



DALLA RACCOLTA DEI DATI ALL'ANALISI DEL MODELLO NELLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Andrea Benedetti, Luca Pela' *

* Università di Bologna
Dipartimento DISTART
Viale Risorgimento 2, 40136 Bologna, Italy

Sommario. *Nella nota si presentano considerazioni e valutazioni utili a istituire un procedimento logico per la traduzione del ventaglio dei dati raccolti nello studio preliminare di una costruzione, in un modello numerico sufficientemente accurato nella determinazione del grado di sicurezza, delle sezioni critiche, e dell'effetto degli eventuali interventi di consolidamento.*

In particolare, la raccolta dei dati storici della costruzione, della consistenza materica rilevata dalle prove in sito e di laboratorio, della geometria degli elementi strutturali, necessita di una fase di rielaborazione per tradurre i dati in geometria di una discretizzazione in elementi finiti e in parametri meccanici dei materiali costituenti.

La necessità di valutare la variabilità della soluzione in funzione di eventuali errori sui dati richiede la messa a punto di un procedimento per il confronto di differenti ipotesi e di differenti modelli numerici di rappresentazione. Nel caso di strutture in muratura la soluzione non può essere espressa da un solo modello omnicomprensivo, ma sono necessarie analisi globali a differenti livelli di complessità e analisi locali capaci di definire il comportamento di singoli elementi strutturali enucleati dal complesso strutturale.

1 INTRODUZIONE

La collettività formula ai tecnici la richiesta di sapere (con precisione) il livello di sicurezza di complessi organismi strutturali che esistono da secoli, hanno subito l'azione del tempo e di eventi straordinari, ma soprattutto con il susseguirsi delle epoche sono stati pesantemente trasformati per adattarsi a mutate esigenze.

Comprendere la storia degli oggetti dei quali tentiamo di stimare quantitativamente la sicurezza è un'impresa che richiede tenacia, cultura, conoscenza delle tecniche d'indagine sperimentale sui materiali da costruzione, e anche una certa dose di fortuna per trovarsi nel posto giusto al momento giusto.

Recentemente è stata completata la verifica di vulnerabilità di edifici pubblici presi a campione per stimare il grado di protezione sismica dello stato italiano. Tra gli altri, ad esempio, è stata estensivamente indagata la Questura di Bologna (foto 1.1)



Foto 1.1.: Vista della facciata su Piazza Galilei della Questura di Bologna

La ricerca storica delle fonti è stata svolta all'Archivio di Stato, presso la Questura stessa, cercando su pubblicazioni e stampe di epoche passate.

Ad esempio, si riporta una stampa individuata nel pregevole volume di Baseghi [1], nel quale sono contenute numerose fonti per i palazzi di Bologna.

La sede della Questura sorse su un'area lasciata libera dalle demolizioni del tessuto urbano antico, in particolare dalla distruzione degli edifici sorti a ridosso del Palazzo Caprara, intrapresa per ricavare la Piazza Galilei. L'intervento si inseriva in un più ampio programma di riassetto dell'area retrostante il palazzo comunale ed avvenne in contemporanea ai lavori per adibire Palazzo Caprara a sede della Prefettura e agli sventramenti per la realizzazione dell'adiacente piazza Roosevelt.

Il Palazzo Caprara fu costruito da Francesco Caprara a cominciare dal 1561. Aveva manovrato per l'intera esistenza nell'intento di costruirsi una dimora grande e magnifica in modo da fare invidia agli aristocratici bolognesi.; egli voleva per sé tutta l'area compresa fra Via delle Asse (ora Via IV novembre), Via de' Gargiolari, Via degli Agresti, Via del Volto Santo, per abbattere le case che vi erano e fabbricare il vasto palazzo dei suoi sogni. Comperò una casa dopo l'altra, litigò con i restii ed ebbe tutto

quello che voleva.

A Francesco Morandi, il Terribilia junior, è comunemente attribuito il palazzo Caprara anche se la discussione sul vero architetto è sempre aperta, mancando i documenti probatori, ed entrando in gara altri nomi di autori del progetto, come ad esempio quello del bolognese Nicolò Donati. Il Palazzo è composto da due distinti edifici: il nucleo originario è quello non porticato in angolo con Via Volto Santo.



Figura 1.2.: Piazza Galilei in una stampa del 1930

La facciata risulta imponente, con ampie finestre a frontone triangolare e tondo, sulla cortina formata dal classico laterizio bolognese. L'interno del Palazzo fu oggetto di notevoli lavori di ristrutturazione nel 1705 quando venne costruito lo scalone e trasformato il cortile.

L'altro corpo di fabbrica che compone il palazzo, quello porticato verso levante appartenne fin dal secolo XV agli Amorini dai quali fu acquistato nel 1715 dalla contessa Maria Vittoria Caprara. Questa, “fece rimodellare le finestre del pian terreno ed in parte la facciata, aggiungendovi il terzo piano per quella parte che è occupata dai quattro archi di portico dal lato di ponente” (Guidicini). Tali lavori vengono assegnati a Torreggiani e ritenuti posteriori al 1732.

Destinato in epoca napoleonica a residenza del Viceré d'Italia, il Palazzo nel 1805 accolse il Bonaparte durante il suo soggiorno bolognese. L'edificio venne successivamente venduto a Napoleone, ed in seguito pervenne al principe Alberto d'Orleans, duca di Montpensier, il quale nel 1873 lo restaurò completamente e lo arricchì con splendide opere d'arte.

Oggi viene chiamato palazzo del Governo, dato anche dal fatto delle numerose trasformazioni che lo Stato vi compì anche in conseguenza alla guerra. Le incursioni aeree del 24 luglio 1943 e del 25 marzo 1944, infatti abbattono varie parti dell'interno ed una parte del fianco destro; venne distrutto inoltre il salone delle Guardie. La ricostruzione delle parti distrutte dalle bombe fu eseguita dopo la guerra dal Genio Civile.

In seguito ad una riprogrammazione dell'urbanistica della città, sono state aperte due piazze una davanti (piazza Roosevelt) e l'altra a lato di levante (Piazza Galilei) ed è

stata aggiunta da quest'ultima parte una facciata moderna rispetto al resto dell'edificio.

Questa parte di edificio sorta a ridosso dell'antico Palazzo Caprara venne progettata dall'architetto Adriano Marabini e dall'Ufficio Tecnico del Genio Civile (Ing. Ettore Vacchi) nel 1930-34.

Si può dunque concludere che il palazzo, dal 1561 ad oggi ha subito innumerevoli modifiche che ne hanno rimodellato la struttura. Comprendere la sovrapposizione degli strati delle varie epoche è fondamentale per poter programmare l'indagine conoscitiva sui materiali e per realizzare un modello di calcolo adeguato.

Il provenire da epoche lontane non è l'unico fattore di complessità. Esistono edifici rimasti nella loro configurazione originale che hanno una complessità di descrizione che contrasta la nostra esigenza di sintesi. La Stazione centrale di Milano (figura 1.3) è uno di essi.



Figura 1.3.: Vista della Stazione Centrale di Milano dal Pirellone

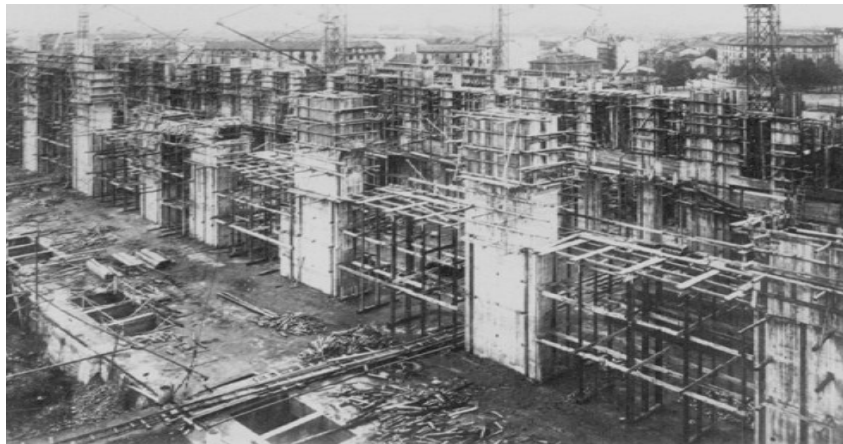


Figura 1.4.: Costruzione della struttura in calcestruzzo armato nel 1929

La stazione fu costruita in soli cinque anni su progetto di Ulisse Stacchini, ingegnere Ferrarese premiato dal regime fascista con la costruzione di questo imponente monumento alla nuova Italia post bellica e futurista [2].

