto, avendo verificato che in fase di esercizio (inteso come verifica tensionale) la struttura presenta già delle deficienze applicando i limitati carichi di progetto originari, in caso di incremento delle sollecitazioni gravitazionali tutta la struttura necessiterebbe di rinforzi per aumentare la sua capacità portante.

Tabella 4.8: Fattori di Sicurezza nelle verifiche a flessione

Metodo di Calcolo	soletta Hennebique		trave Hennebique	
	Fattori di Sicurezza Materiali - Flessione			
	calcestruzzo	acciaio	calcestruzzo	acciaio
Hennebique	18	2.15	22	2.15
Tensioni Ammissibili	3.33	NON VERIFICATO	3.40	NON VERIFICATO
Stato Limite Ultimo	1.05		1.16	

Tabella 4.9: Fattori di Sicurezza nelle verifiche a taglio

Metodo di Calcolo	soletta Hennebique	trave Hennebique
	Fattori di Sicurezza Materiali - Taglio	
	calcestruzzo	
Hennebique	-	-
Tensioni Ammissibili	13	1.35
Stato Limite Ultimo	7.3*	1.01*

\* tensione media sulla sezione

Tabella 4.10: Taglio – Tensione ammissibile nel calcestruzzo

Metodo di Calcolo	soletta Hennebique	trave Hennebique
	$\tau_{co}$ [MPa]	
	calcestruzzo	
Hennebique	-	-
Tensioni Ammissibili	0.79	0.96
Stato Limite Ultimo	0.38	0.12

## 4.3 – Complesso Hugo Pratt – Venezia Lido

### 4.3.1 – Introduzione

Il complesso 'Hugo Pratt' nasce come edificio per ospitare le attività connesse alla pratica del tiro al volo alla fine degli anni '50. La struttura è ubicata a Venezia Lido ed è uno dei rari esempi di architettura razionalista presente sull'isola, tanto che attualmente il complesso è un bene architettonico vincolato dalla Soprintendenza.

La struttura è un telaio in cemento armato parzialmente tamponato ed è composta da due piani fuori terra. La pianta è semicircolare ed al primo livello è caratterizzata da un'ampia terrazza che si affaccia sulla laguna di Venezia. Attualmente al piano primo è ubicata la biblioteca civica, mentre il piano terra è in disuso. L'amministrazione comunale è decisa a convertire l'edificio a centro civico con la conseguente sua riclassificazione a 'struttura a carattere rilevante' e la necessità di conduzione di verifiche anche a livello sismico.



a)

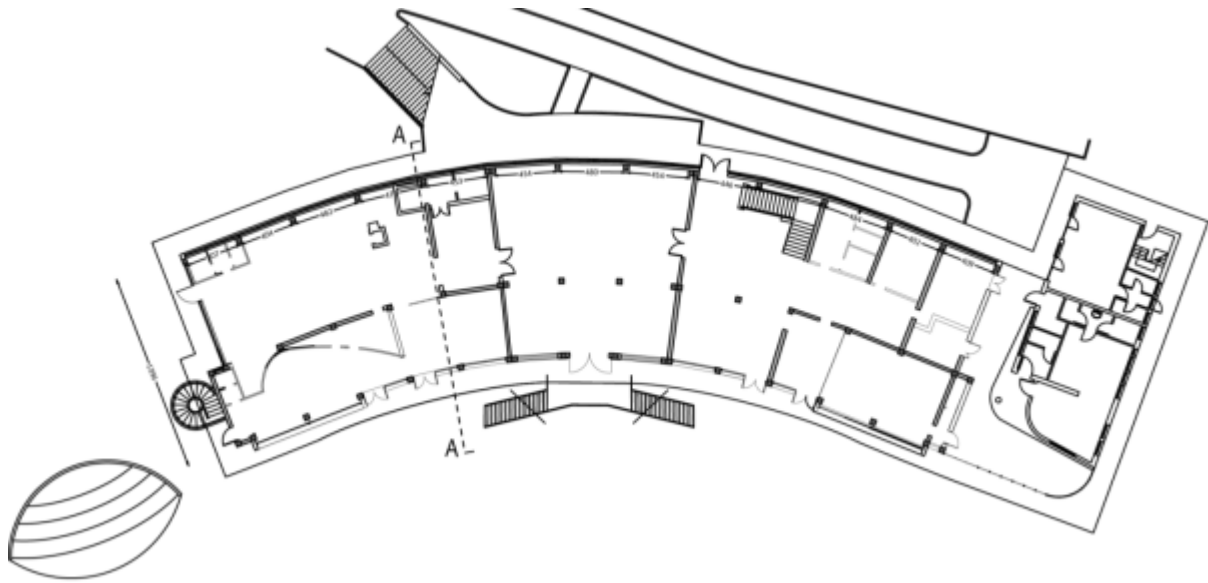


b)

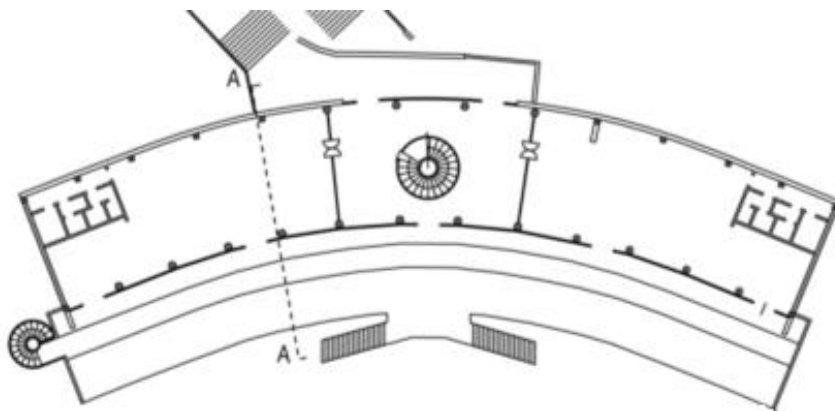
Figura 4.18: a) Veduta del complesso verso la laguna e b) veduta dell'accesso principale

### 4.3.2 – Descrizione della struttura

L'edificio oggetto di verifica strutturale è stato costruito nel 1949 ed è una struttura storica vincolata a telaio in cemento armato con pareti murarie di tamponatura esterna e di partizione interna. Il fabbricato presenta pianta semicircolare e due piani aventi rispettivamente quote di circa 3.10 m e 4.75 m. Nella Figura 4.19 e Figura 4.20 sono riportate, rispettivamente, le piante architettoniche del piano terra, del piano primo, una sezione trasversale e una longitudinale.



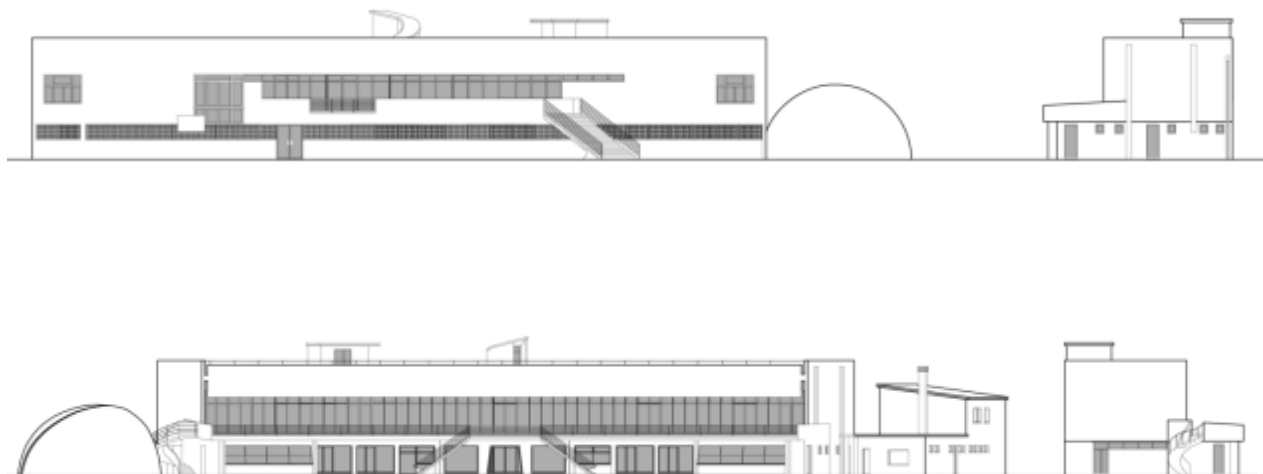
(a)



(b)

Figura 4.19: Piante architettoniche- a) pianoterra e b) piano primo





*Figura 4.20: Sezione A-A e prospetti principali*

### 4.3.3 – Indagini preliminari

Per un'approfondita conoscenza della struttura sono state eseguite due campagne di indagini. La prima campagna risale al Maggio 2009 ed è stata condotta dalla società R&C LAB s.r.l. di Vicenza che ha eseguito le seguenti prove:

- n°1 prove di carico su terrazza esterna;
- n°1 analisi endoscopica su solaio;
- n°10 prove non distruttive su strutture in c.a. (sclerometro, pacometro, pull-out, onde ultrasoniche);
- n°2 prove di trazione su barre di armatura;
- n°1 prove di compressione su carota di calcestruzzo.

A seguito di tali indagini, durante il 2009-2010 il dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università di Padova ha condotto ulteriori ricerche storiche e indagini in sito finalizzate all'approfondimento della conoscenza della struttura e delle sue peculiarità. In particolare sono stati condotti:

- rilievi geometrici (altezze interpiano e geometria elementi strutturali);
- saggi diffusi tramite rimozione dello strato di intonaco per l'individuazione di tamponamenti, elementi strutturali, lesioni e discontinuità della struttura;
- scarifiche localizzate per l'individuazione delle barre di armatura trasversali e longitudinali in travi e pilastri associate ad indagini pacometriche;
- sondaggi dei solai per l'individuazione delle stratigrafie;

In Figura 4.21 e Figura 4.22 sono riportate le piante con l'ubicazione di tutte le indagini eseguite.

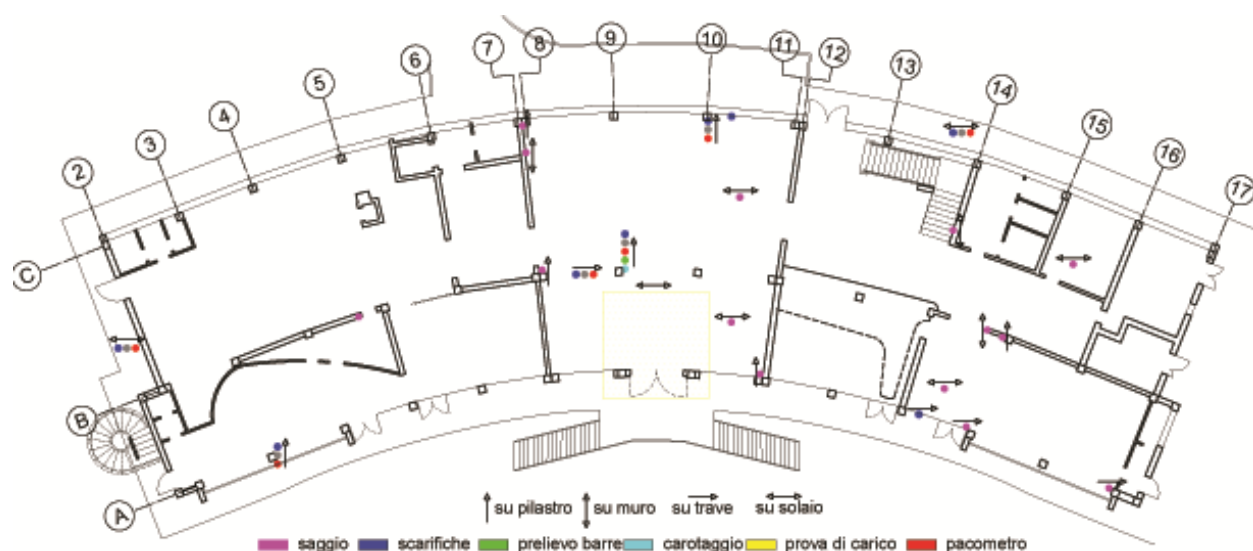


Figura 4.21: Indagini piano terra

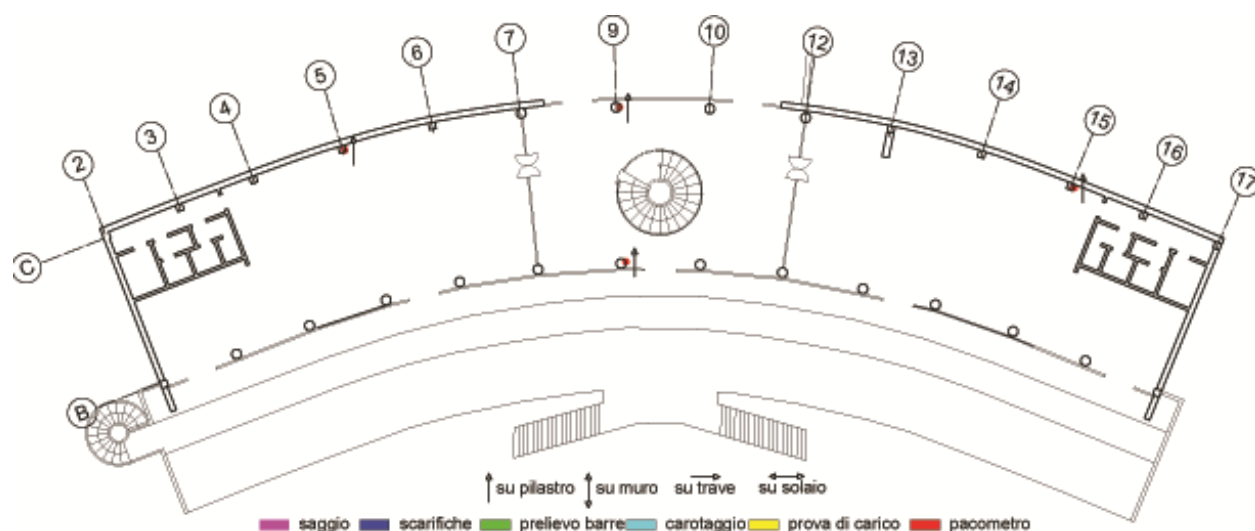


Figura 4.22: Indagini piano primo

I principali risultati dei due lavori di indagine eseguiti sono i seguenti:

- i solai sono in latero-cemento e hanno spessori variabili a causa delle diverse trasformazioni che il pacchetto di finitura ha subito nel corso del tempo, per probabili esigenze di destinazione d'uso;
- le travi presentano sezione rettangolare, con base e altezza variabile, rispettivamente, da 35 cm a 60 cm e da 75 cm a 90 cm. I pilastri del piano terra hanno tutti sezione quadrata con lato di 35 cm, mentre al piano primo sono presenti anche pilastri circolari aventi diametro di 32 cm. Le caratteristiche geometriche e di armatura di pilastri e travi sono riportate in Tabella 4.11, Tabella 4.12;
- le fondazioni sono di tipo diretto con plinti e trave rovesce di collegamento;
- il telaio è parzialmente tamponato lungo il perimetro e all'interno con pannelli composti da mattoni di dimensioni 24.5 cm x 24.5 cm x 12 cm con due fori circolari (D=80 mm) disposti orizzontalmente. In Figura 4.23 è riportato un particolare dei pannelli di tamponamento;



- i dettagli costruttivi degli elementi strutturali possono essere considerati quelli tipici degli edifici progettati secondo normative non sismiche e realizzati secondo le consuetudini costruttive degli anni '50. In generale, le staffe di travi e pilastri hanno un passo molto ampio e si è rilevata una scarsa attenzione nelle riprese di getto, soprattutto per quanto riguarda i nodi trave-colonna (Figura 4.24). Le barre di armatura sono lisce, tuttavia, presentano buone caratteristiche meccaniche (Tabella 4.13). Anche la carota di calcestruzzo prelevata ha sviluppato una buona resistenza a compressione, circa 31 MPa (Tabella 4.14), confermando i valori ottenuti dalle indagini non distruttive condotte con sclerometro e onde ultrasoniche;
- la struttura presenta due giunti strutturali di ampiezza circa 2 cm rilevati solo a livello del primo orizzontamento, con raddoppio dei pilastri adiacenti il giunto. I due pilastri affiancati al piano terra, tuttavia, confluiscono in un unico pilastro al piano primo. Ai fini delle verifiche sismiche, un giunto di ampiezza così ridotta non consente di evitare fenomeni di martellamento tra i corpi di fabbrica da esso creati e pertanto in fase di analisi strutturale il giunto è stato eliminato ed è stato considerato un unico corpo di fabbrica.

Tabella 4.11: Caratteristiche geometriche delle travi

ID trave	Dimensione	Diametro barre Armatura	
		Barra Longit. Inf. [mm]	Staffe[mm]
I_A12-IA_1718	350 x 750	3Ø16+2Ø10	Ø8/20
I_B12-IB_1718	350 x 900	3Ø16+2Ø10	Ø8/20
I_C23-IA_1617	600 x 900	3Ø18+2Ø10	Ø8/20
II_B23-IIB_1617	350 x 900	3Ø16+2Ø10	Ø8/20
II_C23-IIC_1617	350 x 900	3Ø16+2Ø10	Ø8/20

Tabella 4.12: Caratteristiche geometriche dei pilastri

ID pilastro	Dimensione	Diametro barre Armatura	
		Barra Longit. Inf. [mm]	Staffe[mm]
I_A1-I_A18	350 x 350	4Ø16	Ø8/15
I_B1-B_18	350 x 350	8Ø16	Ø8/15
I_C2-I_C17	350 x 350	8Ø16	Ø8/15
I_B2-B17	Ø320	12Ø16	Ø8/7
II_B2-II_B6	350 x 350	8Ø16	Ø8/15
II_B7-II_B12	Ø320	12Ø16	Ø8/7
II_B13-II_B17	350 x 350	8Ø16	Ø8/15
II_C2-II_C6	350 x 350	8Ø16	Ø8/15
II_C7-II_C12	Ø320	12Ø16	Ø8/7
II_C13-II_C17	350 x 350	8Ø16	Ø8/15

Tabella 4.13: Prova di trazione barre per c.a. [Relazione R&amp;C lab s.r.l. 2009]

ID provino	Diametro [mm]	Carico di snervamento $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Carico di rottura $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Valore rapporto $f_t/f_y$	Allungamento [%]	Data di prova	Trattamento termico
LAB Ø14	14.1	285.3	377.1	1.32	30	15/05/09	no
LAB Ø16	16.3	347.9	448.4	1.29	31.3	15/05/09	no

Tabella 4.14: Prova di compressione su carota di calcestruzzo [Relazione R&amp;C lab s.r.l. 2009]

ID provino	Diametro [cm]	Altezza [cm]	Peso [g]	Rottura [kg]	Resistenza cubica [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo rottura
LAB 03	9.0	8.9	1385.9	20100	31.0	S*

\*S=standard



Figura 4.23: Particolare mattoni dei tamponamenti



Figura 4.24: Particolare lesione nodo trave-colonna

#### 4.3.4 – Metodi e strumenti di analisi

La capacità globale di una struttura di resistere ad un evento sismico dipende dalla resistenza e dalla duttilità dei singoli componenti della struttura. Allo scopo di determinare il comportamento strutturale oltre il limite elastico, possono essere utilizzati dei metodi di analisi statica non lineare, definiti metodi di analisi 'Push-Over'.

Tale analisi prevede l'applicazione incrementale al modello FE della struttura di forze statiche equivalenti che 'spingono' in campo non lineare la struttura sino a portarla al collasso. Devono essere considerate due differenti distribuzioni di forze per ogni direzione principale dell'edificio: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del primo modo di vibrare.

La procedura richiede una serie di analisi elastiche sequenziali sovrapposte. In tal caso il modello matematico della struttura (più precisamente la matrice di rigidezza), viene continuamente aggiornato, per tener conto della riduzione di rigidezza degli elementi che entrano in campo plastico.

Dall'analisi si ottiene una curva detta 'curva di capacità' che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo della struttura, scelto in modo tale che il suo spostamento risulti significativo del comportamento globale della struttura.

La non linearità dei materiali in un'analisi statica non lineare può essere inserita nel modello FE tramite plasticità concentrata alle estremità di colonne e travi o tramite plasticità diffusa.

Nella modellazione a plasticità concentrata di strutture intelaiate le deformazioni anelastiche degli elementi si considerano concentrate in cerniere plastiche puntuali disposte alle estremità di travi e

pilastri dove si verificano le massime sollecitazioni flettenti, mentre il resto dell'elemento rimane lineare.

Nel secondo approccio, a plasticità diffusa, l'intero elemento trave/colonna è suddiviso in elementi monodimensionali, chiamati fibre, con legame costitutivo non lineare. L'andamento dello sforzo-deformazione su ciascuna sezione dell'elemento strutturale è ottenuto per integrazione della risposta non lineare di ciascuna fibra. La distribuzione di non linearità del materiale nella sezione risulta accuratamente modellata, senza la necessità di posizionare a priori la cerniera plastica.

### 4.3.5 – Modellazione strutture in c.a

Il programma di calcolo impiegato per la modellazione è Midas Gen.

E' stato creato un modello tridimensionale della struttura modellando travi e pilastri con elementi 'beam' in grado di reagire a sollecitazioni assiali, flessionali, taglianti e torcenti.

La caratterizzazione dei materiali, necessaria per eseguire le analisi strutturali, è stata eseguita sulla base di indagini in-situ non-distruttive (NDT) e mediamente distruttive (MDT) (§2.4). Ai fini della valutazione del comportamento flessionale degli elementi in cemento armato le resistenze specifiche dei materiali sono state ricavate dai valori medi divisi per il fattore di confidenza FC, che nel caso in esame è stato assunto pari a 1.2. Ai fini delle verifiche a posteriori dei meccanismi fragili, la valutazione delle capacità resistenti è effettuata con riferimento alle resistenze specifiche dei materiali ricavate dai valori medi divisi per il fattore di confidenza (FC=1.2) e per il coefficiente di sicurezza parziale del materiale.

In Tabella 4.15 sono riportati i valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dalle indagini eseguite o assunti da prescrizioni normative, mentre in Tabella 4.16 sono riportate le resistenze di calcolo per le azioni flessionali e per quelle taglianti.

Tabella 4.15: Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo		Acciaio	
$f_{cm}$	30 N/mm <sup>2</sup>	$f_{ym}$	315N/mm <sup>2</sup>
$E_{cm}$	31 GPa	$E_s$	210000 N/mm <sup>2</sup>
$\epsilon_{cu3}$	0.0035	$\epsilon_{syd}$	0.01

Tabella 4.16: Resistenze di calcolo dei materiali

Calcestruzzo	Acciaio
<b>Flessione</b>	
$f_{cd} = f_{cm}/FC = 30/1.2 = 25 \text{ N/mm}^2$	$f_{yd} = f_{ym}/FC = 315/1.2 = 262.5 \text{ N/mm}^2$
<b>Taglio</b>	
$f_{cd} = f_{cm}/FC \cdot \gamma_c = 30/1.2 \cdot 1.5 = 16.67 \text{ N/mm}^2$	$f_{yd} = f_{ym}/FC \cdot \gamma_s = 315/1.2 \cdot 1.15 = 228.2 \text{ N/mm}^2$

dove:  $f_{cm}$  è la resistenza cilindrica media del calcestruzzo;

$f_{ym}$  è la tensione di snervamento media dell'acciaio;

FC = 1.2 è il fattore di confidenza assunto;

$\gamma_c = 1.5$  è il coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo;

$\gamma_s = 1.15$  è il coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio.

Per quanto riguarda i carichi gravanti sulla struttura, i carichi permanenti sono stati distinti in carichi permanenti strutturali  $G_1$  e carichi permanenti non strutturali  $G_2$ . Tali azioni sono state calcolate sulla base dei dati riportati nella relazione di collaudo statico del 1950, delle informazioni provenienti dalle indagini in-situ e dalla ricerca bibliografica.

Nella relazione di collaudo originaria i carichi permanenti considerati per la terrazza e per i solai interni risultano essere significativamente inferiori rispetto a quelli ricavati sulla base della stratigrafia dei solai ricostruita per mezzo di saggi localizzati. Tale discrepanza è probabilmente legata al cambiamento degli spessori del pacchetto di finitura dei solai nel corso del tempo, per adattamenti alla destinazione d'uso dei locali. Il carico variabile originario per la struttura in esame era di  $4.00 \text{ kN/m}^2$ ; tuttavia, alla luce delle prescrizioni da normativa vigente, il carico accidentale per la zona attualmente adibita a biblioteca è assunto pari a  $Q_{biblio} = 6.00 \text{ kN/m}^2$ , nell'area della terrazza viene mantenuto  $Q_{terr} = 4.00 \text{ kN/m}^2$ , mentre il carico per la copertura praticabile, suscettibile di affollamento, viene considerato pari a  $Q_{cop} = 6.00 \text{ kN/m}^2$ .

Un sommario dei carichi considerati è riportato in Tabella 4.17. Non avendo potuto ricavare informazioni riguardanti il solaio di copertura, i carichi agenti su quest'ultimo sono stati assunti uguali a quelli del primo solaio nella zona biblioteca.

Tabella 4.17: Carichi sugli impalcati

	Solaio Livello 1					
	<b>Biblioteca</b>					
$G_2$	pavimento in legno	0.03 m	@	$6 \text{ kN/m}^3$	=	$0.18 \text{ kN/m}^2$
$G_2$	calcestruzzo alleggerito	0.04 m	@	$14 \text{ kN/m}^3$	=	$0.56 \text{ kN/m}^2$
$G_1$	soletta in calcestruzzo	0.04 m	@	$24 \text{ kN/m}^3$	=	$0.96 \text{ kN/m}^2$
$G_2$	pannelli truciolato	0.05 m	@	$8 \text{ kN/m}^3$	=	$0.40 \text{ kN/m}^2$
$G_1$	solaio in latero-cemento	0.30 m	@	$12 \text{ kN/m}^3$	=	$3.50 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma G_1 =$	<b><math>4.50 \text{ kN/m}^2</math></b>	$\Sigma G_2 =$	<b><math>1.15 \text{ kN/m}^2</math></b>	$\Sigma(G_1+G_2)=$	<b><math>5.65 \text{ kN/m}^2</math></b>
	$\Sigma Q =$	<b><math>6.00 \text{ kN/m}^2</math></b>				
	<b>Terrazza</b>					
$G_2$	pavimento alla veneziana	0.02 m	@	$20 \text{ kN/m}^3$	=	$0.04 \text{ kN/m}^2$
$G_2$	massetto	0.10 m	@	$14 \text{ kg/m}^3$	=	$1.40 \text{ kN/m}^2$
$G_1$	solaio in latero-cemento	0.30 m	@	$12 \text{ kN/m}^3$		$3.50 \text{ kN/m}^2$
	$\Sigma G_1 =$	<b><math>3.50 \text{ kN/m}^2</math></b>	$\Sigma G_2 =$	<b><math>1.45 \text{ kN/m}^2</math></b>	$\Sigma(G_1+G_2)=$	<b><math>4.95 \text{ kN/m}^2</math></b>
	$\Sigma Q =$	<b><math>4.00 \text{ kN/m}^2</math></b>				
	Solaio Livello 2					
	<b>Copertura praticabile</b>					

	$\Sigma G_1 =$	4.50 kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma G_2 =$	1.15 kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma(G_1+G_2)=$	5.65 kN/m <sup>2</sup>
	$\Sigma Q =$	6.00 kN/m <sup>2</sup>				

I solai sono stati modellati come piani infinitamente rigidi, collegando tutti i nodi di piano con 'rigid link' per imporre lo stesso spostamento orizzontale.

#### 4.3.5.1 – Definizione cerniere plastiche – Pilastrini & Travi

Per l'esecuzione di un'analisi statica non lineare, è necessario localizzare le cerniere alle estremità di travi e pilastrini. Poiché il programma di calcolo non permette di posizionare cerniere a taglio alle estremità degli elementi si è scelto di posizionare solo 'hinge' a flessione e/o a pressoflessione ed eseguire una verifica a taglio a posteriori per tutti gli elementi.

Le cerniere a flessione sono state definite mediante un legame momento –rotazione del tipo illustrato in Figura 4.25. Ipotizzando che lo sforzo normale nei pilastrini rimanga costante durante l'applicazione delle azioni orizzontali sulla struttura [Mpampatsikos 2008] sono state definite cerniere plastiche a flessione semplice. Eseguita una analisi a soli carichi verticali, è stato monitorato, per ognuno dei pilastrini, lo sforzo normale e tale valore è stato utilizzato per definire la curva M- $\theta$  semplificata, caratterizzata dai seguenti punti:

- momento di snervamento  $M_y$  e la corrispondente rotazione  $\vartheta_y$  valutata secondo la (4.46);
- il momento massimo  $M_{max}$  e la massima rotazione corrispondente  $\vartheta_{max}$  ;
- il momento ultimo  $M_u$  e la rotazione ultima  $\vartheta_u$  valutata secondo la (4.44);

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 \cdot (0.3^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100\rho_d}) \quad (4.44)$$

$$\theta_{um}^{pl} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.0145 (0.25^v) \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.3} f_c^{0.2} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha_{psx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.275^{100\rho_d}) \quad (4.45)$$

$$\theta_y = \theta_u - \theta_{um}^{pl} \quad (4.46)$$

dove:  $\gamma_{el} = 1.5$  per gli elementi primari e 1.0 per gli elementi secondari;

$h$  è l'altezza della sezione trasversale;

$L_V = M/V$  è il rapporto momento/taglio all'estremità della sezione;

$v = N/bhf_c$  ( $b$  larghezza della zona compressa,  $N$  sforzo assiale positivo di compressione);

$\omega$  e  $\omega'$  sono, rispettivamente, la percentuale meccanica di armatura longitudinale tesa e compressa;

$f_c$  e  $f_{yw}$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio trasversale, in MPa, ottenuta come media delle prove eseguite in situ e

da fonti aggiuntive di informazione, divise per il FC appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$  è la percentuale di armatura trasversale ( $s_h$  = interasse delle staffe);

$\rho_d$  è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;

$\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento che può essere assunto pari a :

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right) \quad (4.47)$$

in cui  $b_0$  e  $h_0$  sono le dimensioni del nucleo confinato,  $b_i$  le distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.

$\vartheta_{um}^{pl}$  è il valore della parte plastica di capacità di rotazione della corda in elementi di calcestruzzo sottoposti a carico ciclico.

Sono state inoltre utilizzate delle semplificazioni, quali:

- momento massimo pari al momento di snervamento  $M_{max} = M_y$ ;
- luce di taglio pari a  $L_v = 0.5L$  [Mpampatsikos 2008];
- rotazione massima pari alla rotazione ultima  $\vartheta_{max} = \vartheta_u$ ;
- una resistenza residua  $M_u = 0.15M_{max}$  [Manfredi *et. al.* 2007].

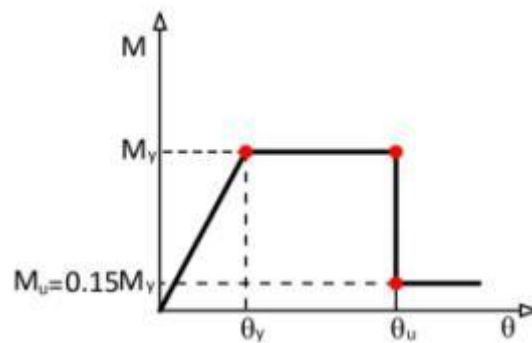


Figura 4.25: Leggi delle cerniere a momento nei pilastri e nelle travi

Per gli elementi/meccanismi fragili, la capacità è da intendersi in termini di forze. La massima resistenza a taglio viene calcolata secondo l'Eurocodice 8 - Parte 3 che fornisce una formula per la resistenza ciclica controllata dalla presenza di staffe (4.48).

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[ 0.16 \max((0.5; 100\rho_{tot})) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (4.48)$$

dove:  $\gamma_{el} = 1.15$  per gli elementi primari e 1.0 per gli elementi secondari;

$h$  è l'altezza della sezione trasversale (uguale al diametro per sezioni circolari);

$x$  è l'altezza della zona compressa secondo Panagiotakos & Fardis (2001);

$L_v = M/V$  è il rapporto momento/taglio all'estremità della sezione;

$A_c$  è l'area della sezione trasversale presa pari a  $b_w d$  per una sezione trasversale rettangolare, dove  $b_w$  è la larghezza e  $d$  l'altezza, o pari a  $\pi D_c^2/4$ , dove  $D_c = D - 2c - 2db_w$  è il diametro del cuore di calcestruzzo confinato dalle staffe;

$f_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo; per elementi primari  $f_c$  deve essere diviso per il FC appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e anche per il fattore di sicurezza del materiale  $\gamma_c$ ;

$\rho_{tot}$  è la percentuale di armatura longitudinale;

$V_w$  è il contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio secondo UNI EN 1998-3: 2005, **A.3.3.1.**

### 4.3.6 – Modellazione dei tamponamenti

Il comportamento di telai tamponati è un problema complesso. La presenza dei pannelli murari, infatti, influenza il comportamento della struttura soggetta ad eventi sismici in termini di incremento di rigidità laterale e di resistenza ai carichi laterali, determinando anche un notevole aumento della capacità dissipativa. Inoltre, la distribuzione delle forze agenti sulla struttura può risultare sostanzialmente diversa, dando luogo a sollecitazioni non previste in fase di calcolo, dove le tamponature e le tramezzature sono trascurate. Nello studio del comportamento globale di un telaio in calcestruzzo armato tamponato è, pertanto, fondamentale la modellazione dei tamponamenti. L'introduzione nel modello dei tamponamenti deve seguire una specifica procedura:

- il riconoscimento dei meccanismi resistenti e di collasso che ne regolano il comportamento;
- l'individuazione di un macro-modello da impiegare;
- la definizione di un legame costitutivo;
- l'implementazione della legge definita all'interno del programma di calcolo.

Le tamponature 'resistenti' da considerare sono quei pannelli in muratura posti in opera a chiusura della maglia di un telaio in cemento armato. Per valori modesti delle forze orizzontali, si può assumere che gli elementi in cemento armato ed i tamponamenti mantengano il contatto gli uni con gli altri,

comportandosi in maniera monolitica. Prove sperimentali hanno mostrato che al crescere dei valori delle azioni laterali, le elevate richieste di spostamento producono il distacco del telaio dal tamponamento per un certo tratto; il contatto si mantiene solo in prossimità degli angoli caricati del telaio del una certa lunghezza regolata dalla rigidità relativa degli elementi [Stafford Smith 1966]. Pertanto, a distacco avvenuto il telaio tamponato può essere schematizzato come un telaio controventato da bielle diagonali reagenti solo a compressione (elementi 'truss'). In particolare, la modellazione della tamponatura adottata nel presente lavoro viene eseguita applicando la geometria proposta da Al-Chaar (2002) e illustrata al § 2.8.1 e considerando il legame forza – spostamento del puntone proposto da Pangiotakos & Fardis (1996) (Figura 4.26). La curva isteretica proposta può essere utilizzata anche in un'analisi push-over come curva di inviluppo solo in compressione, in cui i parametri che definiscono i rami della curva sono:

- rigidità iniziale a taglio del pannello non fessurato  $K_1$ :

$$K_1 = \frac{G_m \cdot t \cdot l}{h} \quad (4.49)$$

- carico di fessurazione  $F_y$ :

$$F_y = f'_v \cdot t \cdot l \quad (4.50)$$

- spostamento al carico di fessurazione  $S_y$ :

$$S_y = \frac{F_y}{K_1} \quad (4.51)$$

- rigidità assiale della biella equivalente  $K_2$ :

$$K_2 = \frac{E_m \cdot a \cdot t}{d} \quad (4.52)$$

- carico massimo  $F_m$ :

$$F_m = 1.3F_y \quad (4.53)$$

- spostamento al carico massimo  $S_m$ :

$$S_m = S_y + \frac{F_m - F_y}{K_2} \quad (4.54)$$

- rigidità tratto di softening  $K_3$ :

$$0.05K_1 \leq K_3 \leq 0.1K_1 \quad (4.55)$$

- carico residuo dopo rottura  $F_r$ :



$$F_r = 0.1F_y \quad (4.56)$$

- spostamento ultimo al carico residuo  $S_r$ :

$$S_r = S_m + \frac{F_m - F_r}{K_3} \quad (4.57)$$

dove:  $h, l, t$  sono rispettivamente l'altezza, la lunghezza e lo spessore del pannello;

$d$  è la lunghezza della diagonale del pannello;

$E_m$  e  $G_m$  sono rispettivamente il modulo di elasticità normale e tangenziale della muratura;

$f'_v$  è la resistenza a taglio della muratura;

$a$  è la larghezza del puntone equivalente, valutata come riportato nella (2.31).

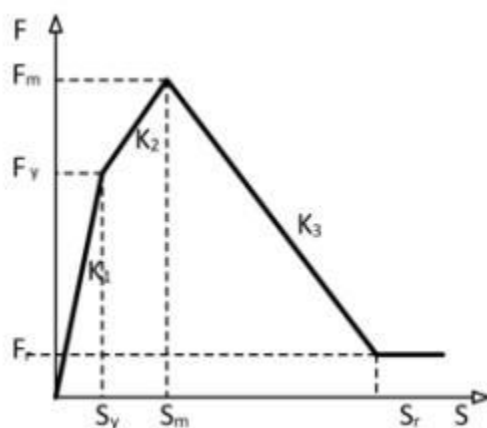


Figura 4.26: Curva adottata per i tamponamenti [Pangiotakos e Fardis 1996]

Per l'implementazione nell'analisi delle caratteristiche meccaniche dei tamponamenti in esame, si è scelto, secondo la Tabella 4.18, la tipologia muraria: *Laterizio pieno e semipieno*, con valore di  $f_{vk0}$  pari a  $0.25 \text{ N/mm}^2$ , diviso per un opportuno fattore di confidenza FC pari a 1.2, derivante dal livello di conoscenza assunto. Per quanto concerne il modulo di elasticità normale  $E_m$  e tangenziale  $G_m$  della muratura le NTC 08 non forniscono indicazioni dirette per la determinazione del modulo elastico  $E_m$ , tuttavia al § 11.10.3.4 si afferma che è possibile assumere i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale secante  $E_m = 1000f_k$ ;
- modulo di elasticità tangenziale secante  $G_m = 0.4E_m$ .

Per il caso in esame sono stati assunti i valori di  $E_m = 2500 \text{ MPa}$  e  $G_m = 600 \text{ MPa}$ .

Tabella 4.18: Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vko}$  (valori in  $N/mm^2$ ) [D.M.14/01/08]

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Classe di malta	$f_{vko}$ ( $N/mm^2$ )
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} < 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento autoclavato; Pietra naturale squadrata.	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10

Per tener conto della ridotta deformabilità del telaio dovuta alla presenza del tamponamento (situazione che non può essere esplicitata con un modello matematico a puntone diagonale equivalente), nella modellazione sono stati impiegati degli elementi infinitamente rigidi all'estremità delle travi e dei pilastri che confinano il pannello in muratura (in blu in Figura 4.27). Nelle travi, tale irrigidimento viene posizionato dal nodo trave-colonna ad una distanza  $l_{beam}$ , § eq.(2.39), dalla faccia della colonna, mentre nelle colonne si estende dal nodo trave-colonna ad una distanza  $l_{column}$  § eq. (2.34), dalla faccia della trave. Le cerniere sono state collocate alle due estremità di entrambi gli elementi. I pannelli di tamponatura sono rappresentati da elementi in grado di trasmettere sole azioni assiali a cui viene assegnata una cerniera assiale, attraverso, posta nella mezzzeria della diagonale, in cui il legame Forza – Spostamento adottato è quello semplificato di Panagiotakos & Fardis (1996).

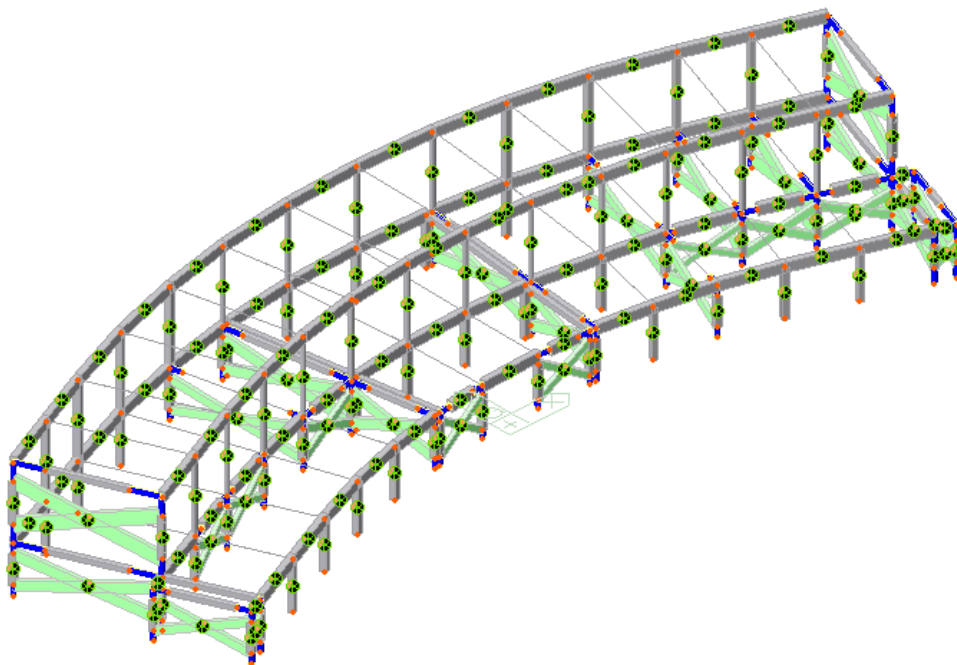


Figura 4.27: Immagini del modello Numerico FEM della struttura

### 4.3.7 – Analisi Push-Over

L'analisi statica non lineare si è basata su quattro convenzionali analisi push-over, utilizzando due distribuzioni di forze (una proporzionale alle masse e una proporzionale alle masse per la deformata relativa al primo modo di vibrare) e agenti alternativamente in direzione longitudinale (E-O) e trasversale (N-S). Con riferimento al metodo N2 [Fajfar 1996], usando lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento, sono stati ricavati i valori di domanda per ciascuna analisi push-over. Le analisi sono state svolte sia per il modello privo di tamponature sia per la struttura in cui sono stati inseriti i tamponamenti modellati come puntoni diagonali equivalententi. L'individuazione degli elementi murari considerati nel modello è riportata in Figura 4.28.