La struttura, di grande complessità, presenta una ossatura principale in calcestruzzo, finiture in pannelli prefabbricati di calcestruzzo, stucchi, marmi, coperture vetrate. Il coperto, in puro stile d'ingegneria ferroviaria, è realizzato in carpenteria metallica

chiodata, come il pregevole sistema di volte vetrate a copertura della galleria dei treni, ove i binari terminano di testa.

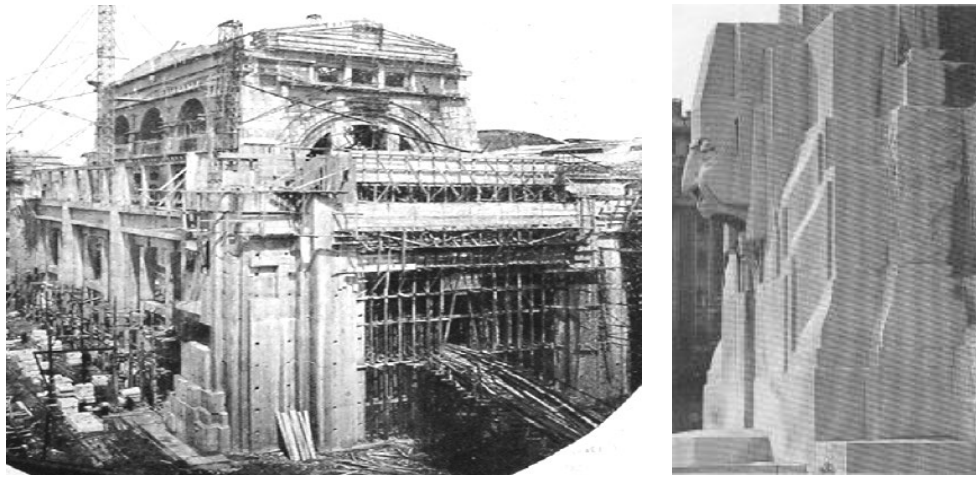


Figura 1.5.: Vista dell'assemblaggio delle placche prefabbricate che coprono l'esterno

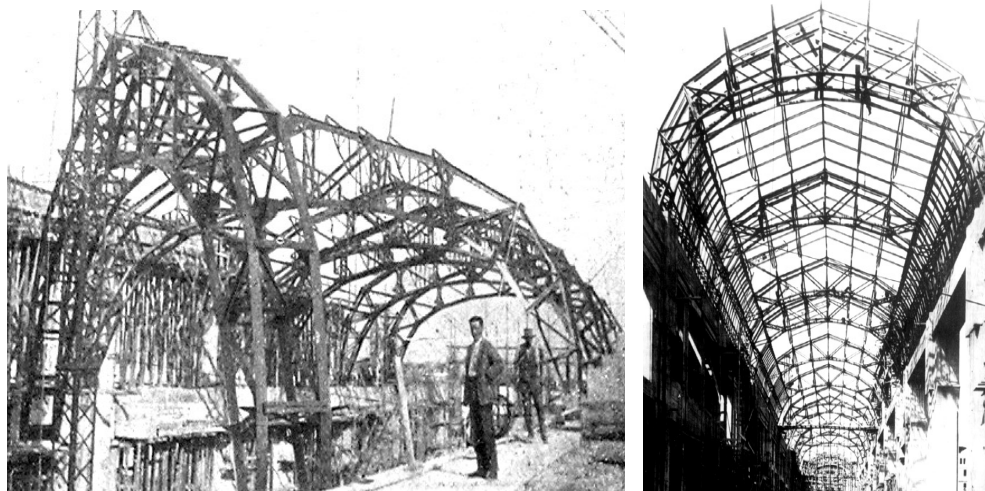


Figura 1.6: Vista dell'assemblaggio della copertura reticolare a volta della galleria centrale

A conclusione dell'indagine storica, il progettista è in grado di redigere mappe di individuazione delle zone omogenee della costruzione, catalogare i materiali impiegati per natura ed epoca, ed attraverso queste informazioni produrre un programma delle prove e delle indagini finalizzate alla redazione del modello di calcolo della costruzione.

2 PROVE SPERIMENTALI PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA

La riabilitazione e l'adeguamento sismico del costruito seguono procedimenti operativi del tutto differenti da quelli normalmente adottati nel campo del progetto di nuove strutture. Tale aspetto è ancor più evidente nel caso di costruzioni storico-monumentali, in cui le informazioni sul rilievo geometrico e i dati corrispondenti alle

caratteristiche meccaniche dei materiali devono essere dedotti da una dispendiosa attività di indagine in sito.

Il progettista, pertanto, incorre in notevoli difficoltà, in quanto oltre alla descrizione delle caratteristiche dei materiali deve dedicarsi alla descrizione del livello di degrado esistente e della presenza di vuoti o difetti negli elementi che compongono il composito murario. In particolare, si osserva che mentre le proprietà dei mattoni possono essere rilevate con sufficiente precisione sulle diverse parti della costruzione, le proprietà locali della malta sono piuttosto difficili da ottenere e i risultati sono spesso caratterizzati da notevole dispersione [3].

Tra le tecniche in situ più utilizzate per la caratterizzazione della malta vi sono quelle che correlano la resistenza a compressione con l'energia dissipata durante un processo di penetrazione di una punta nel materiale. Gli apparecchi generalmente utilizzati sono i penetrometri BRE e PNT-G [4], il secondo dei quali viene mostrato in Figura 1a. Tali strumenti sono pratici e poco ingombranti, permettono una rapida esecuzione e ripetizione della prova ma la dispersione dei risultati raggiunge valori anche del 100% (Figura 1b). Occorre evidenziare, inoltre, come la valutazione di un materiale su una superficie esterna del volume debba sempre essere condotta con particolare cautela: negli edifici storici, infatti, i giunti degradati possono essere stati risigillati superficialmente con malte di caratteristiche migliori di quella originale.

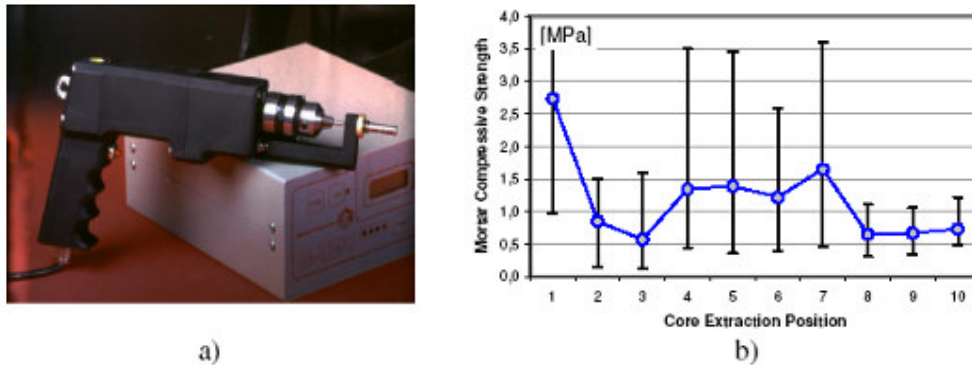


Figura 2.1.: Penetrometro PNT-G e b) risultati di prove su malta

D'altra parte, le prove a compressione su cubetti standard di malta di lato 40 mm o le prove a punzonamento su piastrine di malta ("double punch test", visualizzato in Figura 2 e descritto in [5]), conducono generalmente a stime inferiori del modulo elastico e della resistenza a compressione della malta, in quanto trascurano il contributo di confinamento esercitato dai mattoni sullo strato di malta. A tale difficoltà si aggiunge ovviamente quella legata all'estrazione di provini indisturbati dai giunti della muratura dell'edificio oggetto di analisi.

Una possibilità per affrontare il problema consiste nell'esecuzione di test distruttivi in laboratorio su piccoli provini [6]. Tale attività sperimentale può essere condotta senza arrecare eccessivo danno alla struttura esistente. Un tipo di campione appetibile è quello cilindrico, in quanto può essere facilmente estratto dalla muratura per mezzo di una comune carotatrice secondo diverse configurazioni geometriche: cilindro di mattone, cilindro che interessa due mattoni e uno strato di malta trasversale, cilindro che interessa due mattoni e uno strato di malta longitudinale (Figure 3a-c).