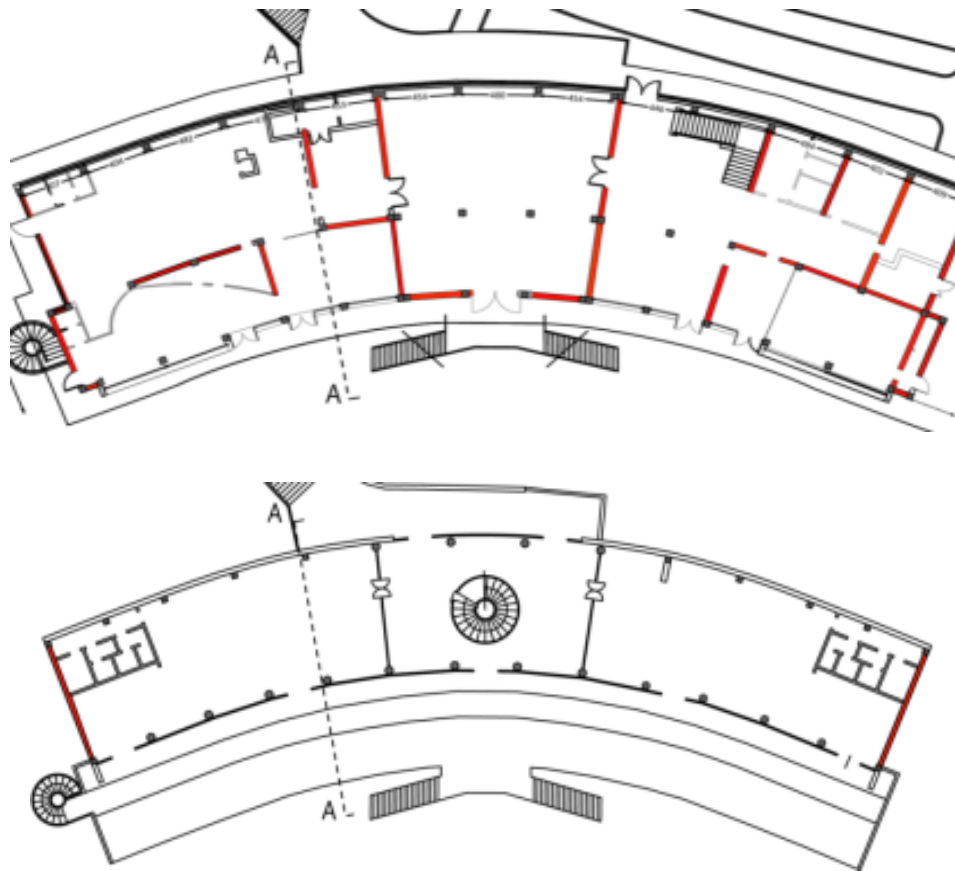


Figura 4.28: Pianta del complesso – in rosso tamponamenti resistenti modellati

#### 4.3.8.1 – Risultati delle analisi e confronti con telaio puro

Dalle analisi condotte sono state ricavate le curve di capacità della struttura (taglio alla base  $F_b$  - spostamento punto di controllo  $S$ ) e gli spostamenti degli impalcati.

##### **Forze congruenti al primo modo di vibrare**

##### Direzione E-O

Osservando la curva di capacità dell'edificio per l'analisi in direzione Est-Ovest (Figura 4.29) si nota che il taglio alla base rimane praticamente uguale nella configurazione con tamponamenti rispetto a quella a telaio puro. Il meccanismo di collasso non cambia nelle due configurazioni: in entrambe si arriva a

rottura per la formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza della sezione inferiore dei pilastri al primo piano. Le deformazioni si concentrano su questi elementi perché il piano terra ha una rigidità più grande rispetto al piano primo grazie all'inferiore altezza interpiano. La presenza dei puntoni diagonali equivalenti solo al piano terra determina un lieve incremento della rigidità senza influire in maniera significativa sulla curva di capacità, poiché il meccanismo di collasso è un piano sofficie al piano primo. L'andamento degli spostamenti del primo e del secondo impalcato (Figura 4.30) evidenziano che il piano terra è molto rigido (curve molto inclinate) e rimane elastico, mentre il primo piano è soggetto a forti deformazioni e subisce un meccanismo di piano sofficie.

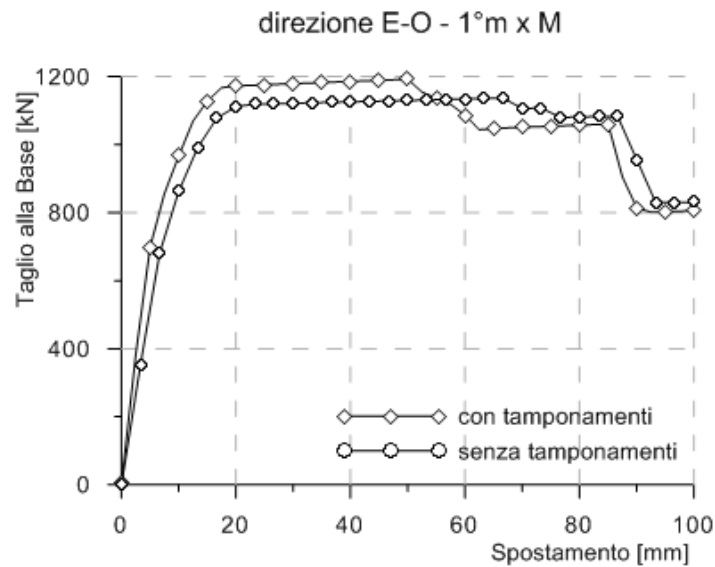


Figura 4.29: Curve di capacità a confronto – dir.E-O

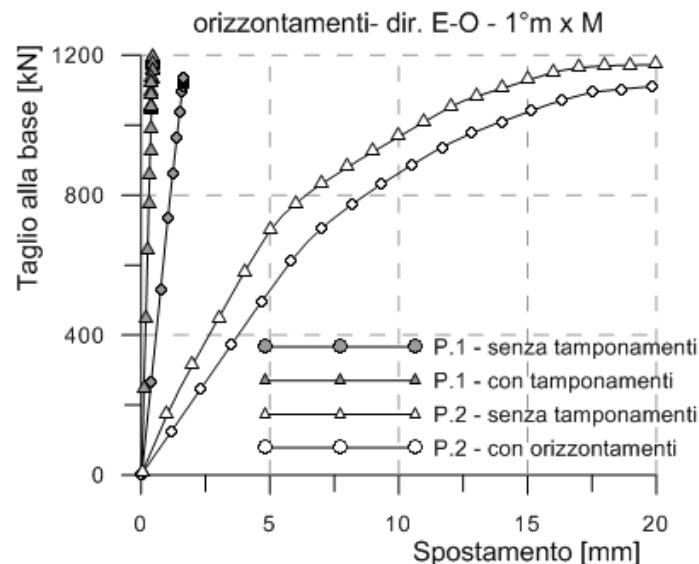


Figura 4.30: Spostamento orizzontamenti – dir.E-O

### Direzione N-S

Osservando la curva di capacità dell'edificio per l'analisi in direzione Nord-Sud (Figura 4.31) si osserva che il taglio alla base subisce incremento del 125% nella configurazione con le tamponature rispetto a

quella a telaio puro. Nella configurazione tamponata si registra un notevole incremento di rigidezza, con un picco corrispondente alla rottura dei pannelli resistenti in tale direzione. Anche analizzando gli spostamenti del primo e del secondo impalcato (Figura 4.32) si osserva che la presenza di due tamponamenti in direzione N-S determina una riduzione considerevole degli spostamenti sia del primo impalcato che del secondo. Tale comportamento è da attribuire alla presenza di tamponamenti al piano primo (due) che, invece, sono totalmente assenti in direzione E-O. In entrambi i modelli il meccanismo di collasso coinvolge i pilastri del primo piano adiacenti ai due tamponamenti.

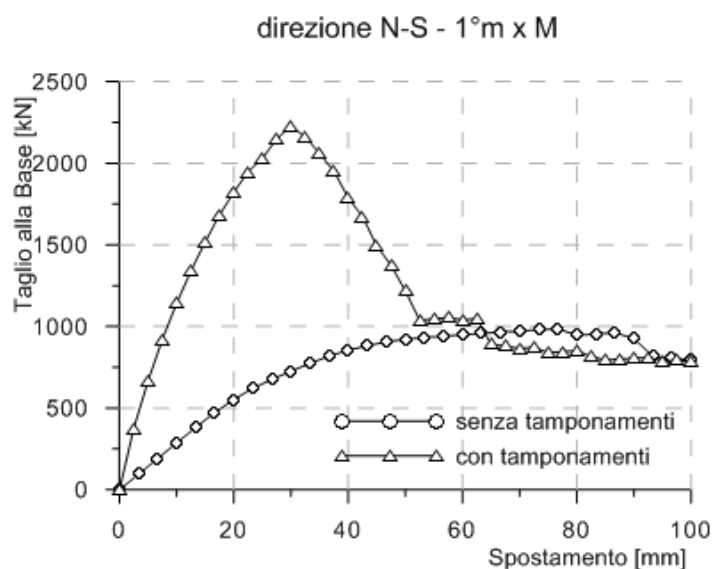


Figura 4.31: Curve di capacità a confronto – dir. N-S

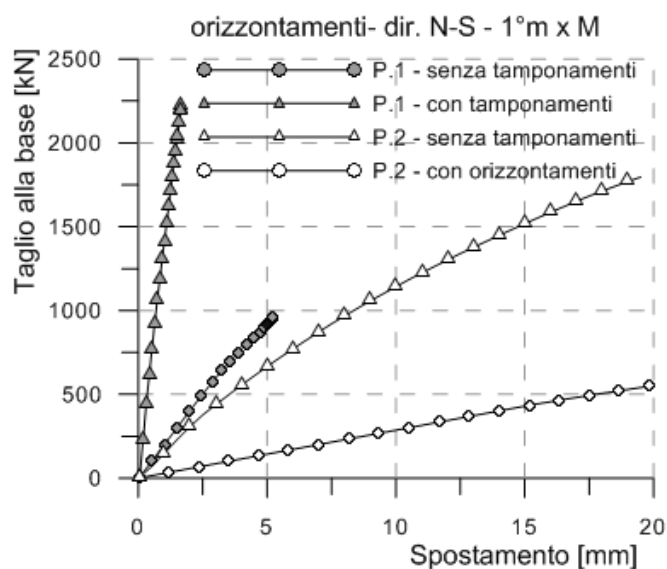


Figura 4.32: Spostamento orizzontamenti – dir. N-S

Osservando le curve di capacità dell'edificio nelle due direzioni principali e per una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare si nota innanzitutto che la presenza di tamponamenti influisce sulla risposta globale in modo significativo solo in direzione N-S del telaio tamponato. In assenza di pannelli murari, infatti la resistenza dell'edificio in direzione E-O è assimilabile a quella in direzione N-S,

anche se si nota chiaramente in Figura 4.33 che in direzione longitudinale il telaio è molto più rigido. La maggiore rigidità del piano terra è sottolineata anche in Figura 4.34, dove, tuttavia, la peculiarità principale è rappresentata dall'elevato valore di taglio alla base che si raggiunge lungo la direzione N-S. Alla rottura dei pannelli il valore di taglio decresce sino a livelli paragonabili a quelli di taglio alla base in direzione E-O. Tali risultati sono influenzati dalla presenza di soli due tamponamenti al piano primo posti nel piano N-S e dalla maggiore altezza interpiano del livello superiore, che nel telaio puro rendono la struttura in direzione N-S meno rigida e nel telaio tamponato determinano un rilevante incremento di taglio alla base.

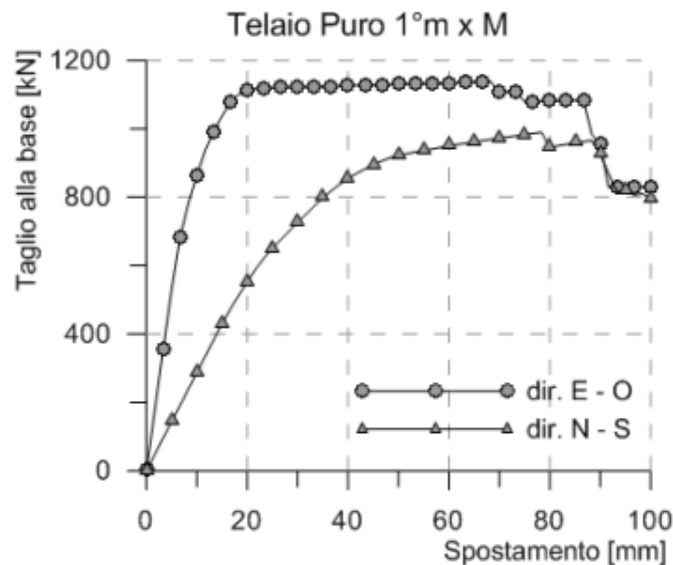


Figura 4.33: Taglio resistente alla base – Telaio puro

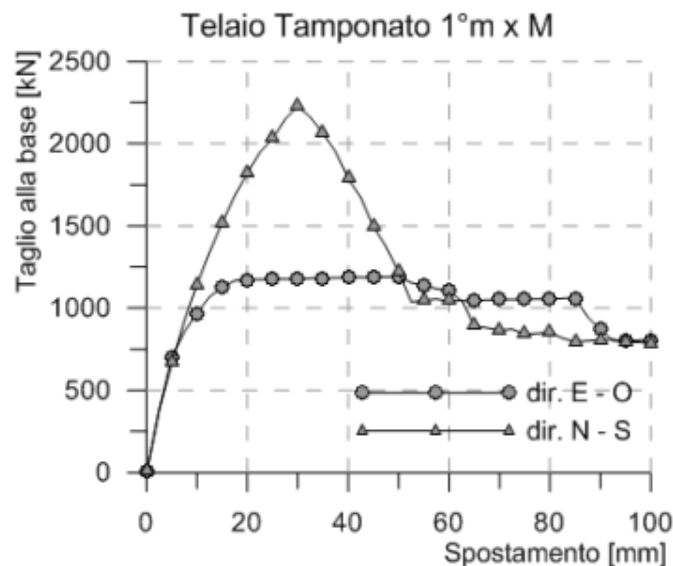


Figura 4.34: Taglio resistente alla base – Telaio tamponato

### Forze proporzionali alle masse di piano

L'applicazione di un set di forze laterali in un'analisi push-over nasce dalla considerazione che tali azioni dovrebbero approssimare la distribuzione delle forze di inerzia durante un sisma. Tuttavia confronti

eseguiti con analisi dinamiche non lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica della struttura quando questa rimane in campo elastico, mentre per grandi deformazioni il comportamento della struttura può essere meglio rappresentato da distribuzioni di forze proporzionali alle masse [Manfredi *et al.* 2007].

Anche in questa configurazione di carico le sollecitazioni sono state applicate alternativamente in direzione E-O ed in direzione N-S, sia per il modello a telaio puro e sia per quello con tamponamenti.

#### Direzione E-O

Osservando la curva di capacità dell'edificio per l'analisi in direzione Est-Ovest si osserva che il taglio alla base rimane pressoché costante nella configurazione con le tamponature rispetto a quella in cui queste sono assenti. La presenza dei pannelli in muratura comporta un effetto irrigidente per la struttura che si concretizza nella riduzione degli spostamenti a parità di azione orizzontale sopportata (Figura 4.35). Come nel caso di distribuzione di forze proporzionale alla deformata del primo modo di vibrare, il piano terra risulta più rigido (Figura 4.36), mentre il livello superiore della struttura è molto più deformabile a causa sia dell'assenza di tamponamenti in direzione E-O sia della maggiore altezza interpiano.

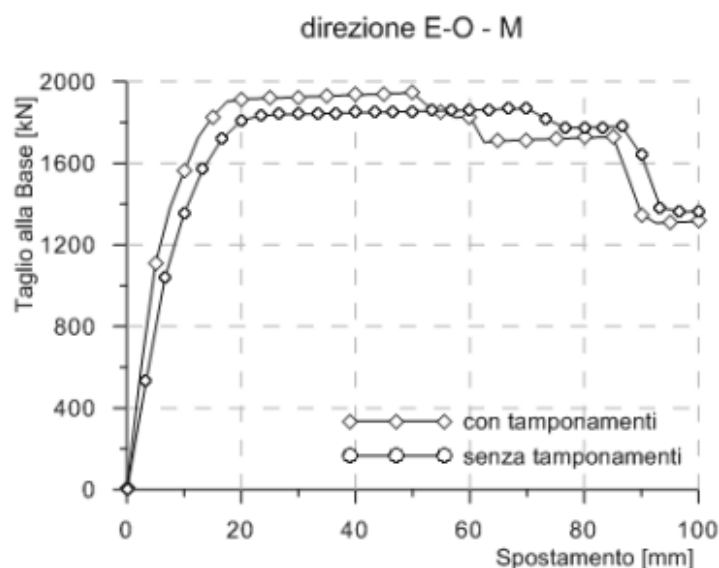


Figura 4.35: Curve di capacità a confronto – dir.E-O

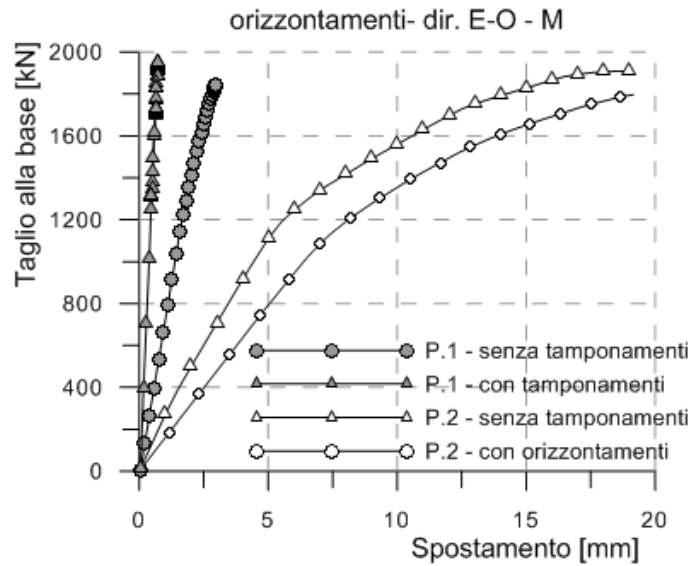


Figura 4.36: Spostamento orizzontamenti – dir. E-O

#### Direzione N-S

Osservando la curva di capacità dell'edificio per l'analisi in direzione Nord-Sud (Figura 4.37) si osserva che il taglio alla base subisce un elevato incremento (pari a circa al 120%) nella configurazione con le tamponature rispetto a quella priva di pannelli come già si era verificato con la configurazione di forze orizzontali precedentemente indagata. Alla rottura dei tamponamenti, il taglio alla base diminuisce sino a riportarsi a valori prossimi a quelli registrati per il telaio puro.

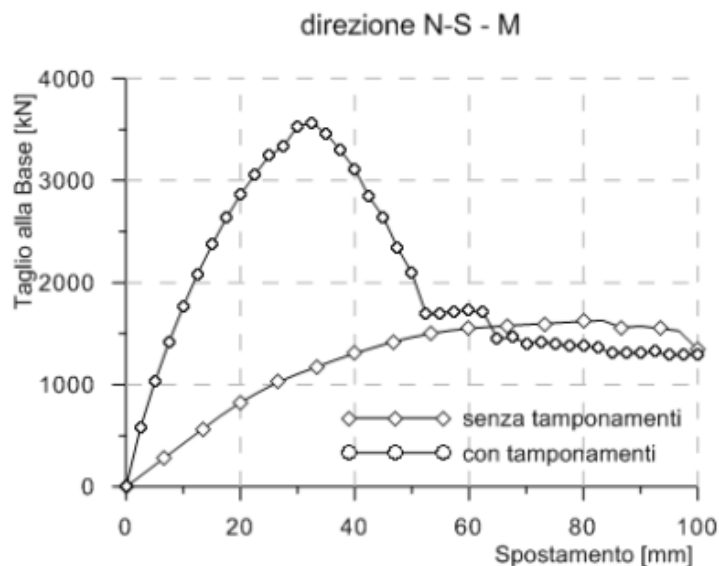


Figura 4.37: Curve di capacità a confronto – dir. N-S



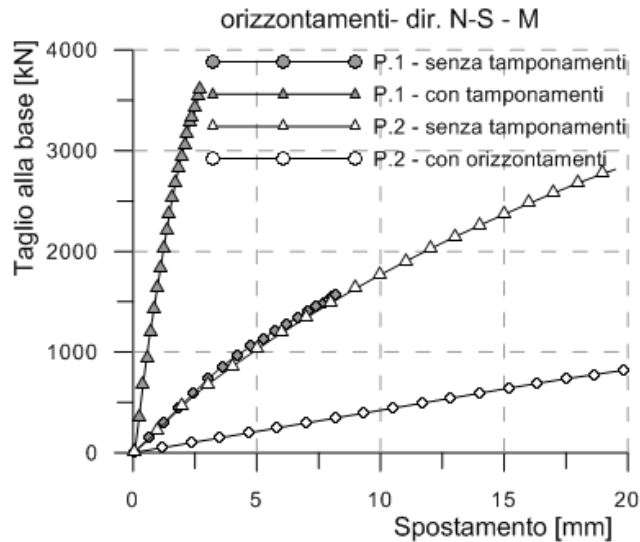


Figura 4.38: Spostamento orizzontamenti – dir. N-S

Osservando le curve di capacità dell'edificio nelle due direzioni principali per una distribuzione di forze proporzionale alle masse si osserva un comportamento che discosta leggermente per il modello con tamponamenti da quello riscontrato applicando alla struttura un distribuzione di forze proporzionali al primo modo di vibrare. In assenza di pannelli murari, la resistenza dell'edificio in direzione E-O è assimilabile a quella in direzione N-S, anche se si nota chiaramente in Figura 4.39 che in direzione longitudinale il telaio è molto più rigido. Nel telaio con tamponamenti la struttura mostra una rigidità pressoché uguale lungo entrambe le direzioni. Le curve si discostano poi in modo significativo per il massimo valore di taglio alla base. In direzione N-S alla rottura dei pannelli il valore di taglio decresce sino a ritornare a livelli paragonabili a quelli della direzione E-O. Tali risultati sono influenzati dalla presenza di soli due tamponamenti al piano primo posti nel piano N-S e dalla maggiore altezza interpiano del livello superiore, che nel telaio puro rendono la struttura in direzione N-S meno rigida e nel telaio tamponato determinano un rilevante incremento di taglio alla base.