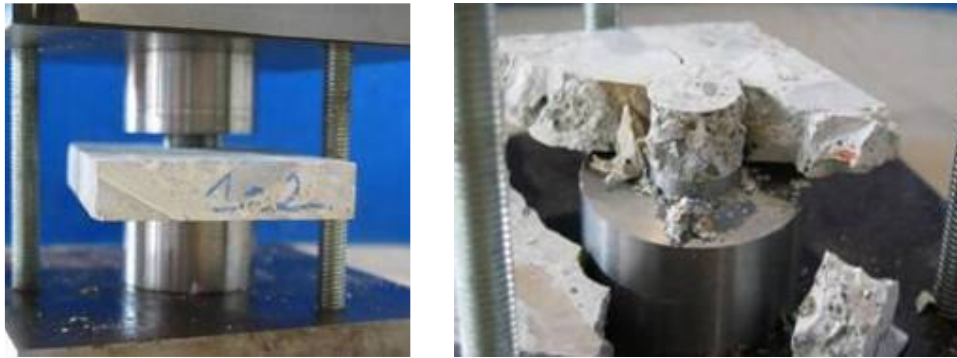


Figura 2.2.: Prove di punzonamento su giunti di malta



Figura 2.3.: Estrazione di carote di differente geometria dalla muratura
(a) macchina carotatrice a corona diamantata, (b) cilindro di solo mattone, (c) con giunto di malta trasversale e (d) con giunto di malta longitudinale lungo il diametro

I test su tali tipi di provini possono essere eseguiti applicando il carico sulle basi del cilindro oppure lungo un piano di simmetria diametrale per tutta la lunghezza. Se si considera un provino cilindrico di solo mattone, il primo test fornisce la resistenza a compressione del mattone mentre il secondo rappresenta una prova brasiliana (“splitting test”) dalla quale è possibile dedurre la resistenza a trazione del mattone.

Informazioni interessanti possono essere ottenute considerando provini con un giunto di malta intercluso in direzione trasversale o longitudinale. Nel primo caso, comprimendo il cilindro alle basi è possibile ottenere una stima della resistenza complessiva della muratura. Nel secondo caso, invece, è possibile dedurre maggiori informazioni se si conduce una prova brasiliana con lo strato di malta diametrale inclinato di 45° rispetto al piano di carico: in tale situazione, il giunto è soggetto a uno stato di sforzo di taglio-compressione e il comportamento attritivo dell'interfaccia

malta-mattone è analogo a quello di un “wall diagonal test”. Lo stato limite al collasso del provino può essere interpretato correttamente attraverso un criterio di Mohr-Coulomb, come mostrato in [7] ed in Figura 2.4. In questo modo, il test permette di determinare le caratteristiche della malta e della muratura adottando un appropriato sistema di formule sequenziali, analogo a quello riportato in [8].

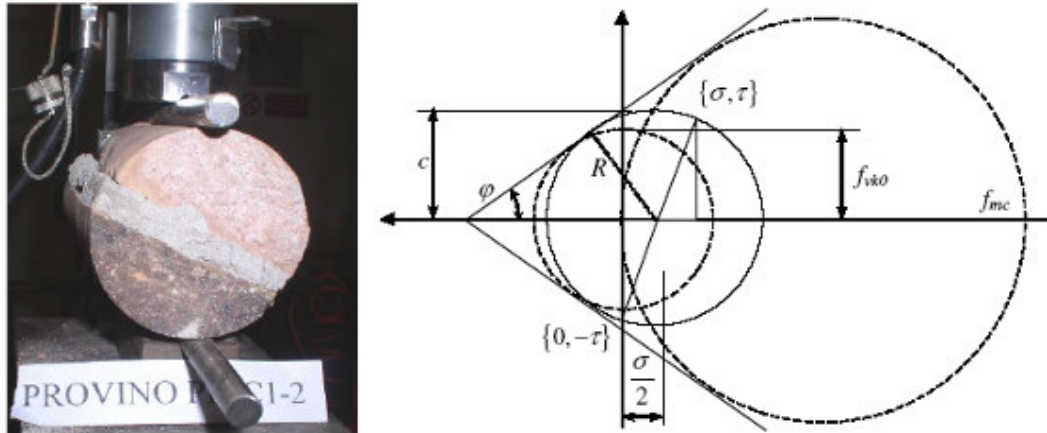


Figura 2.4.: Prova brasiliana con giunto di malta ruotato di 45° e interpretazione del test con il criterio di Mohr-Coulomb [5]

Nel caso della prova di taglio brasiliana, la determinazione della tensione convenzionale di rottura nel piano che contiene la frattura è pressappoco coincidente con il valore poco diverso che si ha nei piani principali a -45° e +45° che definiscono le direzioni principali di massima trazione e compressione:

$$\sigma = \tau = \frac{2P}{\pi D}. \quad (2)$$

I due punti $\{\sigma, \tau\}$, $\{0, -\tau\}$ definiscono un diametro del cerchio di Mohr della tensione nel punto; è pertanto possibile ricavare il raggio del cerchio e porlo uguale alla tensione tangenziale che può essere sopportata dalla malta (fig. 4):

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = \sqrt{\frac{5}{4}} \cdot \tau. \quad (3)$$

Il valore della coesione c può essere allora determinato se si definisce l'angolo φ del criterio di rottura di Coulomb; in particolare detto angolo può essere assunto pari ad un valore dato (ad esempio la Normativa Italiana per il taglio nella muratura fissa $\arctan[0,4]$), o può essere stabilito fissando una condizione di controllo.

Nel caso n esame, appare interessante fissare l'angolo d'attrito in funzione del valore del rapporto tra massima compressione e massima trazione, che con riferimento al criterio di resistenza di Tresca, viene fatto coincidere con il valore del coefficiente di Poisson:

$$\varphi = \arcsin \left[\frac{f_c - f_t}{f_c + f_t} \right] = \arcsin \left[\frac{1 - \nu}{1 + \nu} \right] \quad (4)$$

Assunto infine che il comportamento a taglio puro sia caratterizzato dal circolo centrato sull'origine, si determina il valore della tensione tangenziale presente nel piano critico:

$$c = \frac{R}{\cos \varphi} - \frac{\sigma}{2} \tan \varphi = \left[\frac{\sqrt{5} - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \right] \cdot \tau. \quad (5)$$

In generale il taglio determinato con prove di trazione indiretta su cilindri con giunto inclinato risulta essere circa pari al valore che si determinerebbe per il muro effettuando una prova di compressione diagonale; si può allora fissare il valore del taglio f_{vk0} da inserire nelle verifiche di resistenza a taglio dei pannelli murari semplicemente dividendo per un coefficiente di sicurezza il valore ottenuto dalle prove brasiliane.

Dal valore della coesione è anche possibile stimare la resistenza a compressione della malta; assumendo che questa sia definita dal circolo di Mohr passante per l'origine ed esplicitando in funzione dei dati:

$$f_{mc} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (6.a)$$

Anche la resistenza a trazione è data da una formula analoga:

$$f_{mt} = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}. \quad (6.b)$$

Facendo uso dei risultati delle prove sui componenti malta e mattone, sono possibili differenti relazioni per il calcolo delle quantità di riferimento della muratura; in particolare lo scopo è quello di ricavare la resistenza a compressione ed il modulo elastico, la resistenza a taglio ed il modulo di taglio.

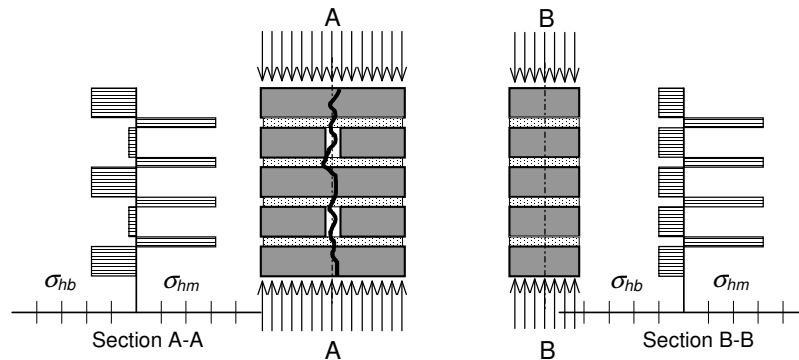


Figura 2.5.: Schema di equilibrio delle tensioni orizzontali nella muratura prima e dopo la fessurazione

S'introducono allora le seguenti formule, che consentono di ricavare le proprietà medie della muratura, note quelle dei materiali componenti:

1) la proporzione della compressione orizzontale nella malta in funzione della compressione verticale viene fornita dal fattore Φ :

$$\Phi = \frac{\nu_m - \frac{E_m}{E_b} \nu_b}{1 - \nu_m + (1 - \nu_b) \frac{E_m}{E_b} \frac{h_m}{h_b}}, \quad (7)$$

a partire dal quale e dal rapporto tra gli spessori degli strati, può essere individuata la resistenza della muratura:

$$f_{kc} = \frac{1}{\frac{1}{f_{bc}} + \frac{k\Phi h_m}{h_b f_{bt}}}. \quad (8)$$

La resistenza a compressione della muratura può essere anche ottenuta utilizzando una semplice formula empirica dovuta all'Eurocodice 6, che richiede solo le resistenze a compressione di malta e mattone:

$$f_k = 0,6 f_{bc}^{0,75} f_{mc}^{0,25}. \quad (9)$$

In questo caso, si può anche considerare che il giunto di malta incrementa la sua resistenza al diminuire dello spessore per effetto del confinamento causato dai mattoni adiacenti. Nella figura 2.6 è illustrato l'andamento di prove di punzonamento eseguite su corsi di malta di spessore variabile.

La resistenza a trazione della muratura può essere assunta pari alla resistenza a trazione della malta f_{mt} in quanto all'atto della decoesione della muratura le fratture si localizzano all'interfaccia tra mattone e malta.

Per quel che attiene il modulo elastico della muratura, si ottiene una stima dalla seguente formula:

$$E_k = \frac{h_b + h_m}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_m}{E_m}}. \quad (10)$$

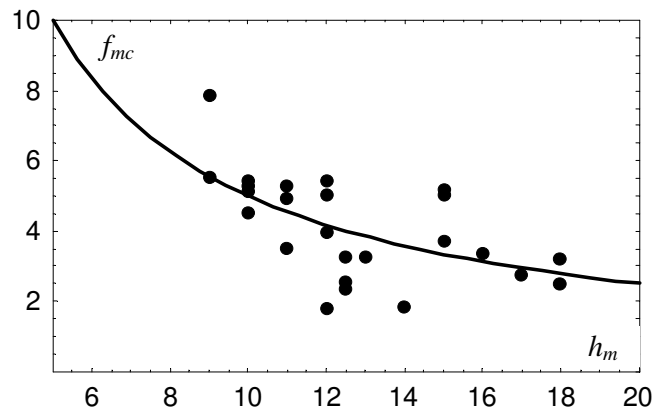


Fig. 2.6: Variazione della resistenza a compressione in funzione dello spessore

Una valutazione analitica della tensione tangenziale di collasso di un pannello murario, può essere ottenuta imponendo direttamente la condizione limite di Mohr-Coulomb alle tensioni principali di compressione e trazione che si manifestano nel

centro del pannello; con riferimento a trattazioni usuali si ha:

$$\tau_u = \frac{\sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_0}{f_{kc}}\right)\left(1 + \frac{\sigma_0}{f_{mt}}\right)}}{\frac{1}{f_{kc}} + \frac{1}{f_{mt}}} \quad (11)$$

La formula sopra riportata introduce comunque un'ipotesi assai forte sulla distribuzione delle tensioni; una più accurata analisi della resistenza a taglio dei pannelli può essere condotta con le tecniche dell'analisi limite come ad esempio riportato in [9]. In tal caso, il pannello viene suddiviso in parti di materiale a stato di tensione costante, forzando poi l'equilibrio nelle linee di inter connessione.

Con riferimento al lavoro citato, cui si rimanda per una dettagliata descrizione del metodo, è stata determinato il dominio limite di resistenza {Forza Verticale, Forza Orizzontale} relativo ad un pannello murario composto con una malta di proprietà pari a quelle rilevate sperimentalmente; per confronto, dalla formula (11) sono stati ricavati i valori di tensione tangenziale limite che portano a collasso i pannelli.

E' stata infine valutata la formula usualmente accettata dalla Normativa sismica vigente [10] per la resistenza a taglio della muratura in presenza dello sforzo normale:

$$\tau = f_{vko} \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_k}} \quad (12)$$

In tale formula, che descrive il comportamento di muretti soggetti a compressione diagonale, può essere inserito il valore determinato dalla prova di spacco su cilindri con un opportuno fattore di proporzionalità, ovvero applicando il procedimento a ritroso a partire dalla coppia $\{\sigma, \tau\}$, è possibile calcolare il valore di f_{vko} da confrontare con i risultati delle prove sulla malta.

La determinazione del modulo da taglio della muratura può essere in prima approssimazione condotta con riferimento al modulo elastico stimato; in particolare i valori consueti sono valutabili con la proporzione $G_k = c E_k$, ove c risulta compreso nel campo tra 0,25 e 0,4.

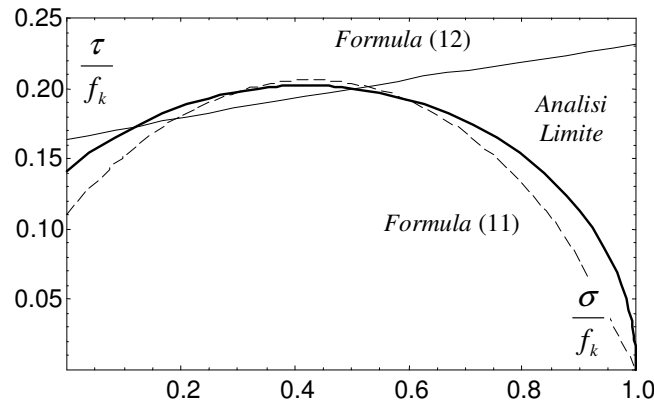


Figura 2.7.: Dominio di resistenza taglio – sforzo normale nella muratura

3 VALUTAZIONE DELLA GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

La formulazione di un modello complessivo ad elementi finiti e di modelli locali (ad esempio basati sull'analisi limite dell'equilibrio) richiedono comunque di conoscere con una sufficiente precisione la geometria degli elementi strutturali, ed in particolare quando si tratta in muratura, i principali problemi sono causati dagli impalcati e dal grado di connessione di questi ultimi con le pareti portanti verticali



Figura 3.1.: Vista interna sul chiostro ed esterna del complesso scolastico S. Domenico a Cesena

Dal punto di vista dell'identificazione dei solai, in generale l'attività viene condotta per mezzo di saggi e ispezioni che necessitano di parziali demolizioni per ottenere una stratigrafia accurata degli impalcati [11].

Anche in presenza di rilievi accurati, non sempre è possibile identificare se certi strati abbiano o meno una funzione portante. In particolare le solette in calcestruzzo normale ed alleggerito, in presenza di scarsa o nulla armatura costituiscono un difficile problema decisionale in quanto non sempre è possibile verificarne la connessione con le murature perimetrali e identificarne la capacità di agire come diaframma rigido di piano.

Nel caso delle volte semplici a botte e a crociera, il problema della connessione a muro risulta complicato dal tipo di tessitura adottato, ed in generale non è possibile stimare l'effetto di vincolo e carico esercitato dal riempimento, specie se questo è cementato.

Esistono infine molti casi, come ad esempio soffitti in camorcanna e gesso sostenuti da nervature in legno e voltine in muratura senza riempimento, per i quali è difficile evidenziare la funzione statica o le problematiche di comportamento in caso di rotazione delle pareti di perimetro.

Anche nel caso di solai di facile descrizione come quelli dotati di travetti in calcestruzzo gettati in opera o di putrelle d'acciaio, non sempre è possibile operarne la modellazione senza introdurre uno a uno i travetti nel modello. In tal modo comunque si trascura l'effetto di trasmissione di taglio che i laterizi contenuti nel solaio esercitano sui travetti adiacenti.

Infine, rimane sempre aperto il problema di identificare eventuali cordoli perimetrali presenti nelle pareti sul contorno. Per molti edifici antichi tali cordoli non esistono, ed è quindi agevole impostare un modello prendendo l'ipotesi peggiore [12, 13], ma nel caso di edifici più moderni (come la parte ricostruita della Questura di Bologna), la scelta di escludere cordoli potrebbe a sfavore di sicurezza nella ripartizione delle azioni e deve quindi essere comunque considerata tra le possibilità.