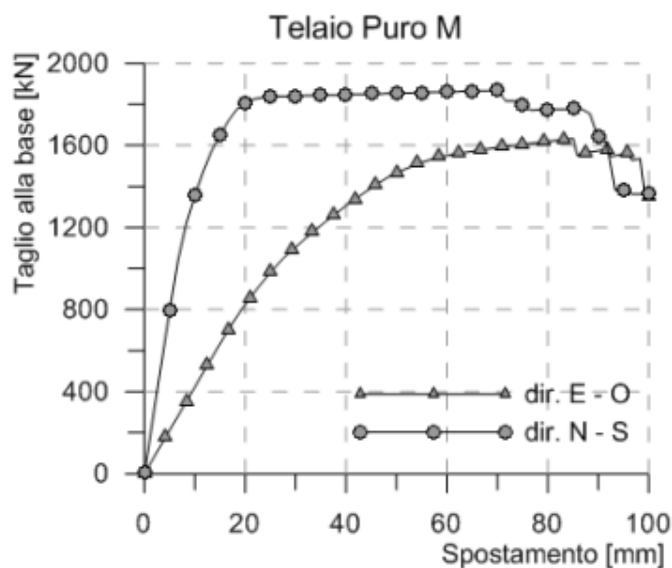


Figura 4.39: Taglio resistente alla base – Telaio puro

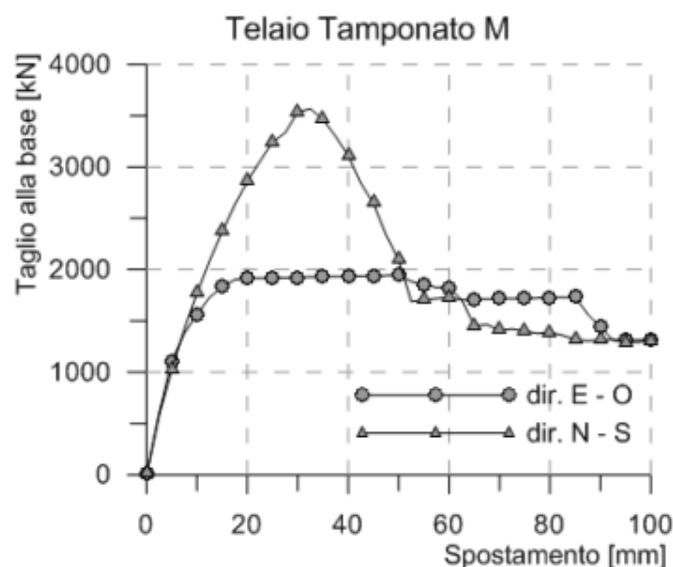


Figura 4.40: Taglio resistente alla base – Telaio tamponato

#### 4.3.8.2 – Verifiche

Per quanto riguarda la verifica vera e propria della struttura, comprensiva di tamponamenti, attraverso la costruzione di un sistema bilineare equivalente si è verificato che lo spostamento (domanda) fosse inferiore allo spostamento massimo del punto di controllo della struttura (capacità). Il punto di performance *P.P.* è stato determinato dallo spettro di risposta elastico a partire da un sistema bilineare equivalente. La curva del sistema a molti gradi di libertà (MDOF) è scalata utilizzando il coefficiente  $\Gamma$  per ottenere la curva forza – spostamento di un sistema ad un unico grado di libertà (SDOF). La curva ottenuta è necessaria per valutare la legge forza – spostamento di un sistema bilineare equivalente attraverso un processo di uguaglianza delle aree. A seconda del periodo  $T^*$  del sistema SDOF idealizzato, si ottiene lo spostamento elastico  $d_e^*$  del sistema stesso. Se  $T^* \geq T_c$  lo spostamento elastico  $d_e^*$  è pari a quello inelastico  $d_t^*$ , mentre se  $T^* < T_c$  allora lo spostamento inelastico  $d_t^*$  è maggiore rispetto a quello del sistema elastico avente lo stesso periodo ( $d_e^*$ ). Lo spostamento reale  $d_t$  del punto di controllo si ottiene moltiplicando  $d_t^*$  per il fattore di conversione  $\Gamma$ . Graficamente il punto di performance *P.P.* è dato dall'intersezione dello spettro ridotto di un fattore  $q_u$ , che è l'effettivo fattore di struttura di riduzione delle forze, con la curva di capacità del sistema equivalente. La domanda di spostamento viene poi riportata all'interno della curva di capacità. La determinazione dello spostamento obiettivo viene eseguita secondo l'Appendice B dell'Eurocodice - Parte 1 (UNI EN 1998-1: 2005).

Lo spettro elastico è stato ottenuto considerando solo l'accelerazione orizzontale e trascurando la componente verticale. I parametri indipendenti e dipendenti impiegati per la definizione dello spettro, relativi alla località di Venezia Lido, sono riportati nella Tabella 4.19.

Tabella 4.19: Parametri per la determinazione dello spettro

<b>Par.ind.ti</b>	$a_g = 0.072g$	$F_0 = 2.648$	$T_c^* = 0.351$	$S_s = 1.80$	$C_c = 2.109$	$S_T = 1$	$q = 1$
<b>Par.dip.ti</b>	$S = 1.80$	$\eta = 1.00$	$T_B = 0.247s$	$T_c = 0.741s$	$T_D = 1.889s$		

Nelle seguenti tabelle si riportano i valori di tutti i parametri impiegati per il calcolo dello spostamento obiettivo  $d_t$  corrispondente al nodo di controllo.

Tabella 4.20: Caratteristiche del sistema equivalente- dir. E-O

$\Sigma(m\Phi)$	$\Sigma(m\Phi^2)$	$\Gamma$	$m^*$ (Ton)
516.15	484.42	1.065	516.15

Tabella 4.21: Domanda di spostamento - dir. E-O

Parametri	Sistema – $F_{i,m\Phi}$	Sistema – $F_{i,m}$
$F_b$ (N)	1192690.00	1946340.00
$F^*$ (N)	1119357.00	1730780.80
$d^*$ (mm)	47.55	45.35
$K^*$ (N/mm)	99930.01	160099.15
$T^*$ (s)	0.451	0.368
$S_e(T^*)$ (mm/s <sup>2</sup> )	3408.81	3408.81
$S_{De}(T^*)$ (mm/s <sup>2</sup> )	17.61	11.70
$d_t$ (mm)	24.03	14.32

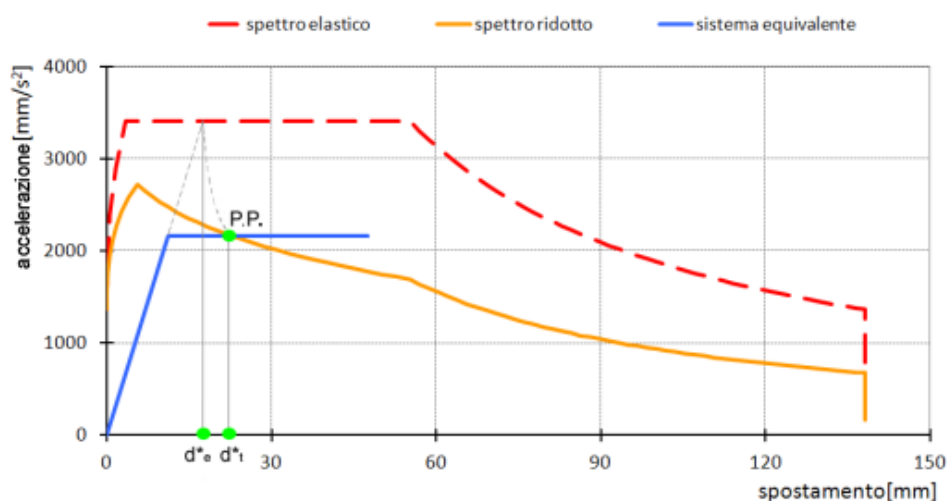
Tabella 4.22: Caratteristiche del sistema equivalente- dir. N-S

$\Sigma(m\Phi)$	$\Sigma(m\Phi^2)$	$\Gamma$	$m^*$ (Ton)
557.48	489.79	1.138	557.48

Tabella 4.23: Domanda di spostamento in direzione N-S

Parametri	Sistema – $F_{i,m\Phi}$	Sistema – $F_{i,m}$
$F_b$ (N)	1187770.00	1687620.00
$F^*$ (N)	1043555.90	1482716.20
$d^*$ (mm)	44.36	46.12
$K^*$ (N/mm)	89900.00	168726.66
$T^*$ (s)	0.495	0.361
$S_e(T^*)$ (mm/s <sup>2</sup> )	3408.81	3408.81
$S_{De}(T^*)$ (mm/s <sup>2</sup> )	21.14	11.27
$d_t$ (mm)	25.45	12.83

direzione E-O - 1° modo



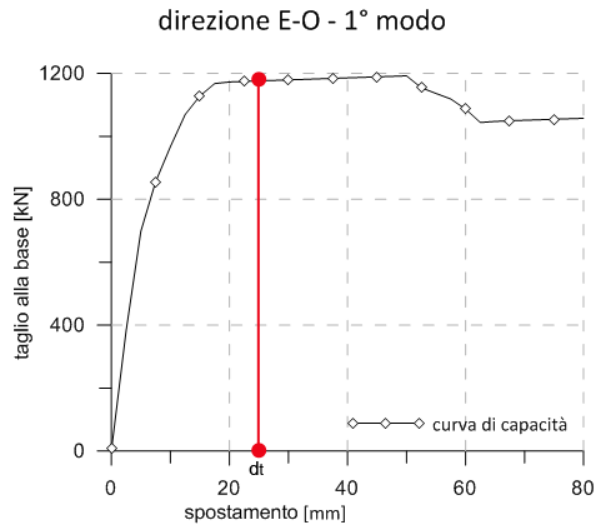


Figura 4.41: Spostamento obiettivo – dir. E-O – sistema  $F_{i,m\phi}$

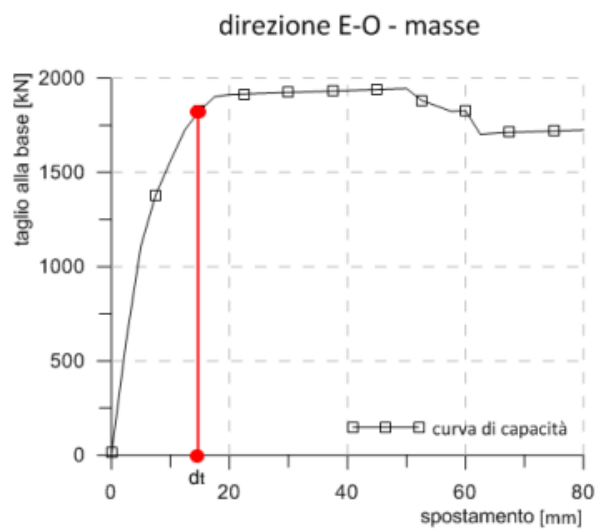
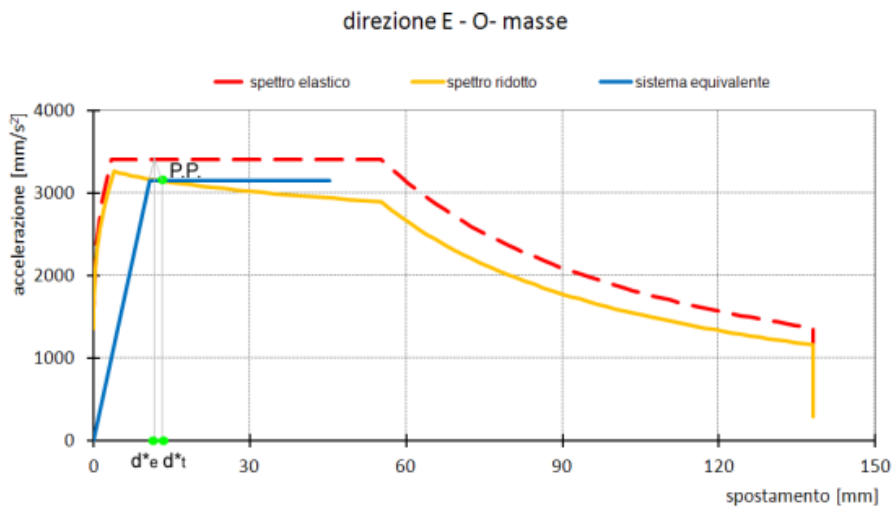


Figura 4.42: Spostamento obiettivo – dir. E-O – sistema  $F_{i,m}$

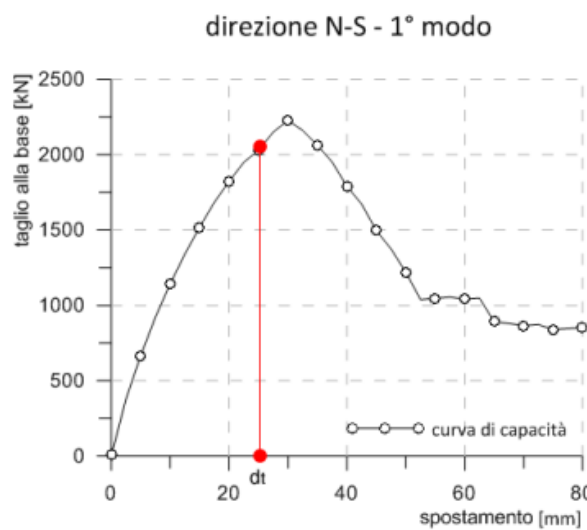
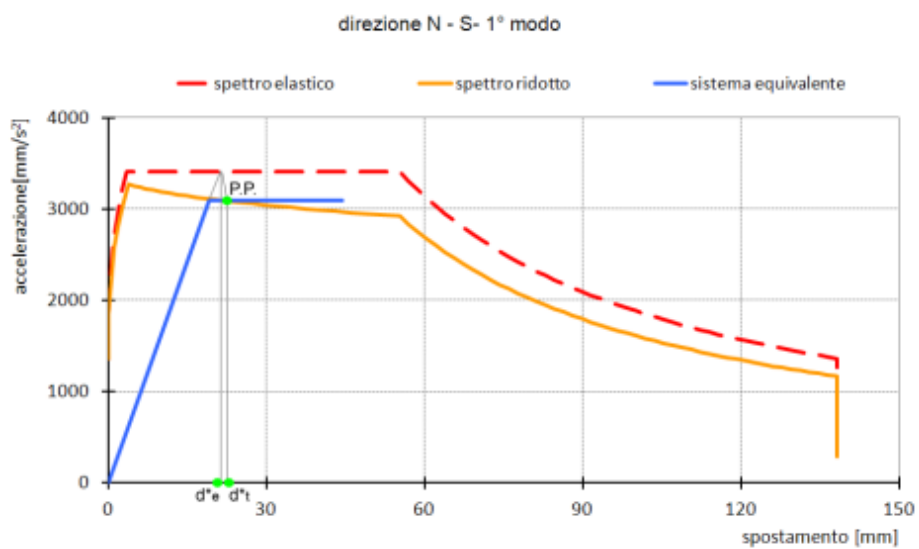
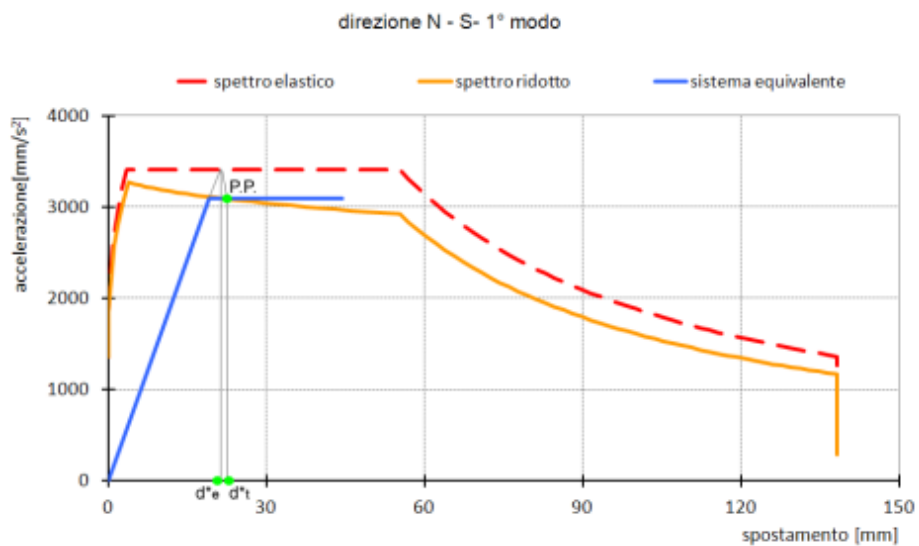


Figura 4.43: Spostamento obiettivo – dir. N-S – sistema  $F_{i,m\phi}$



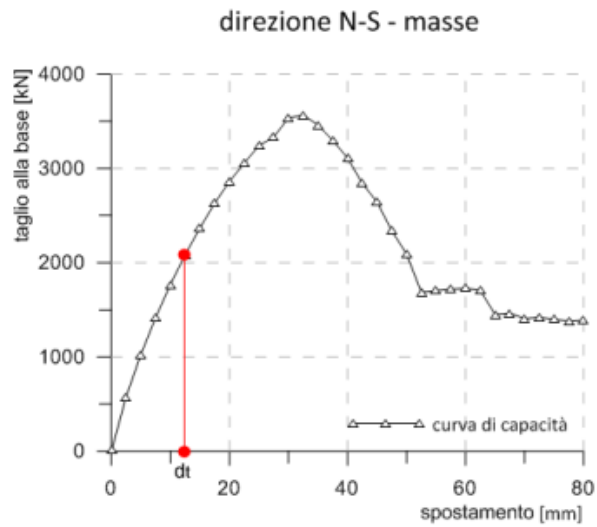
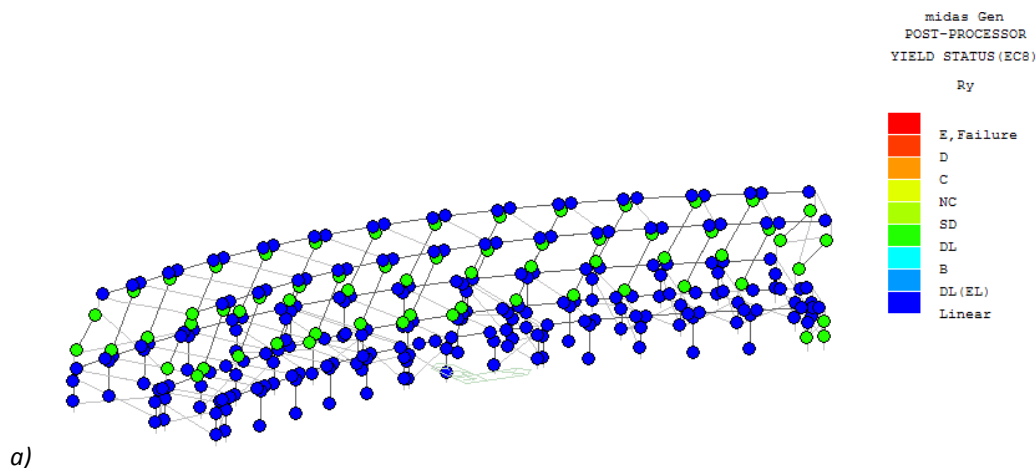


Figura 4.44: Spostamento obiettivo – dir. N-S – sistema  $F_{i,m}$

Lo spostamento obiettivo corrispondente al punto di controllo risulta molto sensibile ai due profili di carico adottati. Infatti, una distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare determina una domanda di spostamento che per entrambe le direzioni è pari a circa 25 mm, mentre una distribuzione di forze proporzionale alle masse conduce a delle richieste di spostamento molto inferiori, pari a circa 13.50 mm. Nonostante queste differenze di risultato finale, la capacità della struttura risulta sempre adeguata alla domanda e quindi i meccanismi duttili, modellati tramite l’inserimento di cerniere plastiche, sono tutti verificati.

Nelle seguenti figure si mettono a confronto lo stato delle cerniere su travi, pilastri e tamponamenti al progredire della forza imposta lungo le direzioni E-O e N-S. Si può notare che in corrispondenza del Performance Point tutti gli elementi strutturali si trovano in campo lineare (*Linear*) o in una situazione di danno lieve (*DL*), mentre a collasso la cerniera rossa (*E, failure*) è sempre posizionata sulle colonne esterne del primo piano. Per quanto riguarda le cerniere nei tamponamenti, la rottura in direzione N-S si innesca nei due tamponamenti al piano primo, mentre in direzione E-O oltre ai due pannelli del primo livello, le rottura interessa anche alcuni pannelli al piano terra.