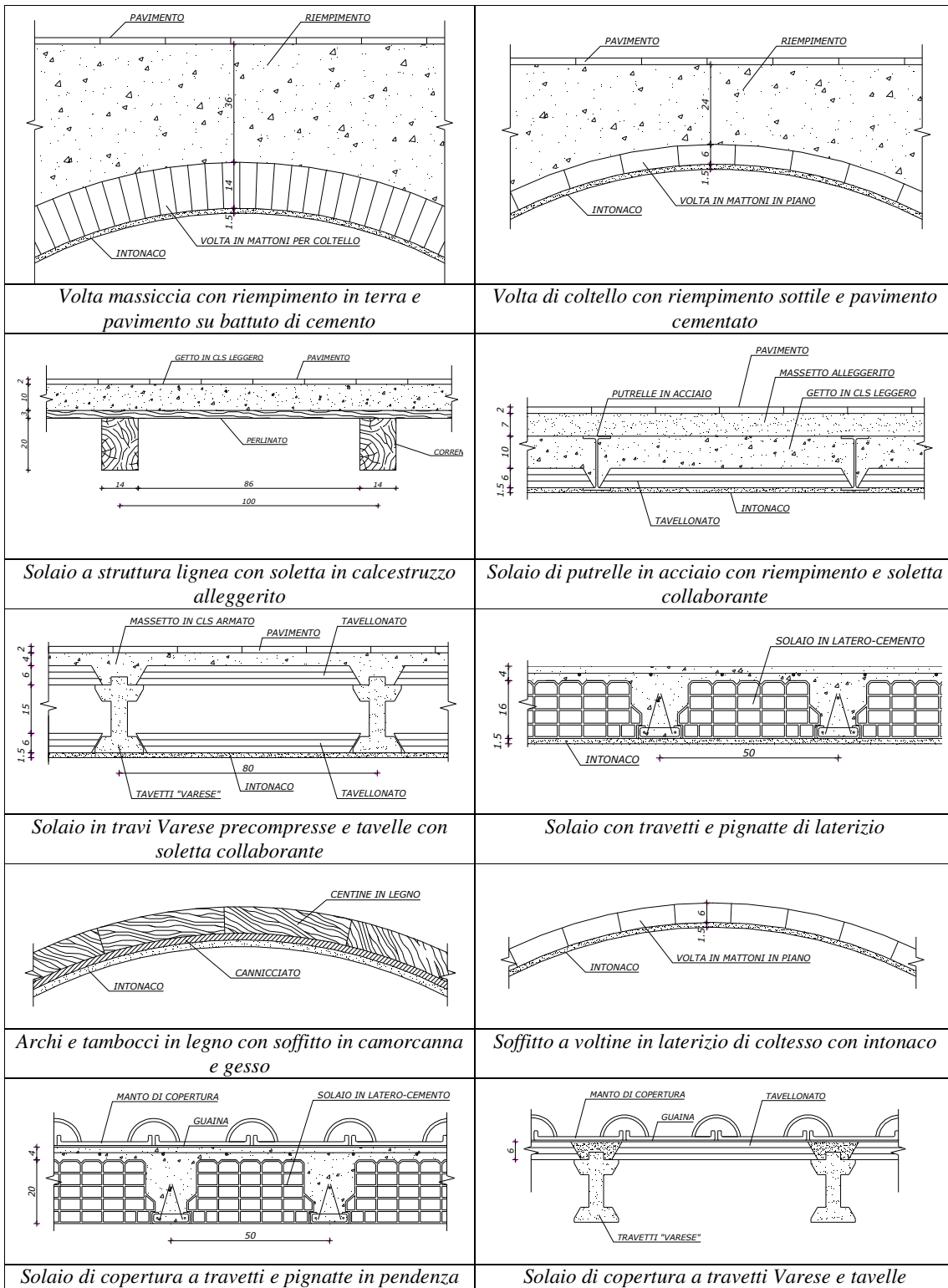


Figura 3.2.: Tipologie di solai presenti nel complesso scolastico S. Domenico a Cesena

Il grado delle connessioni è di più facile valutazione se si possiedono documenti fotografici dei precedenti interventi. In tal caso è possibile da questi documenti valutare cosa è stato fatto per collegare i nuovi impalcati o le solette aggiunte in tempi successivi, alle preesistenti murature. Ad esempio nelle foto seguenti sono illustrati documenti relativi al complesso scolastico S. Domenico di Cesena.

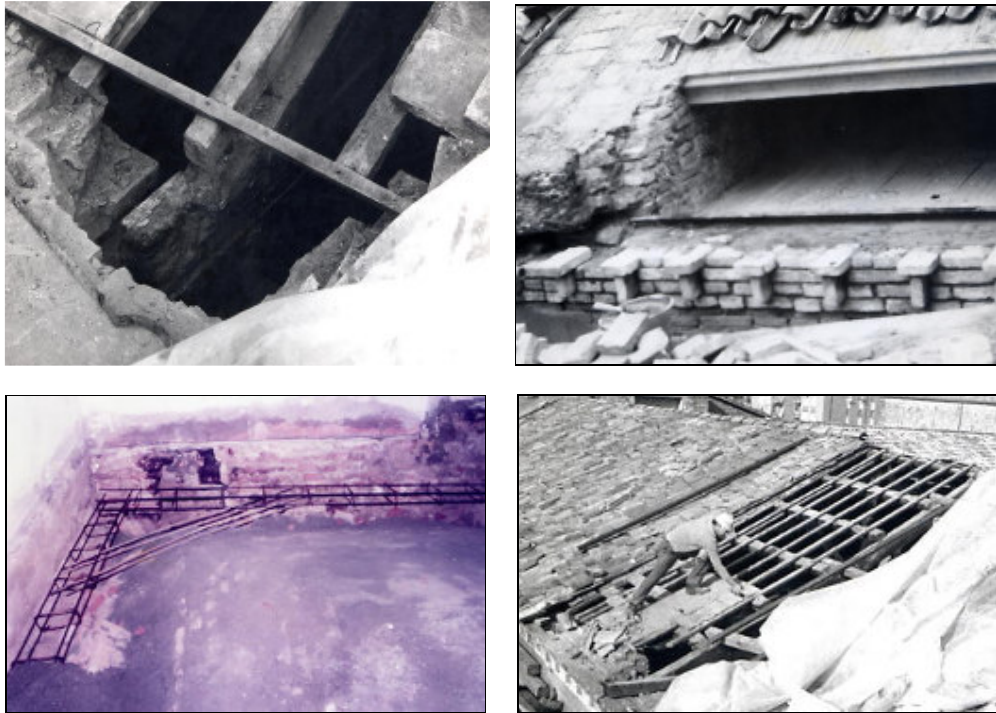


Figura 3.3.: *Viste di lavori precedenti che consentono di stimare la presenza di cordoli perimetrali*

4 PREDISPOSIZIONE DEL MODELLO NUMERICO DI CALCOLO

La valutazione del grado di sicurezza di un edificio di uso pubblico richiede una procedura affidabile per la stima della vulnerabilità sismica del complesso strutturale [14 – 16]. Un altro aspetto importante riguarda la rilevazione dei fattori di vulnerabilità non strutturali (pareti divisorie, soffitti, parapetti...), la cui crisi, se da un lato non influenza il collasso della costruzione, dall'altro assume un carattere di notevole pericolosità nei confronti degli occupanti.

In quanto segue vengono riportati alcuni casi studio, riconducibili a strutture di uso pubblico e suscettibili ad affollamento che, dal punto di vista strutturale, risultano caratterizzate da elevata complessità e irregolarità. Nell'ambito del consolidamento e della riabilitazione del costruito, infatti, è tipico incorrere in casi di edifici profondamente articolati, caratterizzati da più corpi annessi risultanti da ampliamenti avvenuti in epoche successive. Spesso le diverse unità non possono essere considerate come organismi indipendenti, per cui il complesso deve necessariamente essere considerato come un unico sistema resistente. In tale contesto, risulta cruciale la scelta del metodo di analisi strutturale più adeguato per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Le analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo (o “time history analyses”) non appaiono adeguate a molti dei casi citati, in quanto sono eccessivamente complesse ed onerose, a causa dell'alto costo computazionale richiesto. D'altro lato, le analisi statiche non lineari (o “pushover analyses”) non risultano affidabili nel caso di sistemi irregolari, in quanto i modi superiori giocano un ruolo molto importante nella definizione del comportamento dinamico del sistema globale.

Pertanto per edifici complessi e articolati in muratura, l'unica via percorribile è necessariamente quella delle analisi dinamiche lineari con spettro di risposta: seppure esse non siano in grado di fornire alcuna informazione su meccanismi di collasso, duttilità e livello di danneggiamento atteso, forniscono comunque utili indicazioni sul comportamento elastico di una struttura, indicando quali siano i componenti più vulnerabili che per primi entrano in campo plastico.

Tale procedura permette dunque di comprendere, con un accettabile costo computazionale, il comportamento della struttura nel suo complesso, rimandando l'indagine su problematiche particolari a tecniche più precise ed appropriate applicate a singoli elementi costruttivi in modo locale.

Per condurre tale tipo di analisi è necessario eseguire un modello ad elementi finiti, in cui la geometria della struttura sia riprodotta fedelmente. Spesso si rende necessaria non solo la discretizzazione delle pareti murarie, ma anche degli orizzontamenti, nel caso in cui essi non possano essere considerati come diaframmi rigidi, in modo da poter rappresentare la loro effettiva deformabilità. Come già osservato, i materiali vengono modellati con leggi costitutive di tipo elastico lineare rispettando le caratteristiche dei materiali rilevate per mezzo delle prove sperimentali eseguite.

Nelle figure successive vengono riportati alcuni esempi di modelli ad elementi finiti di edifici complessi o irregolari che, nell'ambito del processo di analisi strutturale, sono stati studiati nella loro globalità.



Figura 4.1: Prospetto principale dell'edificio scolastico sito in via Marotti a Montemarciano (AN)

L'edificio scolastico di Via Marotti a Montemarciano è stato oggetto di un intervento di adeguamento di somma urgenza in tempi immediatamente successivi al sisma dell'Aquila. La struttura presenta una forma geometrica complessa e i solai sono organizzati secondo molte differenti soluzioni strutturali. In particolare sono presenti solai con putrelle metalliche molto distanziate per le quali è stato necessario introdurre un sistema di catene atto a garantirne la monoliticità.

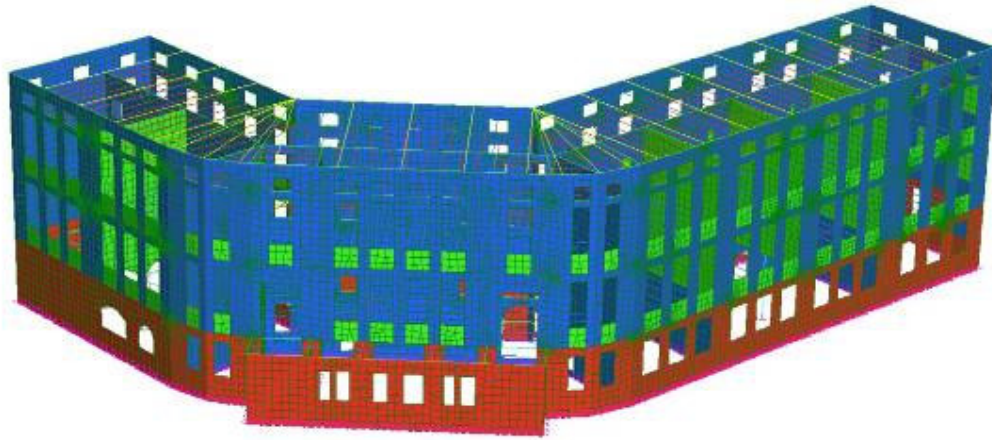


Figura 4.2: Modello FEM dell'edificio scolastico sito in via Marotti a Montemarciano (AN)

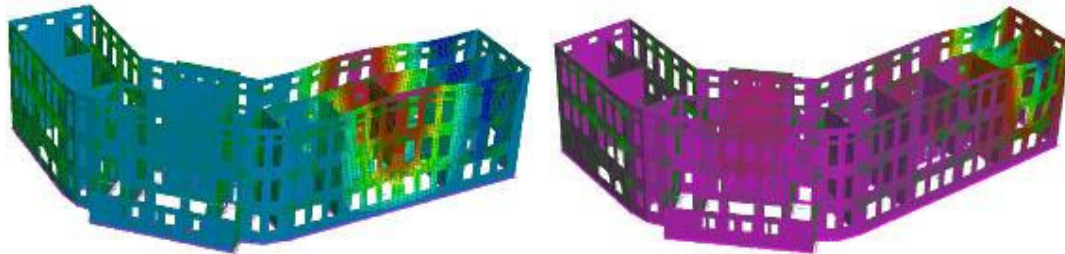
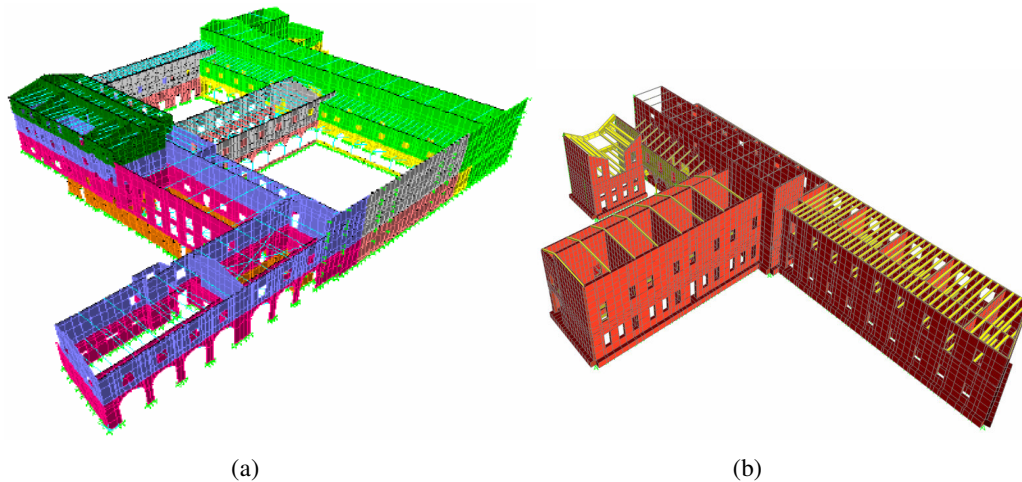


Figura 4.3: Modi di vibrare dell'edificio scolastico: modo 1 (2,67 Hz) e modo 2 (3,53 Hz). Entrambi i modi hanno notevoli componenti locali di deformazione delle pareti fuori dal piano medio

Enche il coperto presenta un'organizzazione molto complessa basata su travi reticolari di legno ravvicinate, realizzate con assi inchiodate e cordolo perimetrale in legno con tiranti di eliminazione delle spinte.



(a)

(b)

Figura 4.4: Modelli agli elementi finiti di edifici complessi: a) Complesso Scolastico di S. Domenico a Cesena [11], b) Scuola "Filippo Mordani" a Ravenna [11]

Si è reso necessario valutare accuratamente le azioni in copertura al fine di dimensionare un cordolo in acciaio in grado di rendere monolitico il comportamento della copertura, e per fare ciò è stato predisposto un modello locale nel quale sono state analizzate le azioni ottenute dal modello globale.

Un differente tipo di modello è stato utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni nel caso della Stazione Centrale di Milano [13]. In tal caso, in relazione alla conformazione degli elementi in calcestruzzo e metallici, pur con un grado di approssimazione relativamente basso, si è deciso di far ricorso ad un modello strutturale a telaio spaziale in grado di cogliere le interazioni tridimensionali complessive.