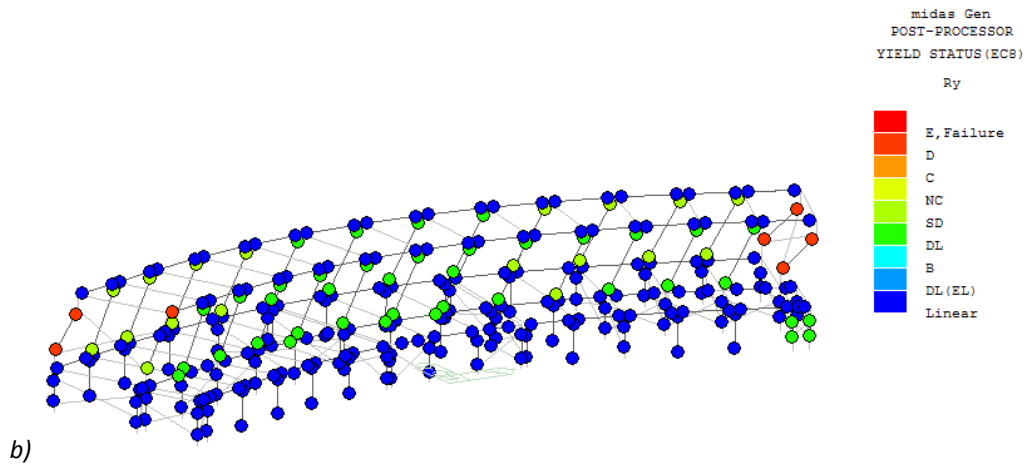


Figura 4.45: Stato delle cerniere in travi e pilastri – 1°m x M – dir. E-O- per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)

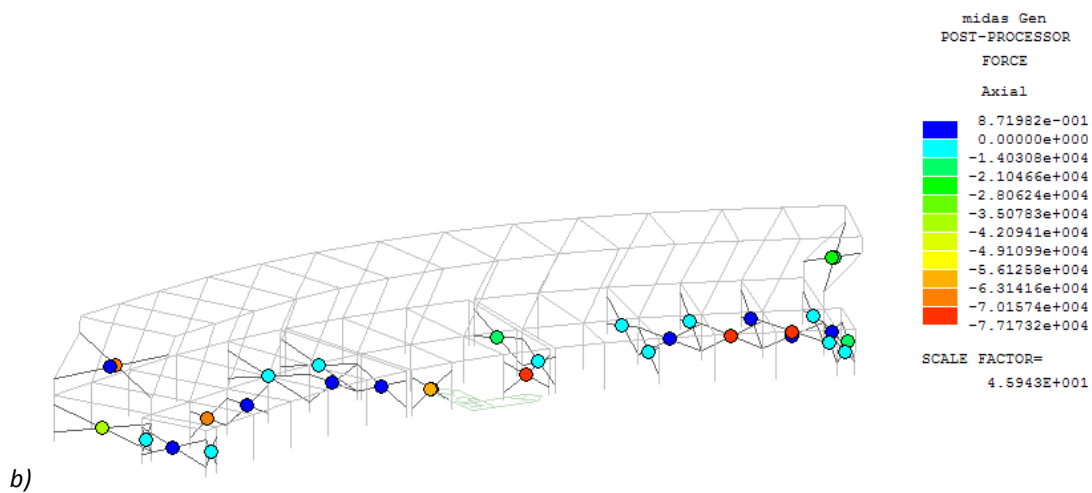
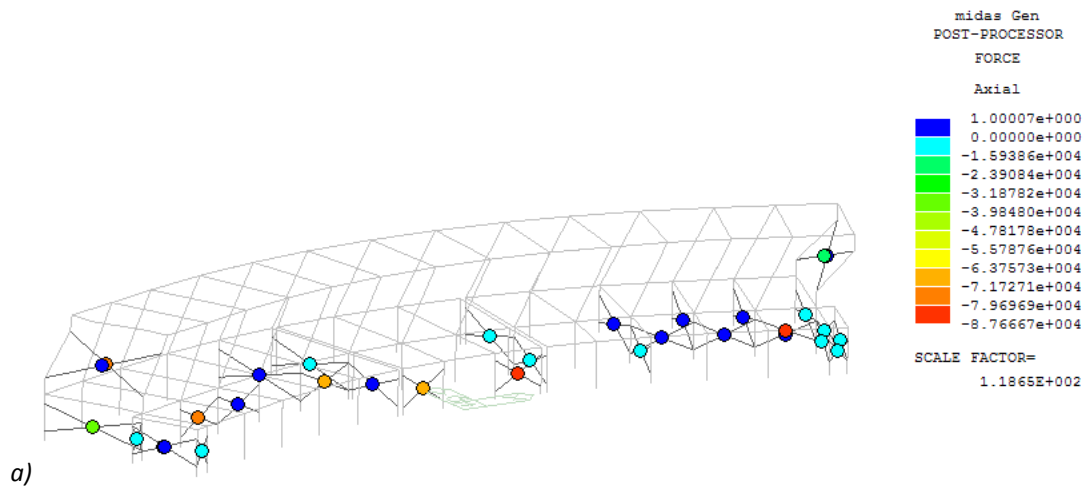


Figura 4.46: Stato delle cerniere nei puntoni diagonali – 1°m x M – dir. E-O- per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)

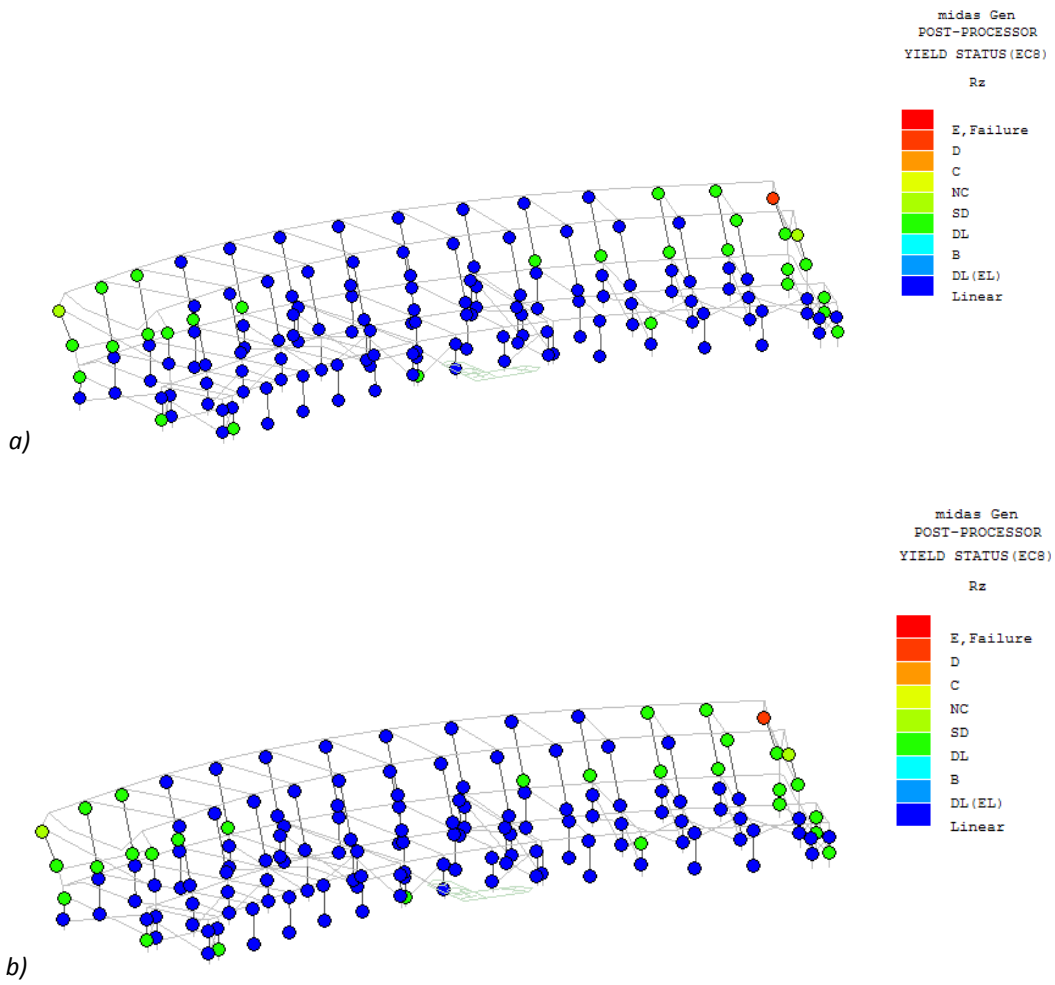
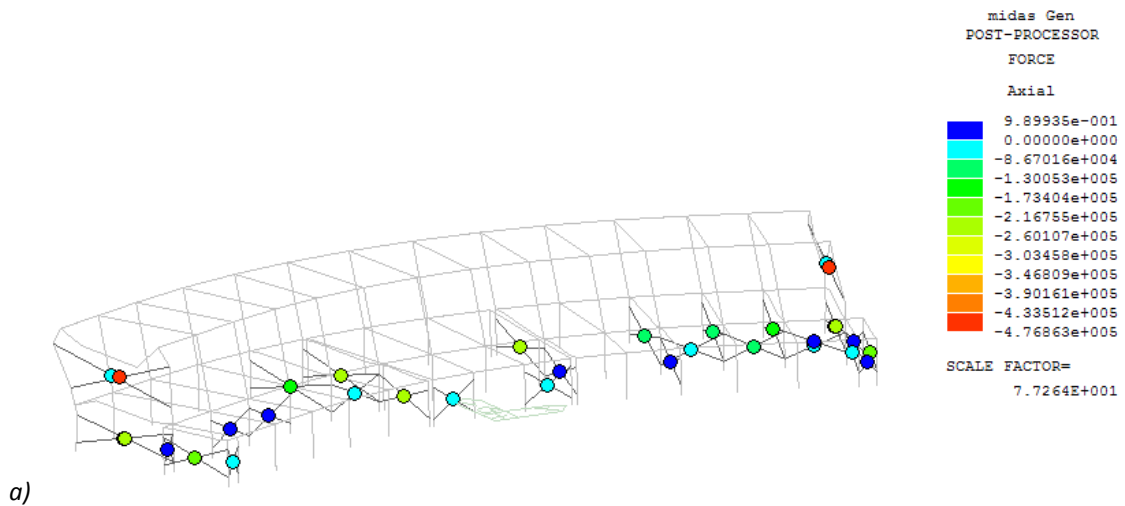


Figura 4.47: Stato delle cerniere in travi e pilastri – 1°m x M – dir. N-S- per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)





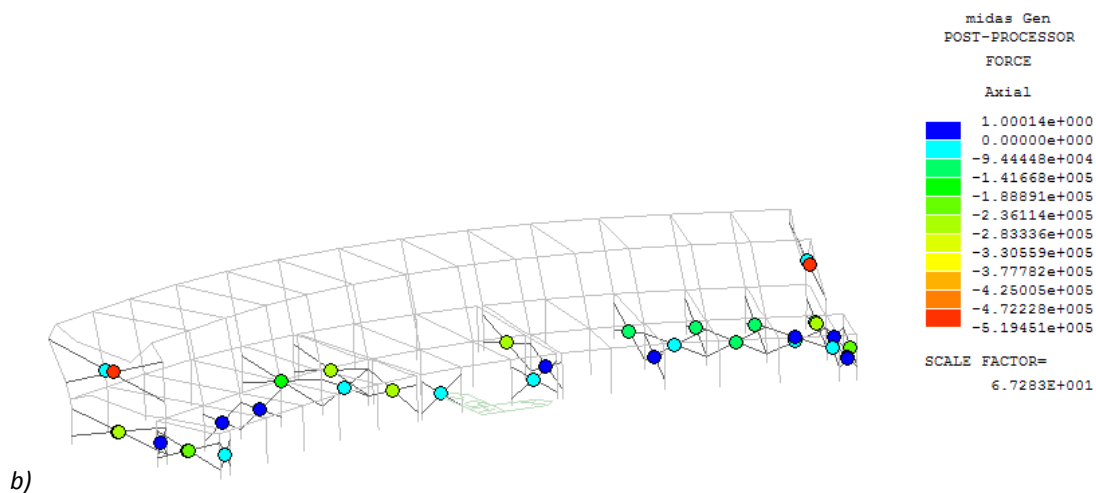


Figura 4.48: Stato delle cerniere nei puntoni diagonali – 1°m x M – dir. N-S- per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)

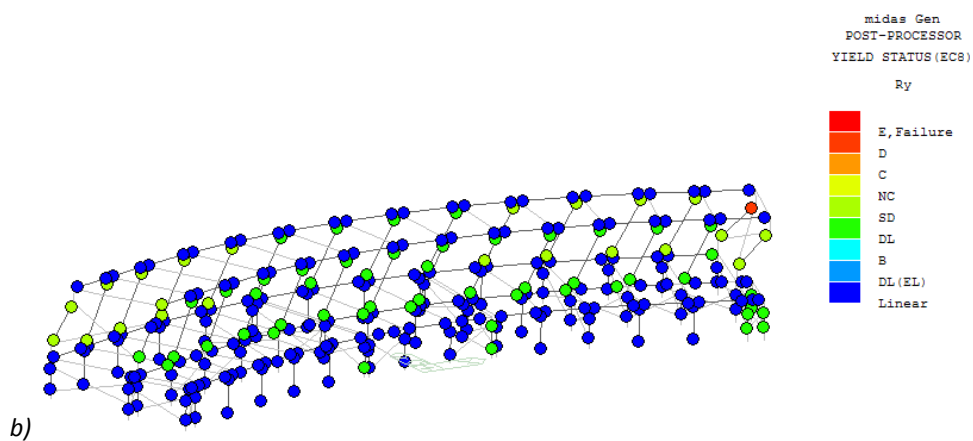
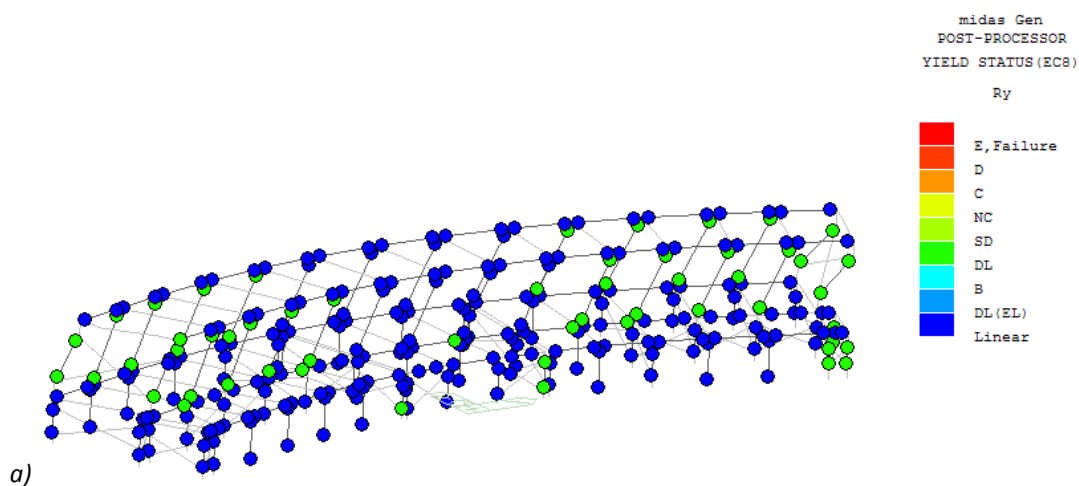


Figura 4.49: Stato delle cerniere in travi e pilastri –M– dir. E-O- per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)

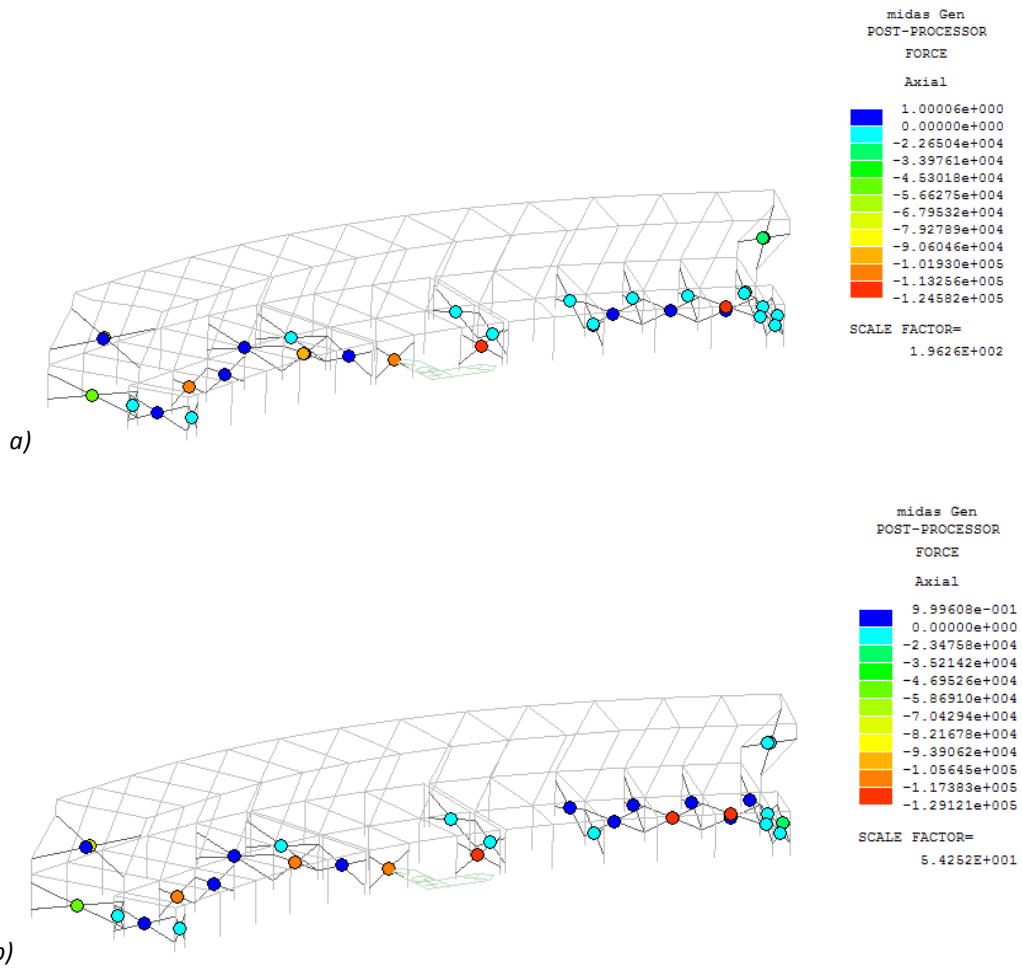
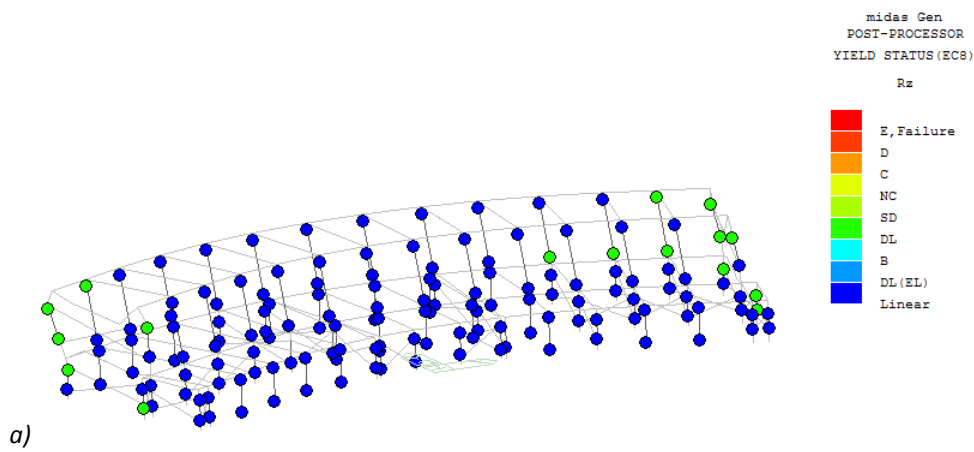


Figura 4.50: Stato delle cerniere nei puntoni diagonali  $-M - dir. E-O-$  per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)



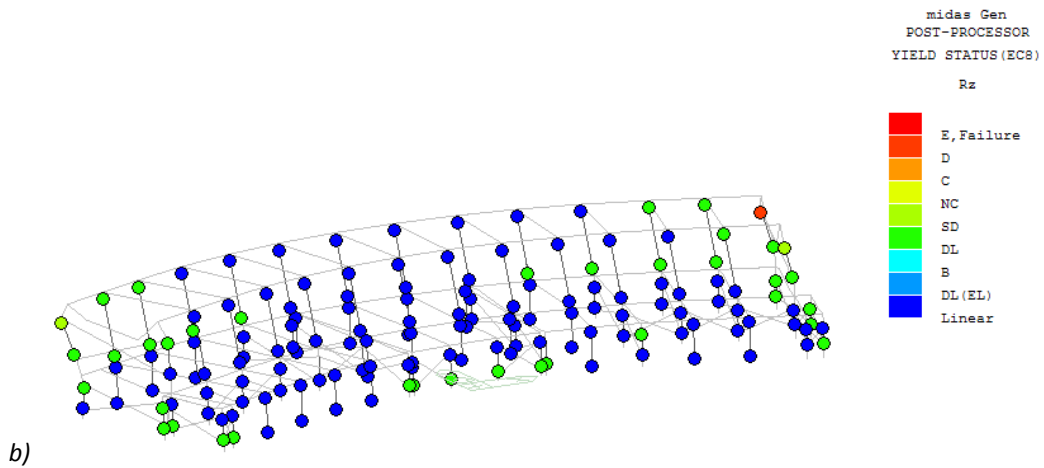


Figura 4.51: Stato delle cerniere in travi e pilastri –M– dir. N-S- per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)

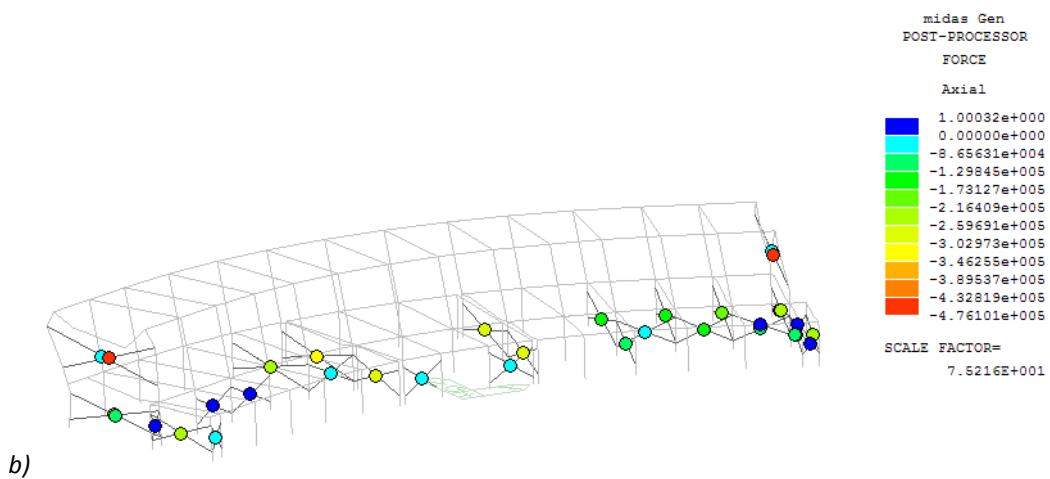
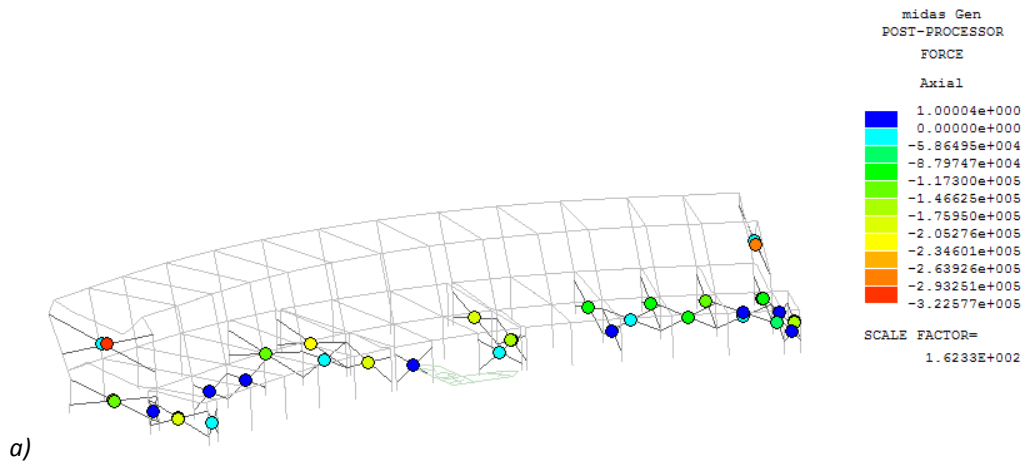


Figura 4.52: Stato delle cerniere nei puntoni diagonali –M– dir. N-S- per spostamento  $d_t$  (a) e a collasso (b)

I meccanismi fragili sono stati verificati a posteriori tramite l'impiego dell'espressione (4.48). Le verifiche sono state condotte solo nei pilastri, poiché su di essi agisce maggiormente l'azione dei puntoni diagonali equivalenti.

Le verifiche non risultano soddisfatte solo per i pilastri sia del piano terra che del primo piano posti lungo gli assi trasversali più esterni (Figura 4.53). La verifica non risulta soddisfatta in direzione E-O per carenze sulla resistenza al taglio di circa il 15% per le colonne poste al piano terra e del 40% per le colonne più snelle del piano primo. In direzione N-S le deficienze strutturali a taglio sono più rilevanti, con resistenze inferiori dal 20% al 40% sia al piano terra che al primo piano.

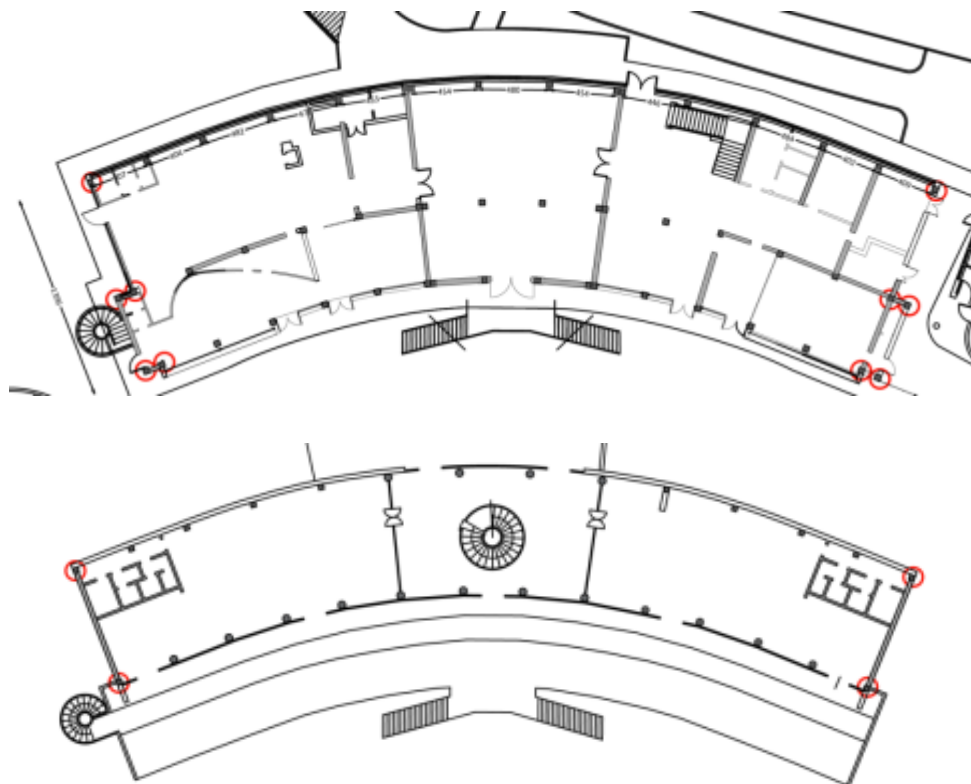


Figura 4.53: Elementi non verificati a taglio

I risultati delle verifiche a taglio mettono in evidenza come anche la configurazione geometrica della pianta può sfavorire la risposta sismica globale della struttura. In questo caso la pianta semicircolare determina una concentrazione degli sforzi di taglio alle estremità dello sviluppo longitudinale dell'edificio, causati da componenti torsionali. In una forma semicircolare l'assenza di una direzione principale valida per tutti i punti della struttura lungo la quale applicare le diverse configurazioni di carico può pertanto influenzare in maniera significativa i risultati di un'analisi statica non-lineare.

E' comunque importante evidenziare che la maggior parte delle verifiche risultano soddisfatte probabilmente anche in relazione all'entità limitata dell'azione sismica agente nel territorio di Venezia Lido ( $a_g=0.072$  g).

#### 4.3.8 – Osservazioni conclusive

Il lavoro eseguito sui due casi studio presentati, ha permesso di analizzare le peculiarità e le problematiche di strutture storiche in cemento armato.

Sono stati presi in considerazione due aspetti principali:

- valutazione dei metodi di calcolo delle strutture in cemento armato agli inizi del '900;
- studio dell'influenza dei tamponamenti sulla risposta sismica globale di un telaio in cemento armato storico, progettato per soli carichi gravitazionali.

I risultati ottenuti sono principalmente i seguenti:

- i coefficienti di sicurezza adottati all'inizio del secolo per la progettazione delle strutture erano molto elevati, correlati alle incertezze teoriche presenti in materia. Gli elementi progettati con il metodo di calcolo Hennebique presentano comunque delle deficienze legate per lo più al superamento degli stati tensionali ammissibili per l'acciaio dell'armatura. Inoltre, è da evidenziare che le verifiche sono state condotte applicando solo carichi gravitazionali e con valore pari a quello previsto dalla normativa di inizio '900. Il riuso di tali strutture comporterebbe un necessario adeguamento dei carichi alle normative vigenti, e, nella maggior parte dei casi, il conseguente progetto di rinforzo per ottenere un incremento della capacità portante. Inoltre, nel caso di edifici con rilevanza strategica o a destinazione pubblica, sarà necessario eseguire analisi strutturali per la conduzione della verifica sismica dell'edificio.
- Le analisi statiche non-lineari eseguite su un telaio in c.a. GLD (Gravity Load Designed) sottolineano il ruolo importante svolto dai tamponamenti sul livello di rigidezza della struttura, e, in particolare, la forte influenza determinata dalla loro distribuzione irregolare, specie in altezza. Un altro elemento fondamentale che condiziona la risposta sismica della struttura è la configurazione irregolare della sua pianta. Sebbene, infatti, il livello dell'azione sismica nella località di ubicazione del telaio in c.a. indagato sia molto basso ( $a_g=0.072 g$ ), i pilastri posizionati agli estremi della pianta semicircolare dell'edificio risultano non verificati alle azioni taglianti.



## Capitolo 5 – Conclusioni

In questo capitolo sono illustrate le osservazioni finali derivanti dai risultati ottenuti dalla sperimentazione e dalle analisi analitiche e numeriche svolte.

Il presente lavoro di tesi si è proposto di approfondire alcuni aspetti riguardanti il recupero di edifici storici in cemento armato, da una parte attraverso sperimentazione in laboratorio di tecniche per il ripristino e il rinforzo di travi e colonne in c.a. e dall'altra attraverso la valutazione del livello di sicurezza di due casi studio. Le conclusioni, pertanto, riguardano la valutazione dell'effettiva efficacia di tecniche di ripristino con malte e di tecniche di rinforzo con SRG, e la valutazione del livello di sicurezza di strutture in c.a. progettate con normative risalenti ai primi decenni del '900.

I risultati ottenuti, sia numerici che sperimentali, hanno aperto nuovi interrogativi e prodotto la necessità di esplorare ulteriori aspetti. A conclusione del lavoro, pertanto, sono presentati futuri campi di indagine per i quali sarà necessario pianificare nuovi programmi di ricerca sperimentale e studi numerici.

### 5.1 – Elementi Ripristinati

Le prove a compressione e a flessione, rispettivamente, su colonne e su travi in c.a. ripristinate, sono state eseguite per valutare l'efficacia di interventi di ripristino nel recupero della capacità portante originaria degli elementi. E' stata investigata, in particolare, l'influenza delle caratteristiche meccaniche del prodotto da ripristino sulla capacità portante finale dell'elemento. La campagna di prove ha permesso di individuare le applicazioni di malta più efficaci, di individuarne i limiti e gli sviluppi futuri.

In generale, le tre malte da ripristino applicate non sono in grado di recuperare la capacità portante originaria degli elementi in c.a. In particolare, nelle colonne la riduzione di capacità portante è variabile dal -5% al -15% rispetto alle colonne di controllo, mentre nelle travi, il carico ultimo sopportato dipende molto dalla posizione del ripristino. Nel caso di ripristino posto all'intradosso la riduzione media è del 12%, mentre con ripristino all'estradosso si registra un -6% di carico massimo rispetto a quello registrato dalle travi di controllo. La differente percentuale di armatura nelle travi determina variazioni significative di carico massimo rispetto agli elementi di controllo solo nel caso di strati di ripristino all'intradosso. Nelle travi con maggiore percentuale di armatura tesa la riduzione della capacità portante è di circa il 9%, mentre nelle travi con minore percentuale di barre di armatura tese il decremento è del 14%.

Nelle colonne ripristinate la differenza di modulo elastico e di resistenza a compressione tra la malta e il calcestruzzo determina variazioni nella rigidità e nel comportamento globale.

Il quadro fessurativo che si sviluppa nelle colonne ripristinate è molto più diffuso rispetto a quello nelle colonne di controllo. Tuttavia, sebbene la delaminazione si verifichi in tutti gli elementi ripristinati, nelle colonne con malta *a*, avente la maggiore resistenza a compressione rispetto al substrato e modulo elastico molto simile, il distacco dello strato di ripristino avviene localmente dopo aver raggiunto il carico massimo. Tale tipo di malta subisce deformazioni pressoché coincidenti con quelle delle barre che ingloba, mentre la collaborazione e il trasferimento delle tensioni risulta meno efficiente nelle colonne ripristinate con gli altri due tipi di malte, dotate di moduli elastici inferiori rispetto a quelli del substrato e resistenza a compressione inferiore (malta *b*) o leggermente superiore (malta *ab*).

La rigidità di tutte le colonne ripristinate è inferiore rispetto a quella delle colonne di controllo: durante la fase elastica le colonne ripristinate con malta tipo *a* sviluppano le minori deformazioni assiali (-13%), mentre le malte *b* e *ab* determinano riduzioni, rispettivamente, del 37% e del 45%.

Nelle travi l'effetto più significativo dell'applicazione di malte da ripristino si verifica quando lo strato di ripristino è posto all'intradosso. In tali casi l'incremento del carico di prima fessurazione è di circa il 20%, grazie alla maggiore resistenza a trazione delle malte rispetto a quella del calcestruzzo. L'effetto è più evidente nelle travi con maggiore percentuale di armatura tesa: +35% nelle travi tipo A e +5% nelle travi tipo B. Dopo la fessurazione, la presenza del ripristino induce l'anticipazione del punto di snervamento per le travi con maggiore percentuale di armatura e, viceversa, un incremento del carico di snervamento per le travi con minore quantità di armatura tesa.

Nelle travi con ripristino in zona tesa le fessure nel calcestruzzo sono concentrate nella zona a momento costante e si propagano all'interfaccia calcestruzzo-malta e nello strato di ripristino; negli elementi con ripristino all'estradosso il comportamento e i quadri fessurativi sono molto più simili a quelli delle travi di controllo con lesioni che si propagano lungo tutta l'altezza e la luce della trave.

Per quanto riguarda la rigidità, in fase elastica le travi tipo A, maggiormente armate, sono caratterizzate da una rigidità globale pari a circa la metà quella dell'elemento di controllo. Le travi a minor percentuale di armatura, invece, sviluppano rigidità paragonabili a quelle dell'elemento interamente in c.a.. A fessurazione avvenuta, la rigidità degli elementi dipende principalmente dalla posizione del ripristino: le travi con ripristino in zona tesa presentano una rigidità nettamente inferiore a quella degli elementi di controllo, mentre i ripristini all'estradosso consentono alle travi di sviluppare rigidità molto simili a quelle delle travi di controllo.

## 5.2 – Elementi Ripristinati e Rinforzati

La tecnica di rinforzo con materiale composito SRG è stata testata su travi in cemento armato preventivamente ripristinate all'intradosso con uno strato di malta da ripristino di 50 mm. L'abbinamento ripristino-rinforzo è il maggiore carattere innovativo di tale sperimentazione. Nella pratica, spesso, prima dell'applicazione di uno strato di rinforzo è necessario rimuovere lo strato di calcestruzzo ammalorato, provvedere alla pulizia delle barre e alla ricostruzione della sezione resistente con malte da ripristino. Le prove sono state pianificate per verificare l'effetto dello strato di rinforzo sul



funzionamento dell'interfaccia tra ripristino e trave originaria, grazie anche alla possibilità di paragonare i risultati ottenuti con quelli derivanti dalle prove a flessione su travi semplicemente ripristinate all'intradosso.

La tecnica di rinforzo con SRG prevede l'incollaggio delle fibre di acciaio con malte. Il problema della selezione della matrice più idonea è stato affrontato mediante l'esecuzione di prove di pull-off su otto differenti strisce di SRG applicate ad una lastra in c.a.. Sebbene il pull-off test sia un test semplice ed economico per valutare l'adesione tra i materiali, l'esecuzione dell'intaglio per l'applicazione del tassello di prova è particolarmente problematica in presenza di fibre di acciaio, in quanto la macchina carotatrice provoca lo sfilamento delle fibre e non il taglio.

Nonostante la difficoltà di incisione del materiale SRG, la prova ha condotto a rotture localizzate all'interfaccia calcestruzzo-SRG e ha permesso di selezionare due matrici.

Le prove locali sono state funzionali alla pianificazione ed esecuzione delle prove su travi ripristinate e rinforzate. Il diverso valore di adesione delle due malte al substrato ha determinato differenti modalità di rottura. La malta con maggiore aderenza determina la delaminazione del materiale composito nel suo complesso, mentre la malta più 'debole' provoca la delaminazione della sola fibra di acciaio e la matrice rimane ancorata al substrato.

I valori di carico massimo registrati per le travi rinforzate e ripristinate e per la trave in c.a. con solo rinforzo all'intradosso sono praticamente uguali, con variazioni trascurabili (in media -1/2%). La presenza della doppia interfaccia calcestruzzo-malta e malta-SRG non costituisce un elemento di debolezza. Nel caso siano presenti dispositivi per migliorare l'ancoraggio dei tessuti, infatti, la presenza della fibra all'intradosso migliora il comportamento della trave ripristinata.

Rispetto ad una trave di controllo semplicemente in c.a. l'incremento di carico apportato dall'applicazione di fascia di SRG di 80 mm è in media del 13%.

Secondo le conclusioni sopra riportate, si può affermare che l'associazione di una tecnica di ripristino con malta e di un rinforzo con uno strato di materiale composito SRG è un intervento in grado di ripristinare la capacità portante originaria di una trave in c.a. e anche di migliorarla leggermente.

## 5.3 – Modellazione FE

La modellazione FE degli elementi sottoposti a prova in laboratorio ha permesso di ricavare informazioni aggiuntive relative a deformazioni e tensioni specialmente all'interfaccia calcestruzzo-malta da ripristino. La scelta di eseguire dei modelli piani degli elementi è scaturita dalla necessità di procedere per step, a partire da una prima calibrazione delle leggi costitutive non-lineari dei materiali.

La fase di modellazione ha condotto ai seguenti risultati:

- i modelli relativi alle colonne riescono a predire l'andamento sperimentale delle tensioni-deformazioni delle barre di armatura anche sotto l'ipotesi di perfetta aderenza delle barre al materiale che le ingloba, con considerevole riduzione dell'onere computazionale;

- nelle travi è risultato difficoltoso riprodurre il comportamento sperimentale per frecce in mezzeria superiori a 12-15 mm. Questo conduce spesso alla sottostima del carico massimo sopportato dagli elementi;
- i quadri fessurativi prodotti dai modelli numerici, in genere, ben approssimano quanto si verifica in fase sperimentale;
- nelle travi i valori di tensione e deformazione tangenziali all'interfaccia calcestruzzo-malta da ripristino nel caso di presenza di strato di rinforzo all'intradosso sono inferiori e più omogenei, soprattutto in mezzeria della trave, rispetto a quelli ottenuti per elementi con semplice ripristino in zona tesa, a conferma della buona efficacia dell'applicazione di fibre SRG.

I modelli 2D realizzati potrebbero essere raffinati e le leggi costitutive di interfaccia potrebbero essere tarate su nuove prove sperimentali locali specifiche, di taglio per l'interfaccia calcestruzzo-malta e di pull/sfilamento per l'interfaccia calcestruzzo-malta-SRG, per migliorare le previsioni del comportamento degli elementi.

## 5.4 – Sicurezza strutture storiche in c.a.

Il progetto di una trave e di una soletta in c.a. realizzati nei primi decenni del '900 secondo il brevetto Hennebique ha permesso di comprendere le principali peculiarità di tale metodo di calcolo. Gli stessi elementi strutturali sono stati, poi, verificati impiegando il metodo alle tensioni ammissibili e agli stati limite. La maggior parte delle verifiche ha avuto esito positivo. Tale risultato è attribuibile agli elevati livelli di sicurezza previsti dal metodo di calcolo Hennebique, in grado di sopperire alla scarsità di studi teorici presenti in materia agli inizi del '900, e all'ottima qualità dei materiali impiegati nella realizzazione degli elementi strutturali.

In particolare, in fase di recupero di strutture in c.a., realizzate secondo il metodo di calcolo Hennebique, le verifiche degli elementi potrebbero non essere soddisfatte a causa dei più alti valori di carico previsti dalle normative attuali. Inoltre, la quantità di piattine resistenti a taglio, generalmente presente negli elementi tipo Hennebique, non soddisfa la capacità di resistenza tagliente imposta dalla normativa vigente; tuttavia, le tipiche barre longitudinali che si inclinano verso gli appoggi spesso permettono, con i loro diametri elevati, di sopportare anche elevati sforzi di taglio.

Le analisi statiche non-lineari condotte su un telaio in c.a., modellato con tamponamenti e senza, realizzato nei primi decenni del '900, hanno permesso di valutare l'influenza della disposizione in pianta e in altezza dei tamponamenti e gli effetti sulla rigidezza globale della struttura. All'edificio sono state applicate due differenti distribuzioni di forze per ogni sua direzione principale: la prima proporzionale alle masse e la seconda proporzionale al prodotto fra le masse e gli spostamenti del primo modo di vibrare. Nel caso di piano terra con numerosi tamponamenti diffusi (piano terra rigido) e di un piano primo con pochi tamponamenti e lungo un'unica direzione si instaura un meccanismo di piano soffice al primo livello. Le principali differenze di comportamento tra struttura a telaio puro e struttura con tamponamenti inseriti si verificano lungo la direzione meno rigida. Nel modello tamponato il taglio alla base subisce notevoli incrementi di valore, ma alla rottura dei pannelli murari il taglio diminuisce sino a riportarsi a valori prossimi a quelli registrati per il telaio puro.

Lo spostamento obiettivo nelle due direzioni principali della struttura risente molto dei due profili di carico adottati nelle analisi; tuttavia, tutti i meccanismi duttili risultano verificati.

I risultati delle verifiche a taglio, invece, mettono in evidenza che la configurazione geometrica della pianta può essere determinante sulla risposta sismica globale della struttura. La pianta semicircolare del caso studio determina una concentrazione degli sforzi di taglio alle estremità dello sviluppo longitudinale dell'edificio, in quanto non esiste una direzione principale valida per tutti i punti della struttura lungo la quale applicare le diverse configurazioni di carico.

## 5.5 – Futuri sviluppi

Le conclusioni sopra riportate sull'efficacia delle tecniche di ripristino con malte e di tecniche di rinforzo con SRG sono basate su una variazione molto limitata delle caratteristiche meccaniche delle malte e sono state condotte su un numero limitato di provini. I risultati ottenuti possono, pertanto, essere approfonditi, ampliati e confermati tramite l'esecuzione di ulteriori studi e analisi, come di seguito riportato.