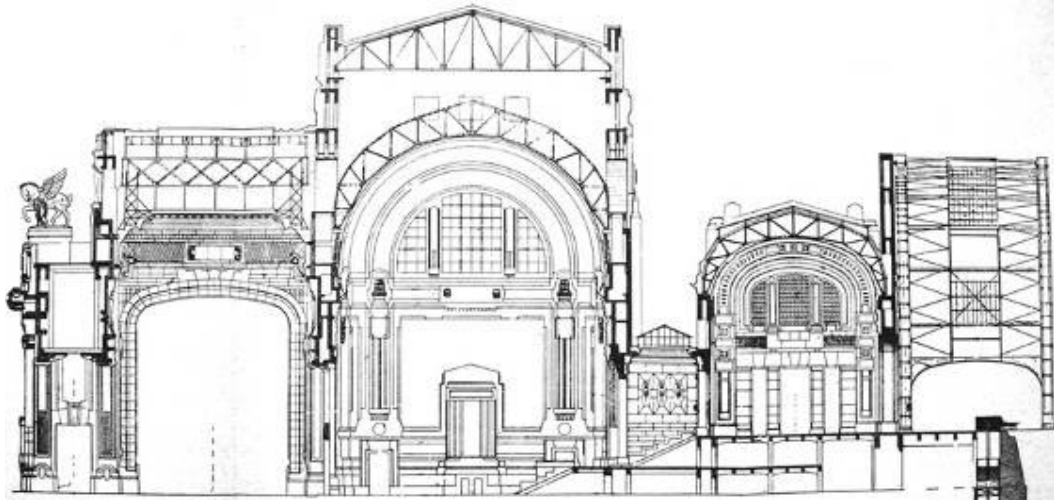


Figura 4.5: Vista della sezione trasversale della Stazione di Milano

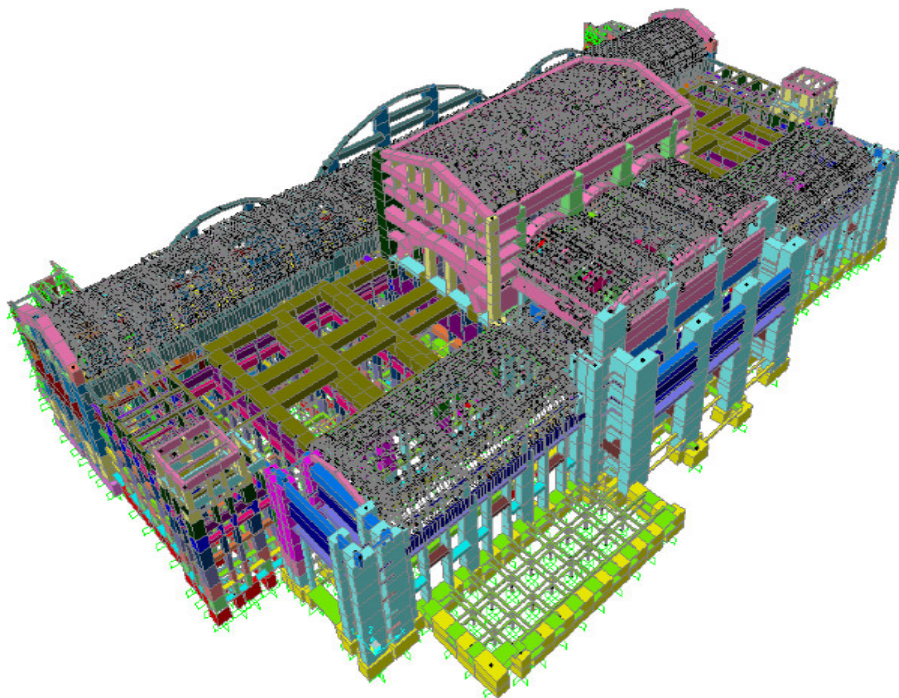


Figura 4.6: Vista del modello a telaio spaziale della struttura della Stazione Centrale

La struttura si presenta di notevole complessità, ed il calcolo delle proprietà dinamiche ha richiesto notevoli tempi di elaborazione. Tuttavia, in tal modo è possibile stimare i fattori di irregolarità e valutare quanto l'introduzione dei nuovi impalcati interni (ad oggi completati) potesse modificare il grado di sicurezza del complesso.

In definitiva, pur essendo gli elementi in calcestruzzo armati in percentuale molto modesta, il basso livello di protezione sismica e l'elevato peso hanno permesso di effettuare le verifiche per la struttura considerandola del tutto non armata. In tal modo è stato possibile evitare indagini di determinazione della geometria delle armature, sicuramente di costo proibitivo per una struttura di tali dimensioni, completamente coperta di abbellimenti non strutturali.

La normativa di riferimento in Italia è stata emanata nel 2008 con il DM 14/1/2008 [10] con la nuova classificazione sismica introdotta dall'Istituto di Geofisica e Vulcanologia per mezzo delle più recenti mappe di pericolosità sismica. Per gli edifici di uso pubblico, la sola conoscenza del massimo livello di accelerazione sismica sopportabile dalla costruzione o del coefficiente di sicurezza rispetto al livello di rischio sismico prescritto dalla normativa sono informazioni troppo indefinite per avere un quadro chiaro della vulnerabilità sismica. Allo scopo di ottenere un quadro di valutazione esaustivo, occorre determinare per differenti valori di accelerazione sismica di picco (PGA) il numero di elementi strutturali non verificati suddividendoli per tipo di collasso atteso, in modo da poter individuare il più corretto intervento di rinforzo e di adeguamento sismico.

Nel caso dei complessi scolastici S. Domenico a Cesena e Mordani a Ravenna, entrambi gli edifici, oltre a presentare caratteri tipici dei monumenti come l'irregolarità, l'eterogeneità e la complessità, sono anche fortemente affetti da una spiccata vulnerabilità delle pareti murarie al ribaltamento fuori dal piano. Tale fattore è dovuto principalmente all'altezza dei setti, all'eccessiva distanza tra i muri ortogonali di ritegno ma soprattutto alla mancanza di un vincolo veramente efficace alla quota dei solai, non essendo questi sufficientemente rigidi o efficacemente connessi ai muri verticali.

In questo contesto, si è reso necessario su tali strutture un attento controllo dei meccanismi locali al variare del valore della PGA. Le verifiche sono state eseguite adottando i seguenti valori di accelerazione di picco: 0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.20g e 0.25 g. Nella Scuola Mordani, le pareti più snelle non connesse appropriatamente ai diaframmi orizzontali sono risultate non sicure già per un'azione sismica fuori dal piano pari a 0.025g. Per un valore di PGA pari a 0.15g quasi tutti gli elementi non sono risultati verificati al collasso per ribaltamento fuori piano, come mostrato in Figura 4.7. La situazione nel caso del Complesso di S. Domenico è apparsa altrettanto critica, come si può osservare dal confronto di fig. 4.7.

L'analisi parametrica con spettro di risposta a PGA variabile condotta con riferimento a diverse ipotesi sul comportamento degli orizzontamenti, ha mostrato che l'introduzione di diaframmi rigidi orizzontali avrebbe incrementato drasticamente la sicurezza sismica di entrambe gli edifici.

Si è così compreso che per ridurre la vulnerabilità sismica delle strutture era necessario in principio garantire un efficace collegamento tra i muri perpendicolari e, parimenti, incrementare la rigidità degli orizzontamenti. Anche l'introduzione di opportune catene nelle volte ha permesso di assorbire le spinte orizzontali, presidiando tali elementi strutturali dal collasso.

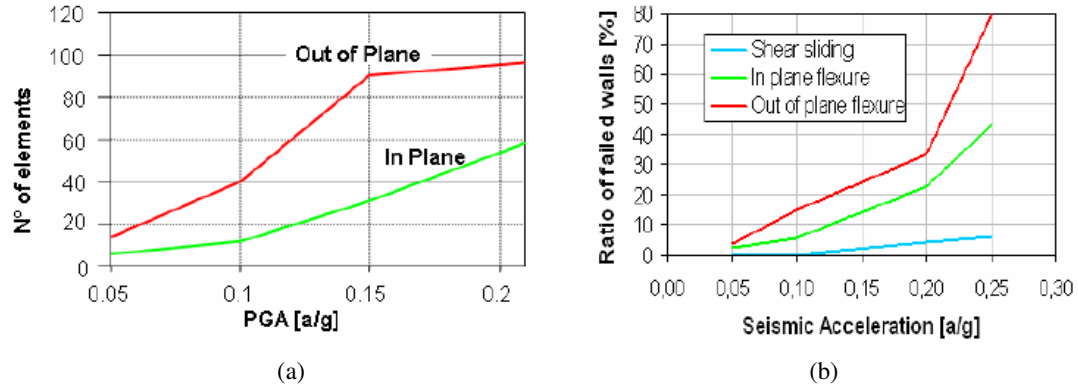


Figura 4.7: Curve di fragilità percentuale dei complessi scolastici S. Domenico e Mordani

La situazione si presenta simile per la Stazione centrale di Milano, ove la situazione più critica si riscontra nella verifica a taglio delle travi.