- Pianificazione di prove sperimentali locali di taglio per la valutazione della resistenza di interfaccia calcestruzzo-malta. Le variabili da adottare nella realizzazione dei provini dovrebbero essere: la rugosità della superficie di interfaccia, mix design diversificati del calcestruzzo (per la riproduzione anche di calcestruzzi storici), malte dotate di caratteristiche meccaniche molto diverse e molto simili a quelle del substrato.
- Pianificazione di prove di sfilamento per la valutazione dell'aderenza tra materiale SRG e substrato cementizio. Le variabili da adottare nella realizzazione dei provini dovrebbero essere: matrici cementizie con caratteristiche meccaniche molto simili e molto diverse rispetto a quelle del substrato, fibre di acciaio a diversa densità e substrato cementizio con diversi mix design.
- Calibrazione delle leggi di interfaccia calcestruzzo-malta e malta (o calcestruzzo)-SRG da implementare nei programmi di calcolo per la valutazione del comportamento degli elementi strutturali ripristinati e/o rinforzati sulla base dei risultati ottenuti dalle prove locali di aderenza.
- Sviluppo di modelli 3D di travi e colonne ripristinate o/e rinforzate per la conduzione di analisi parametriche mediante FEM. I parametri principali dovrebbero essere: la resistenza a compressione e il modulo elastico del substrato in calcestruzzo e della malta da ripristino, la coesione e l'angolo di attrito della superficie di interfaccia calcestruzzo-malta, la resistenza a trazione e lo scorrimento tra malta (o calcestruzzo) e SRG per simulare l'impiego di matrici di incollaggio delle fibre di rinforzo dotate di diverse caratteristiche meccaniche.
- Conduzione di prove di fatica su travi ripristinate e rinforzate.

Per quanto concerne il filone 'casi-studio' sarebbe molto utile e interessante:

- condurre nuove analisi non-lineari su telai in cemento armato, tamponati e non, adottando modelli a plasticità diffusa per eseguire un paragone con i risultati ottenuti da modelli a plasticità concentrata;
- eseguire analisi dinamiche non-lineari spettro compatibili da confrontare con quelle statiche non-lineari per comprendere le differenze e valutare la loro efficacia;
- implementare nuove leggi costitutive del comportamento ciclico dei tamponamenti, sulla base delle prove sperimentali che sono attualmente in corso di svolgimento presso l'Università di Padova. La campagna sperimentale prevede lo svolgimento di prove cicliche nel piano e fuoripiano

su una campata tamponata di un telaio in c.a. in scala reale. I tamponamenti sono composti da differenti tipologie di blocchi, hanno diverse altezze e in parte sono realizzati in muratura armata.

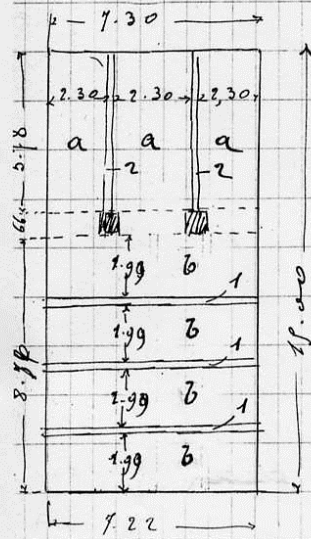
# Allegato A



(C1)

$\frac{399^A}{7940}$	<b>Ing. G. A. PORCHEDDU</b> UFFICIO TECNICO HENNEBIQUE	$\frac{4-7}{1900}$
Serie di <i>Tornio</i>		N. 399A
Oggetto: <i>Solai per Dormitori delle prigioni</i>		
Località: <i>Padova</i>		
Proprietario:		
Ing. o Arch: <i>G. Meloni</i>		Superficie: m. q.
Impresa:		Sopraccarico: <i>300</i> kg. al m <sup>2</sup>

Locale N° 1



Sollette a  
12cm

$$M = \frac{600 \times 2.30^2}{10} = 317$$

$$2h = \sqrt{\frac{317}{25}} = 36\% \quad h_1 = 120 - (36 + 24) = 60\%$$

$$S = \frac{317 \times 1000}{2 \times 10 \times 60} = 264\% \quad 4 \times 2 \times 9\%$$

Sollette b  
12cm

$$M = \frac{600 \times 1.99^2}{10} = 240$$

$$2h = \sqrt{\frac{240}{25}} = 31 \quad h_1 = 120 - (31 + 24) = 65$$

$$S = \frac{240 \times 1000}{2 \times 10 \times 65} = 190\% \quad 3 \times 2 \times 9\%$$

Travi 1

20/30 *Cano* 600 x 2.20 =  $\frac{1350}{1460}$

$$M = \frac{1460 \times 7.22^2}{10} = 1590 \text{ kgm}$$

(C2)

$$H = \frac{79000}{2 \times 12 \times 28 \times 223} = 58\%$$

$$H + \eta = 300 + 60 - 40 = 320 \quad H = 90\% \quad H = 230\%$$

$$S = \frac{790000}{2 \times 10 \times 230} = 1680\%$$

4.8. 23%

$$\text{Staffe } T = \frac{1480 \times 7.22}{2} = 9390 \quad S = 96$$

$$s = 20\% \quad h = 32\% \quad \alpha = 27\%$$

$$\Delta = 27-28-30-33-37-42-48-54-62 *$$

$$N = 2 \times 17 = 34$$

$$S_v = 82\%$$

travi 2  
20/30

$$\text{Carico } 600 \times 2.50 = 1500$$

$$M = \frac{1650 \times 5.78^2}{10} = 9520$$

$$S = \frac{9520000}{2 \times 10 \times 230} = 1200\%$$

4.8. 20%

$$\text{Staffe } T = \frac{1650 \times 5.78}{2} = 4770$$

$$S = 85\%$$

$$s = 20\% \quad h = 32\% \quad \alpha = 30\%$$

$$\Delta = 29-30-32-35-39-44-50-58 *$$

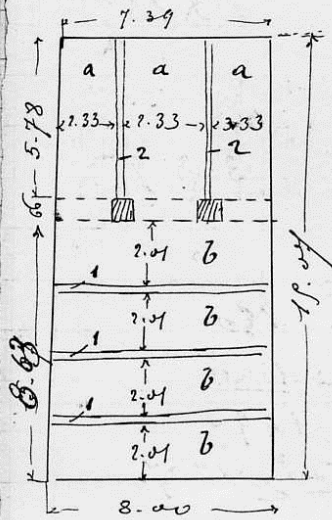
$$N = 2 \times 14 = 28$$

$$S_v = 82\%$$



(C3)

Locale N° 2



Solette a  
12cm

48'9"

Solette b  
12cm

38'9"

Travi 1  
20/30

$\rho$  150  
Carico  $600 \times 2.21 = 1326$   
1476

$M = \frac{1476 \times 8.00^2}{10} = 9430$

$S = \frac{9430000}{2 \times 10 \times 230} = 2060$

48'26"

Stappe  $T = \frac{1476 \times 8.00}{2} = 5900$   
 $S = 109 \text{ m}^2$

$s = 40\%$   $l = 32\%$   $x = 24\%$

$\Delta = 24-25-27-30-34-39-44-51-49-67^*$

N° 2 x 19 = 38

Sr = 82%

Travi 2  
20/30

$\rho$  150  
Carico  $600 \times 2.83 = 1698$   
1670

$M = \frac{1670 \times 5.78^2}{10} = 5600$

48'20"

Stappe  $40\%$

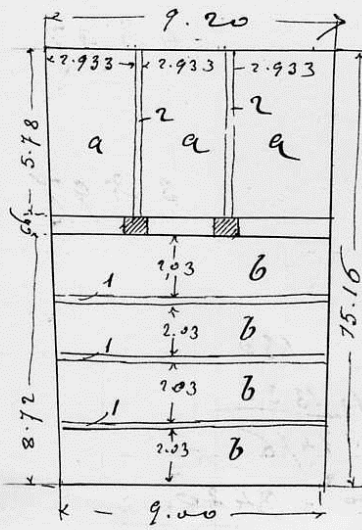
$\Delta = 24-30-32-38-39-44-50-58^*$

N° 2 x 14 = 28

Sr 82%

# Locale N° 5

(C4)



Solette a 4 x 13  $\frac{m}{m}$   
12cm

Solette b 3 x 9  $\frac{m}{m}$   
12cm

Travi 1  $\beta$  180  
20/30  $\text{Carico } 600 \times 2.23 = 1340$   
1490  
 $M = \frac{1490 \times 9.00^2}{10} = 12070$

$$H = \frac{1207000}{2 \times 12 + 28 \times 223} = 92 \frac{m}{m}$$

$$H_1 = 300 + 60 - (92 + 48) = 220 \frac{m}{m} < 230 \frac{m}{m}$$

$$S = \frac{12070000}{2 \times 10 \times 220} = 2750 \frac{m^2}{m} \quad 4 \times 30 \frac{m}{m}$$

Staffe  $T = \frac{1490 \times 9.00}{2} = 6700$   
 $S = 119$

$s = \frac{60}{2} \quad \lambda = 31 \quad \alpha = 26 \%$   
 $A = 15-26-28-31-35-40-46-52-60-69-78 \quad * \quad n = 7 \times 28 = 42$   
 $S_v = 82 \%$

Travi 2  $\beta$  180  
20/30  $\text{Carico } 600 \times 3.13 = 1880$   
 $M = \frac{2030 \times 5.78^2}{10} = 6280$  4 x 22  $\frac{m}{m}$

$T = \frac{2030 \times 5.78}{2} = 5870$   
 $S = 109$   
 $s = \frac{40}{2} \quad \lambda = 32 \quad \alpha = 24 \%$   
 $\Delta = 22-23-28-28-32-37-43-50-58 \quad * \quad n = 2 \times 16 = 32$   
 $S_v = 82 \%$





## Allegato B



ID Provino

Profondità di carbonatazione – superiore/inferiore [mm]

soletta C1 vano 00.109

5/35



soletta C2 01.034

15/45



soletta C3 vano 01.032

15/70



pilastro CP1 vano 00.109

35/15



trave CT1 vano 00.109

80/100



trave CT2 vano 01.032

-

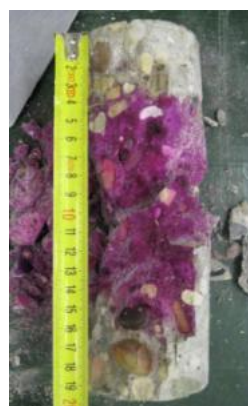




---

trave CT3 vano 01.035

10/45



Soletta

campione C1

vano 00.109



Aggregato grossolano

Tipologia	ghiaietto, ghiaia
Dimensioni	da 4 a 23 mm, con prevalenti 8 mm
Distribuzione	bimodale
Classazione	poco selezionato
Forma	naturale
Sfericità	medio-bassa
Arrotondamento	molto arrotondato
Distribuzione	omogenea
Orientazione	non orientato
Composizione minero-petrografica	predominanti clasti di natura carbonatica (calcari e dolomie, con prevalenza di quest'ultime), con poche rocce magmatiche di natura intrusiva (graniti) e rari calcari selciferi

Aggregato fine

Tipologia	sabbia grossa (1-4 mm), prevalente sabbia fine (500-1000 $\mu\text{m}$ )
Forma	isodiametrica
Distribuzione	omogenea

Legante

Struttura	omogenea
Tessitura	microcristallina
Distribuzione	omogenea

## Porosità

Distribuzione	omogenea
Forma	sferica
Dimensioni massime	submillimetriche
Dimensioni medie	submillimetriche
Cracking	assente
Porosità da ritiro attorno all'aggregato grossolano	limitata

## Rapporti volumetrici (stima indicativa)

Legante	20%
Aggregato fine	33%
Aggregato grossolano	40%
Vuoti	7%

Soletta  
campioneC2  
vano 01.034



#### Aggregato grossolano

Tipologia	ghiaietto, ghiaia
Dimensioni	da 4 a 40 mm, con prevalenti 12 mm
Distribuzione	unimodale
Classazione	poco selezionato
Forma	naturale
Sfericità	media
Arrotondamento	molto arrotondato
Distribuzione	non omogenea (aumento di concentrazione nella zona inferiore del provino, quasi assente in un'area mediana di circa 15 mm di altezza)
Orientazione	non orientato
Composizione minero-petrografica	dominanti clasti di natura carbonatica (calcari e dolomie, con prevalenza di quest'ultime), con comuni rocce magmatiche di natura intrusiva (graniti e gabbri), selci e calcari selciferi.

#### Aggregato fine

Tipologia	prevalente sabbia grossa (1-4 mm), sabbia fine (500-1000 $\mu\text{m}$ )
Forma	isodiametrica
Distribuzione	non omogenea (aumento di concentrazione nella zona mediana del provino, diminuzione in quella inferiore)

#### Legante

Struttura	omogenea
Tessitura	microcristallina

Distribuzione	non omogenea (diminuzione di concentrazione nell'area inferiore più ricca in aggregato grossolano)
---------------	--

## Porosità

Distribuzione	omogenea (aumento di concentrazione nell'area inferiore più ricca in aggregato grossolano)
Forma	sferica, allungata
Dimensioni massime	2 mm
Dimensioni medie	submillimetriche
Cracking	assente
Porosità da ritiro attorno all'aggregato grossolano	presente nell'area inferiore del provino

## Rapporti volumetrici (stima indicativa)

Legante	18%
Aggregato fine	27%
Aggregato grossolano	47%
Vuoti	8%

Soletta

campione C3

vano 01.032



## Aggregato grossolano

Tipologia	ghiaietto, ghiaia
Dimensioni	da 4 a 15 mm, con prevalenti 6 mm
Distribuzione	unimodale
Classazione	moderatamente selezionato
Forma	naturale
Sfericità	medio-bassa
Arrotondamento	molto arrotondato
Distribuzione	omogenea
Orientazione	non orientato
Composizione minero-petrografica	predominanti clasti di natura carbonatica (calcari e dolomie, con prevalenza di quest'ultime), rare rocce magmatiche di natura intrusiva (graniti) ed effusiva (rioliti) e rare rocce scistose

## Aggregato fine

Tipologia	sabbia grossa (1-4 mm), prevalente sabbia fine (500-1000 $\mu\text{m}$ )
Forma	isodiametrica
Distribuzione	omogenea

## Legante

Struttura	omogenea
Tessitura	microcristallina
Distribuzione	omogenea

## Porosità

Distribuzione	omogenea
Forma	sferica, allungata
Dimensioni massime	4 mm
Dimensioni medie	1-2 mm
Cracking	assente
Porosità da ritiro attorno all'aggregato grossolano	media in aree ben definite (nidi di ghiaia)

## Rapporti volumetrici (stima indicativa)

Legante	20%
Aggregato fine	20%
Aggregato grossolano	55%
Vuoti	10%

Pilastro  
campione CP1  
vano 00.109



Aggregato grossolano	
Tipologia	ghiaietto, ghiaia
Dimensioni	da 4 a 20 mm, con prevalenti 9 mm
Distribuzione	unimodale
Classazione	ben selezionato
Forma	naturale
Sfericità	media
Arrotondamento	molto arrotondato
Distribuzione	omogenea
Orientazione	non orientato
Composizione minero-petrografica	predominanti clasti di natura carbonatica (calcari e dolomie, con prevalenza di quest'ultime), con rari calcari selciferi e rocce magmatiche di natura effusiva (rioliti)
Aggregato fine	
Tipologia	sabbia fine (500-1000 $\mu\text{m}$ )
Forma	isodiametrica
Distribuzione	omogenea
Legante	
Struttura	omogenea
Tessitura	microcristallina
Distribuzione	omogenea
Porosità	
Distribuzione	omogenea
Forma	sferica
Dimensioni massime	5 mm
Dimensioni medie	1-2 mm
Cracking	assente
Porosità da ritiro attorno all'aggregato grossolano	assente
S	
Rapporti volumetrici (stima indicativa)	
Legante	25%
Aggregato fine	10%
Aggregato grossolano	50%
Vuoti	15%



Trave  
campione CT1  
vano 00.109



#### Aggregato grossolano

Tipologia	ghiaietto, ghiaia
Dimensioni	da 4 a 30 mm, con prevalenti 11 mm
Distribuzione	unimodale
Classazione	poco selezionato
Forma	naturale
Sfericità	medio-bassa
Arrotondamento	molto arrotondato
Distribuzione	omogenea
Orientazione	non orientato
Composizione minero-petrografica	predominanti clasti di natura carbonatica (calcari e dolomie, con prevalenza di quest'ultime), con rari calcari selciferi e rocce magmatiche di natura effusiva

#### Aggregato fine

Tipologia	sabbia grossa (1-4 mm), prevalente sabbia fine (500-1000 $\mu\text{m}$ )
Forma	isodiametrica
Distribuzione	omogenea

#### Legante

Struttura	omogenea
Tessitura	microcristallina
Distribuzione	omogenea

#### Porosità

Distribuzione	omogenea
Forma	sferica
Dimensioni massime	submillimetriche
Dimensioni medie	submillimetriche
Cracking	assente
Porosità da ritiro attorno all'aggregato grossolano	limitata

## Rapporti volumetrici (stima indicativa)

Legante	16%
Aggregato fine	35%
Aggregato grossolano	42%
Vuoti	7%

Trave

campione CT3

vano 01.035



## Aggregato grossolano

Tipologia	ghiaietto, ghiaia
Dimensioni	da 4 a 45 mm, con prevalenti 8 mm
Distribuzione	unimodale
Classazione	molto poco selezionato
Forma	naturale
Sfericità	medio-bassa
Arrotondamento	molto arrotondato
Distribuzione	omogenea
Orientazione	non orientato
Composizione minero-petrografica	dominanti clasti di natura carbonatica (calcari e dolomie, con prevalenza di quest'ultime), con comuni rocce magmatiche di natura intrusiva (graniti) e selci e poche rocce magmatiche di natura effusiva (in prevalenza rioliti)

## Aggregato fine

Tipologia	sabbia grossa (1-4 mm), sabbia fine (500-1000 $\mu$ m)
Forma	isodiametrica
Distribuzione	omogenea

## Legante

Struttura	omogenea
Tessitura	microcristallina
Distribuzione	omogenea

---

Porosità	
Distribuzione	omogenea
Forma	sferica
Dimensioni massime	2 mm
Dimensioni medie	submillimetriche
Cracking	assente
Porosità da ritiro attorno all'aggregato grossolano	assente

## Rapporti volumetrici (stima indicativa)

Legante	18%
Aggregato fine	27%
Aggregato grossolano	50%
Vuoti	5%

## Riferimenti

- AL-CHAAR G (2002) *Evaluation strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*, US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center
- ALI S, PAGE AW (1988) *Concentrated loads on solid masonry walls- A parametric study and design recommendations*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London), V. 85, n. 2, June 1988, pp. 271-289
- AUSTIN S, ROBINS P, PAN Y (1995) *Tensile bond testing of concrete repair*, Materials and Structures, V 28, n. 179, pp. 249-259
- AUSTIN S, ROBINS P, PAN Y (1999) *Shear bond testing of concrete repair*, Cement and Concrete Research, V. 29, n. 7, pp. 1067-1076
- BANHOLZER B, BROCKMANN T (2006) *Material and bonding characteristics for dimensioning and modelling of textile reinforced concrete (TRC) elements*, Materials and Structures, V. 39, pp. 749 - 763
- BARTON B, WOBBE E, DHARANI LR, SILVA P, BIRMAN V, NANNI A, ALKHARDAJ T , THOMAS J, TUNIS G, (2005) *Characterization of reinforced concrete beams strengthened by steel reinforced polymer and grout (SRP and SRG) composites*, Journal of Materials Science and Engineering A, V. 412, n. 1-2, pp. 129-136
- BECONCINI ML, BURATTI G (1999) *Influenza dei pannelli di tamponamento sul comportamento degli edifici intelaiati*, Costruire in Laterizio, n. 70, pp. 58-63
- BEKAERT (2007) *Introduction to SRTP structural reinforcement*, Private Communication, March 2007, pp. 8, [www.bekaert.com](http://www.bekaert.com)
- BORRI A, CASTORI G, GRAZINI A, GIANNANTONI A (2007) *Compositi SRP/SRG: caratteristiche, sperimentazione e applicazioni*, Costruire in Laterizio, V. 20, n. 117, pp. 52-57.
- BOSC JL (2001) *Joseph Monier et la naissance de ciment armé*, Ed. du Linteau, Paris
- BRACCI JM, REINHORN AM, MANDER JB (1995) *Seismic Resistance of Reinforced Concrete Frame Structures Designed for Gravity Loads: Performance of Structural System*, ACI Structural Journal, September-October 1995, pp.597-608

BREYMANN GA, KÖNIGER O (1906-1910 ca) *Trattato generale di costruzioni civili con cenni speciali intorno alle costruzioni grandiose*, vol. III, Costruzioni in Ferro, Dottor Francesco Vallardi, Milano

BUONOPANE SG, WHITE RN (1999) *Pseudodynamic testing of masonry infilled reinforced concrete frame*, Journal of Structural Engineering, June 1999, pp. 578-589

BUSSELL MN (1996) *The development of reinforced concrete: design theory and practice*, Proc. Instn. Engrs Structures & Buildings, 166, Agosto/Novembre, pp. 317-334

CALVI G, MAGENES G, PAMPANIN S (2001) *Studio Sperimentale sulla Risposta Sismica di Edifici a Telaio in Cemento Armato Progettati per Soli Carichi da Gravità*, Atti del X Congresso Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia", Potenza - Matera 9-13 Settembre 2001

CASADEI P, NANNI A, ALKHARDAJ T, THOMAS J (2005) *Performance of Double-T Pre-stressed Concrete Beams Strengthened with Steel Reinforced Polymer*, Advances in Structural Engineering, V. 8, n. 4, pp. 427-442

CERONI F, PECCE M (2007) *Cracking behavior of RC beams externally strengthened with emerging materials*, Construction and Building Materials, Elsevier, V. 21, n. 4, pp. 736-745.

CERONI F, PECCE M, PROTA A, MANFREDI G (2004) *Flexural Strengthening of RC Beams using Emerging Materials: Cracking Behavior*, International Conference FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2004), Adelaide (Australia), 8-10 December 2004, ed. Seracino, pp. 171-178

CLELAND DJ, NADERI M, LONG AE (1986) *Bond strength of patch repair mortars for concrete*, Proc. Int. Symposium on adhesion between polymers and concrete, France, 1986, pp. 235-244

COLLEPARDI M (2002) *Il nuovo calcestruzzo*, ed. Tintoretto, Villorba (TV)

COLLEPARDI M (2006) *Il nuovo calcestruzzo*, ed. Tintoretto, Villorba (TV)

COLLEPARDI M, OGOUMAH OLAGOT JJ, SIMONELLI F, TROLI R (2005) *Il calcestruzzo vulnerabile, Prevenzione, diagnosi del degrado e restauro*, ed. Tintoretto, Villorba (TV)

COURARD L (2000) *Parametric study for the creation of the interface between concrete and repair products*, Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Rilem, V. 33, n. 1, pp. 65-72

DAI JG, UEDA T (2003) *Local bond stress slip relations for FRP sheets-concrete interfaces*, FRPRCS, Singapore, 8-10 July 2003

DAI JG, UEDA T (2003) *Local bond stress slip relations for FRP sheets-concrete interfaces*, FRPRCS-6, Singapore, 8-10 July 2003

DE FELICE G, GIANNINI R (2001) *Affidabilità sismica di telai esistenti in cemento armato*, Atti del X Congresso Nazionale 'L'ingegneria sismica in Italia', Potenza - Matera 9-13 Settembre 2001

DE MARCO R, MARTINI MG (2002), *La classificazione e la normativa sismica italiana dal 1909 al 1984*, 2213106, Istituto Poligrafico e Zecca dello Stato - P.V., Roma

DE WITTE F, KIKSTRA W (2005) *DIANA finite element analysis. User's manual*, Analysis Procedurespp.

- DECANINI L, MOLLAIOLI F, MURA A, SARAGONI R (2004) *Seismic performance of masonry infilled R/c frames*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver
- DHANASEKAR M (1985) *The performance of brick masonry subjected to inplane loading*, PhD Thesis, University of Newcastle, Australia
- EL-ATTAR AG, WHITE RN, GERGELY P (1997) *Behavior of Gravity Load Designed Reinforced Concrete buildings subjected to earthquakes*, ACI Structural Journal, March-April 1997, pp. 1-13
- EMBERSON NK, MAYS GC (1990) *Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 2. Axially loaded reinforced concrete members*, Magazine of Concrete Research, V. 42, n. 152, pp. 161-170
- EMBERSON NK, MAYS GC (1996) *Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. Part 2. Reinforced concrete members in flexure*, Magazine of Concrete Research, V. 48, n. 174, pp. 45-57
- FAJFAR P, GASPERSIC P (1996) *The N2 method for the seismic damage analysis of RC building*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V. 25, n. 1, pp. 31-46
- FARDIS MN (1994) *Damage measures and failure criteria for reinforced concrete members*, Proceedings 10<sup>th</sup> Europ. Conf. Earthquake Engineering (G. Duma Ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 1377-1382
- FARDIS MN, PANAGIOTAKOS TB (1997) *Seismic design and response of bare and masonry infilled reinforced concrete buildings: part II: Infilled structures*, Journal of Earthquake Engineering, V. 1, n. 3, pp. 405-503
- FUKUYAMA K, HIGASHIBATA Y, MIYAUCHI Y (2000) *Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns*, Cement & Concrete Composites, V. 22, n. 1, pp. 81-88
- FURIOZZI B, MESSINA C, PAOLINI L (2003), *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*, Le Monier, Firenze
- GARBACZ A, GORKA M, COURARD L (2005) *Effect of concrete surface treatment on adhesion in repair system*, Magazine of Concrete Research, V. 57, n. 1, pp. 49-60
- GHERSI A, LAENZA P (1986) *Il problema della verifica degli impalcati negli edifici in zona sismica, Edifici antisismici con struttura intelaiata in cemento armato*, CUEN, Napoli
- GIULIANI GC (2008) *Costruzioni in calcestruzzo armato – Progetto e verifica delle strutture*, Hoepli
- GORI R (1999) *Theoretical performances of RC elements built at turn of the century*, Journal of performance of constructed facilities, May
- GUARDINI M (2001) *Pont sur Le Var a La Mescla e il brevetto Hennebique*, Tecnologos-articoli, sito internet
- GUIDI C (1901) *Le costruzioni in beton armato*, Tip. Camilla e Bertolero, Torino
- HAKUTO S (1995) *MSc -Retrofitting of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury Christchurch, New Zealand

HASHEMI S, AL-MAHAIDI R (2008) *Cement based bonding material for FRP*, 11th International Inorganic-Bonded Fiber Composites Conference, Madrid

HENDRY AW (1990) *Structural masonry*, MacMillan Education, Ltd., London

HUANG X, BIRMAN V, NANNI A, TUNIS G (2005) *Properties and potential for application of steel reinforced polymer and steel reinforced grout composites*, *Composites: Part B*, Elsevier, V. 36, n. 1, pp. 73-82

KAMADA T, LI VC (2000) *The effect of surface preparation on the fracture behaviour of ECC/concrete repair system*, *Cement & Concrete Composites*, Elsevier, V. 22, n. 6, pp. 423-431

KIM JJ, LIM YM, WON J, PARK H, LEE K (2007) *Shear capacity and failure behaviour of DFRCC repaired RC beams at tensile region*, *Engineering Structures*, V. 29, n.1, pp. 121-131

KIM YJ, FAM A, KONG A, EL-HACHA R (2005) *Flexural strengthening of RC beams using steel reinforced polymer (SRP) composites*, American Concrete Institute (ACI) Special Publication on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, V. 230, pp. 1647-1664

KLINGNER RE, BERTERO V (1978) *Earthquake resistance of infilled frames*, *Journal of structural Division*, V. 104, n. ST6, pp. 973-989

KRALJ B, PANDE GN, MIDDLETON J (1991) *On the mechanics of frost damage to brick masonry*, *Computers & Structures*, V. 41, n. 1, pp. 53-66

KUNNATH SK, HOFFMANN G, REINHORN AM, MANDER JB (1995) *Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings – Part I: Seismic evaluation of existing construction*, *ACI Structural Journal*, May-June 1995, pp. 343-354

KUNNATH SK, HOFFMANN G, REINHORN AM, MANDER JB (1995) *Gravity-Load-Designed Reinforced Concrete Buildings – Part II: Evaluation of detailing Enhancements*, *ACI Structural Journal*, July-August 1995, pp. 470-478

LEVI F (2002) *Cinquant'anni dopo: il cemento armato dai primordi alla maturità*, Testo & Immagine, Torino

LITTON RW (1975) *A contribution to the analysis of concrete structures under cyclic loading*, PhD Thesis, Civil Engineering Dept., Univ. of California, Berkeley, Ca.

LONG AE (1985) *Early detection of structural faults in concrete by using partially destructive tests*, the 2<sup>nd</sup> International Conference on Structural Faults and repair, 30<sup>th</sup> April – 2<sup>nd</sup> May, 1985, organized by The Institution of Civil Engineers, London

LOPEZ A, GALATI N, ALKRDAJI T, NANNI A (2007) *Strengthening of reinforced concrete bridge with externally bonded steel reinforced polymer (SRP)*, *Journal of Composites: Part B*, V. 38, n. 4, pp. 429-436

LU XZ, TENG JG, YE LP, JIANG JJ (2005) *Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete*, *Engineering Structures*, V. 27, pp. 920-937

MACCHIA C, RAVETTA F (1995) *Degrado e ripristino delle strutture in calcestruzzo*, Maggioli editore



- MADAN A, REINHORN AM, MANDER JB, VALLES RE (1997) *Modelling of masonry infill panels for structural analysis*, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 123, n. 10, pp. 1295-1302
- MAILVAGANAM NP, CUSSON D, *Materiali e soluzioni per un restauro durevole delle strutture in calcestruzzo*, Industria Italiana del cemento, dicembre 1996
- MAINSTONE RJ (1971) *On the stiffness and strength of infilled frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement (IV), London, pp. 57-89
- MANFREDI G, MASI A, PINHO R, VERDERAME G, VOMA M (2007) *valutazione degli edifici esistenti in cemento armato*, IUSS Press Pavia
- MANGAT PS, O'FLAHERTY FJ (2000) *Influence of elastic modulus on stress redistribution and cracking in repair patches*, Cement & Concrete Research, Elsevier, V. 30, n. 1, pp. 125-136
- MASI A (2005) *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive*, Il giornale delle Prove Non Distruttive Monitoraggio e Diagnostica, No.1
- MATANA M, NANNI A, DHARANI L, SILVA P, TUNIS G (2005) *Bond performance of steel reinforced polymer and steel reinforced grout*, Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), Hong Kong.
- MEZZINA M, UVA G, GRECO R (2008) *Sicurezza e conservazione delle prime costruzioni in calcestruzzo armato*, Città Studi edizioni, Milano
- MITOLIDIS GJ, SALONIKIOS TN, KAPPOS AJ (2008) *Mechanical and Bond Characteristics of SRP and CFRP Reinforcement –A Comparative Research*, The Open Construction and Building Technology Journal, V. 2, pp. 207-216
- MORGAN DR (1996) *Compatibility of concrete repair materials and systems*, Construction and Building materials, V. 10, n. 1, pp. 57-67
- MPAMPATSIKOS V, NASCIMBENE R, PETRINI L (2008) *A critical review of the R.C. frame building assessment procedure according to Eurocode 8 and Italian Seismic Code*, Journal of Earthquake Engineering, V. 12, n. S1, pp. 52-82
- NADERI M (1985) *Internal research report*, Civil Engineering Department, The Queen's University of Belfast, October 1985
- NADERI M, CLELAND D, LONG AE (1986) *Insitu test methods for repaired concrete structures*, International Symposium on Adhesion between Polymers and Concrete, September 16<sup>th</sup> – 19<sup>th</sup>, 1986, France
- NELVA R, SIGNORELLI B (1989) *Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique*, Aitec, edizioni di scienza e tecnica
- PANAGIOTAKOS TB, FARDIS MN (1996) *Seismic response of infilled RC frames structures*, Proceedings of Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Elsevier Science
- PANAGIOTAKOS TB, FARDIS MN (2001) *Deformations of R.C. members at yielding and ultimate*, Structural Journal, ACI 98, V. 2, pp. 135-148

- PANETTI L (1902) *Per un'esperienza comparativa sulle travi in beton armato*, Tip. Camilla e Bertolero, Torino
- PARK SK, YANG DS (2005) *Flexural behavior of reinforced concrete beams with cementitious repair materials*, *Materials and Structures*, V. 38, April, pp. 329-334
- PARK YJ, ANG ASH, WEN YK (1985) *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 111, n. 4, pp. 722-739
- PAULAY T, PRIESTLEY MJN (1992) *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Wiley Interscience, New York
- PELLEGRINO C, DA PORTO F, MODENA C (2009) *Rehabilitation of reinforced concrete axially loaded elements with polymer-modified cementitious mortar*, *Constructions and Building Materials*, Elsevier, V. 23, n. 10, pp. 3129-3137
- PELLEGRINO C, DA PORTO F, MODENA C (2011) *Experimental behaviour of reinforced concrete elements repaired with polymer-modified cementitious mortar*, *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Rilem, V. 44, n. 2, pp. 517-527
- PELLEGRINO C, MODENA C (2008) *An experimentally based analytical model for shear capacity of FRP strengthened reinforced concrete beams*, *Mechanics of Composite Materials*, V. 44, n. 3, pp. 231-244
- PIGATTO L (2007) *La Specola di Padova, da torre medievale a museo*, SignumPadova editrice
- POLYAKOV SV (1960) *On the Interaction Between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame When Loaded in the Plane of the Wall*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland
- PROTA A, MANFREDI G, NANNI A, COSENZA E, PECCE M (2004) *Flexural Strengthening of RC Beams using Emerging Materials: Ultimate Behavior*, International Conference FRP Composites in Civil Engineering (CICE 2004), Adelaide (Australia), 8-10 December 2004, ed. Seracino, pp. 163-170
- R&C LAB (2009) *Relazione tecnica n.110/09*, Giugno 2009
- RIO O, ANDRADE C, IZQUIERDO D, ALONSO C (2005) *Behavior of patch-repaired concrete structural elements under increasing static loads to flexural failure*, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, 17, n. 2, pp. 168-177
- ROTS (1991) *Numerical simulation of cracking in structural masonry*, *Heron*, V. 6, n 2, pp. 49-63
- ROTS (1997) *Structural masonry an experimental/numerical basis for practical design rules*, Balkema: Rotterdam, The Netherlands
- SANEINEJAD A, HOBBS B (1995) *Inelastic design of infilled frames*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 121, n. 4, pp. 634-650
- SANTARELLA L (1926) *Il cemento armato nelle costruzioni civili e industriali in relazione alle più recenti norme ufficiali italiane*, Hoepli
- SATOH K, KODAMA K (2005) *Central peeling behavior of polymer cement mortar retrofitting of reinforced concrete beams*, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, pp. 126-136

- SATOH K, KODAMA K (2005) *Central peeling failure behavior of polymer cement mortar retrofitting of reinforced concrete beams*, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, March-April 2005, pp. 126-136
- SHARIF A, KALIMUR RAHMAN M, AL-GAHTANI AS, HAMEEDUDDIN M (2006) *Behaviour of patch repair of axially loaded reinforced concrete beams*, Cement & Concrete Composites, Elsevier, V. 28, n. 8, pp. 734-741
- SIVIERO E, CANTONI R, FORIN M (1995) *Durabilità delle opere in calcestruzzo*, ed. Francoangeli
- STAFFORD SMITH B (1966) *Behavior of square infilled frames*, Journal of Structural Division, V.92, n. ST1, pp. 381-403
- STAFFORD SMITH B, CARTER C (1969) *A method of analysis for infilled frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, V.44, pp. 31-48
- TÄLJSTEN B, BLANKSVÄRD T (2007) *Mineral-Based Bonding of Carbon FRP to Strengthen Concrete Structures*, Journal of Composites for Construction, ASCE, March/April
- TASSIOS TP (1984) *Masonry infill and re walls under cyclic actions*, CIB Symp. On Wall Structures, Warsaw
- TNO DIANA (2010) *Finite element analysis, User's manual. Release 9.4.3* (<http://tnodiana.com>)
- TOKUSHIGE H, KAWAKAMI M, TODATE H, DOIUCHI K (1999) *Stress and deformation of concrete members repaired by polymer mortar*, Transactions of the Japan Concrete Institute. J-east, V. 21, n. 1, pp. 89-94
- VACCHELLI G (1900) *Le costruzioni in calcestruzzo ed in cemento armato*, Hoepli, Milano.
- VACCHELLI G (1903) *Le costruzioni in calcestruzzo ed in cemento armato*, Seconda edizione, Hoepli, Milano
- VACCHELLI G (1906) *Le costruzioni in calcestruzzo ed in cemento armato*, Terza edizione, Hoepli, Milano
- VACCHELLI G (1913) *Le costruzioni in calcestruzzo ed in cemento armato*, Quinta edizione, Hoepli, Milano
- VISCARDINI M, MORSCH E (1910), *Teoria e pratica del cemento armato*, Hoepli, Milano
- VONA M, MASI A (2004) *Resistenza sismica di telai in c.a. progettati con il R.D. 2229/39*, Atti del XI Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia, Genova
- WALRAVEN JC, REINHARDT, HW *Theory and experiments on the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading*, Heron 26, n. 1a, pp. 5-68
- WOBBE E, SILVA P, BARTON BL, DHARANI V, BIRMAN A, NANNI T (2004) *Flexural Capacity of RC beams externally bonded with SRP and SRG*, Proceedings of Society for the Advancement of material and Process Engineering 2004 Symposium, 16-20 May 2004, Long Beach, Ca., 20 pp
- YUBIN S, HUICAI X, WEI D (2006) *A new method of controlling shrinkage cracking in repaired concrete structures using an interface layer of carbon fiber reinforced cement mortar*, CMC, Tech Science Press, V. 3, n. 2, pp. 49-53



## Normativa

ACI COMMITTEE 318 (1989) *Building code requirements for reinforced concrete and commentary*, American Concrete Institute, Detroit

ACI COMMITTEE 440 (2002) *ACI 440.2R - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*, American Concrete Institute, Detroit

ASTM (1994) *ASTM C 496-92 - Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*, American Society for Testing and Materials, 1994, West Conshohocken, Pa

ASTM (2004) *ASTM C 1583-04 - Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength of Concrete Repair and Overlay materials by Direct Tension (Pull-off Method)*, American Society for Testing and Materials, 2004, West Conshohocken, Pa

ASTM (2005) *ASTM C88 - Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate*, American Society for Testing and Materials, 2005, West Conshohocken, Pa

CEN (1998) *EN 12190 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures – Test methods - Determination of compressive strength of repair mortar*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (1999) *EN 1542 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Measurement of bond strength by pull-off*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2000) *EN 12390 - Testing hardened concrete*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2002) *EN 1062-6 - Paints, Varnishes, Organic coatings, Coating processes, Coatings, Stone, Concretes, Protective coatings, Carbon dioxide, Permeability, Permeability measurement, Porous materials*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2004) *EN 1992-1-1 - Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2004) *EN 1995-1-1 - Eurocode 5: Design of timber structures– Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2005) *EN 1504-3 - Products and systems for the protection and repair of concrete structures – definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity. Part 3: Structural and non-structural repair*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2005) *EN 1993-1-1 - Eurocode 3: Design of steel structures– Part 1-1: General rules and rules for building*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2005) *EN 1998-3 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2006) *EN 1015-1 - Methods of test for mortar for masonry - Part 1: Determination of particle size distribution (by sieve analysis)*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2006) *EN 1015-10 - Methods of test for mortar for masonry - Part 10: Determination of dry bulk density of hardened mortar*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CEN (2006) *EN 1996-1-1 - Eurocode 6: Design of masonry structures– Part 1-1: General – Rules for reinforced and unreinforced masonry, including lateral loading*, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - *Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni'* di cui al D.M. 14/01/2008

CIRCOLARE M.LL.PP. 23/05/1957 N. 1472 – *Armature delle strutture in cemento armato*

CNR (2004) *CNR-DT 200/2004 - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di composite fibrorinforzati*, Consiglio nazionale delle Ricerche

D.L.L. 05/11/1916 N.1526 – *Testo unico delle disposizioni legislative emanate in dipendenza del terremoto del 28 dicembre 1908*, G.U. n. 270 del 17/11/1916

D. M. 25/11/1962 N.1684 – *Provvedimenti per l'edilizia con particolari prescrizioni per le zone sismiche*

D.M. 30/05/1974 – *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*, suppl. ord. alla G.U. n. 198 del 29/07/1974

D.M. 03/03/1975 – *Disposizioni concernenti l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, G.U. n. 93 del 08/04/1975

D.M. 03/10/1978 – *Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*

D.M. 03/06/1981 – *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*, G.U. n. 162 del 15/06/1981

D.M. 14/02/1992 – *Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*, suppl. ord. alla G.U. n. 65 del 18/03/1992

D.M. 09/01/1996 – *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche*, suppl. ord. alla G.U. n. 29 del 05/02/1996

- D. M. 12/10/2007 – *D.P.C.M. per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*, G.U. n. 24 del 29/01/2008
- D. M. 14/01/2008 – *Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni*, G.U. n. 29 del 04/02/2009
- FEMA (1997) *FEMA 274 - NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, October 1997, Washington D.C.
- ISO (2009) *ISO 6892-1 - Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at room temperature*, International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland
- JSCE (2007) *Standard Specifications for Concrete Structures - Maintenance*, Guidelines for Concrete, Japan Society of Civil Engineers, n. 17, pp.309
- LEGGE 02/02/1974 N.64 – *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*, G.U. n. 76 del 21/03/1974
- O.P.C.M. 3274 (2003) *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*, 20/03/2003
- O.P.C.M. 3431 (2005) *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'O.P.C.M. 20/03/2003, n.3274*
- R.D. 10/01/1907 - *Prescrizioni normali per le opere in cemento armato*, G.U. n. 28 del 02/02/1907
- R.D. 18/04/1909 N.193 - *Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni*, G.U. n. 95 del 22/04/1909
- R.D.L. 13/03/1927 N.431 - *Norme tecniche ed igieniche di edilizia per le località colpite dai terremoti*
- R.D.L. 16/11/1939 N. 2229 - *Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*, suppl. ord. alla G.U. n. 92 del 18/04/1940
- UNI (1976) *UNI 6556 - Tests of concretes. Determination of static modulus of elasticity in compression*, Ente Italiano di Unificazione, Milano
- UNI (2001) *UNI EN 12504-2 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture, prove non distruttive, determinazione dell'indice sclerometrico*, Ente Italiano di Unificazione, Dicembre 2001, Milano
- UNI (2002) *UNI EN 12390-1 - Prova sul calcestruzzo indurito, forma , dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme*, Ente Italiano di Unificazione, Giugno 2002, Milano
- UNI (2002) *UNI EN 12504-1 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture, carote, prelievo, esame e prova di compressione*, Ente Italiano di Unificazione, Aprile 2002, Milano
- UNI (2003) *UNI EN 12390-3 - Prova sul calcestruzzo indurito, resistenza alla compressione dei provini*, Ente Italiano di Unificazione, Agosto 2003, Milano
- UNI (2005) *UNI EN 1504 - Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture di calcestruzzo*, Ente Italiano di Unificazione, Milano

UNI (2005) *UNI EN 196-1 - Metodi di prova dei cementi. Determinazione delle resistenze meccaniche*, Ente Italiano di Unificazione, Milano