In particolare, per la verifica degli elementi strutturali sono state adottate regole a salire, in modo da riservare analisi più sofisticate e valutazioni sperimentali solo per gli elementi più sollecitati:

- in prima istanza sono stati verificati tutti gli elementi in calcestruzzo come disarmati, ricorrendo alle regole per la verifica di murature,
- successivamente per gli elementi non verificati sono state identificate le armature minime di norma e quelle derivanti dalla back analysis dei carichi statici; con tali armature sono state fatte verifiche ulteriori con sezioni debolmente armate,
- nel caso degli elementi non verificati si è proceduto a determinare le reali armature in cantiere con analisi ispettive e pacometriche, in modo da poter effettuare la verifica finale con i reali valori di resistenza e di armatura presenti in ciascun singolo elemento strutturale considerato.

Nelle valutazioni effettuate, è stato assai importante riferirsi alle regole geometriche presenti nella normativa vigente all'epoca della costruzione. Quelle antecedenti alla II guerra mondiale sono peraltro di assai sintetica esplicitazione e quindi alcune prove meccaniche di confronto sono indispensabili per poter definire la classe dei materiali

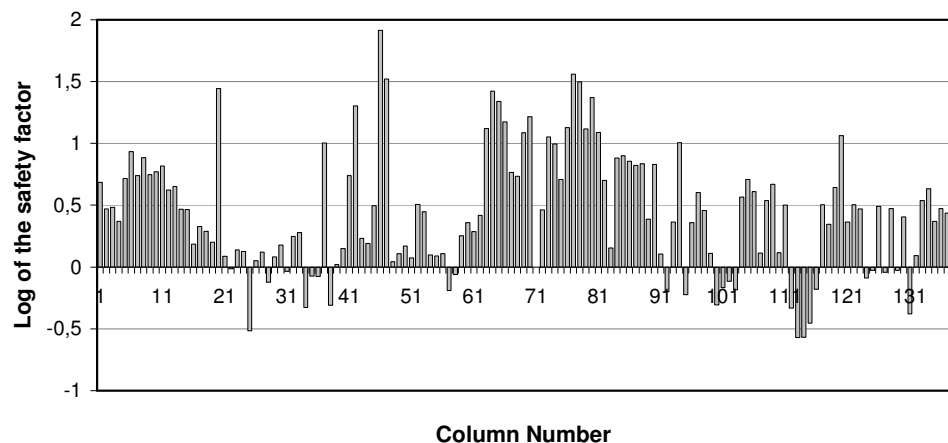


Figura 4.8: Verifica delle colonne in calcestruzzo come elementi privi di armatura metallica

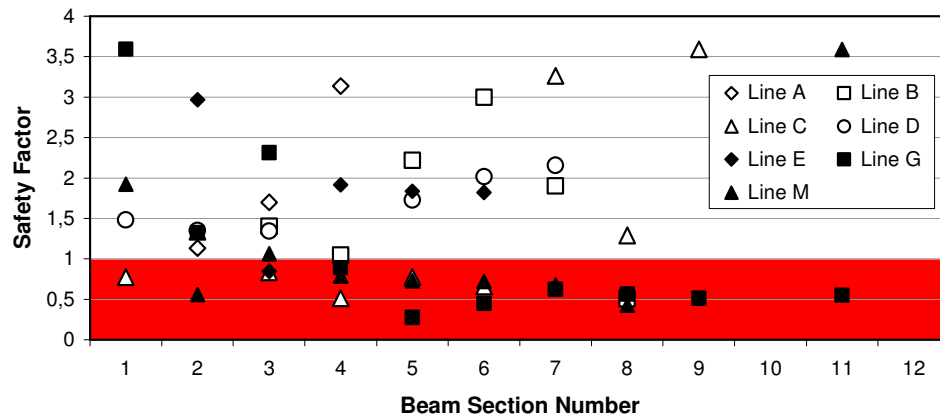


Figura 4.9.a: Verifica a flessione delle travi avendo adottato l'armatura derivante dalla back analysis della struttura per effetto della situazione di carico statica [13]

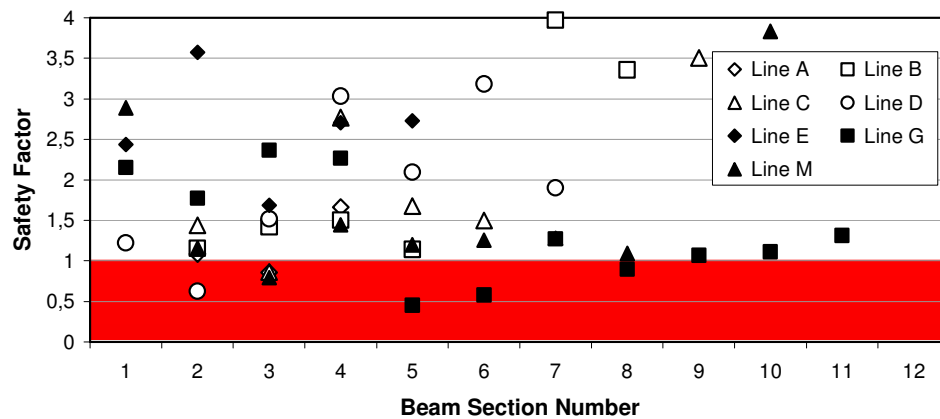


Figura 4.9.b: Verifica a taglio delle travi avendo adottato l'armatura derivante dalla back analysis della struttura per effetto della situazione di carico statica [13]

5 INSERIMENTO DEGLI INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO NEL PROCEDIMENTO DI CALCOLO

Fino ad alcune decine di anni fa i compositi erano utilizzati solo nell'Ingegneria Aeronautica e Aerospaziale a causa del loro elevato costo rispetto ai materiali tradizionali. Successivamente alla messa a punto di processi di produzione più economici, gli FRP hanno avuto una più ampia diffusione anche in altri campi applicativi, come ad esempio quelli dell'Ingegneria Civile [17]. In tale ambito, assume notevole rilevanza il loro utilizzo nel rinforzo e riabilitazione del costruito, o nell'adeguamento antisismico. Il largo impiego di questi materiali innovativi si deve a tutta una serie di vantaggi che sono in grado di offrire, quali la economicità connessa alla facilità di trasporto e montaggio, la modestissima manutenzione richiesta, la resistenza alla corrosione e la durezza, la bassa invasività e la reversibilità dell'intervento di rinforzo.

Recentemente, l'interesse verso i materiali compositi fibrorinforzati è sempre

maggiore ed il risultato è un loro sempre più massiccio utilizzo nel campo del mantenimento di edifici storici e monumentali e del loro recupero a seguito di sismi. Le caratteristiche di resistenza al deterioramento e alle alterazioni chimiche, la durezza, la bassa conducibilità termica, la scarsa invasività su edifici monumentali e la totale reversibilità dell'intervento, oltre alla facilità di montaggio che non prevede la sospensione d'uso della struttura e la mancanza di manutenzione, rendono questi materiali particolarmente adatti per opere di ripristino e riabilitazione.

I polimeri fibro-rinforzati, inoltre, presentano un'alta resistenza a trazione ed una modesta rigidità flessionale; pertanto, sono dei validi candidati per incrementare la capacità portante di strutture caratterizzate da una bassissima resistenza alla trazione, quali quelle in muratura, che rappresentano gran parte del patrimonio edilizio esistente in Italia ed in Europa [18, 19].

Il riferimento normativo in Italia risulta molto avanzato rispetto ad altri paesi. In particolare i criteri di progetto dei rinforzi in FRP sono stati codificati nel documento CNR-DT200/2004 [17], che oggi risulta universalmente un documento di buona pratica per il rinforzo strutturale.

La problematica più importante relativamente alla modellazione di strutture con rinforzi risulta essere l'eventuale effetto di irrigidimento e di intensificazione delle azioni che essi potrebbero comportare per alcuni elementi.

Considerando ad esempio un intervento di ingrossamento di colonne in muratura mediante una crosta esterna armata di calcestruzzo eventualmente fibroso, si comprende facilmente che l'incremento di rigidità causato dall'aumento di sezione comporta una maggiore azione interna assorbita da detto elemento.

Per quanto attiene invece a interventi con rinforzi applicati esternamente, in generale la rigidità non cambia e le azioni determinate con il modello non rinforzato sono assai vicine a quelle di progetto, ma è più complicato esaminare le verifiche di sicurezza, soprattutto nel caso in cui i rinforzi siano disposti secondo geometrie non allineate con le direzioni principali dei corsi di mattoni.

Tra gli altri modelli, recentemente è stato esplorato un modello molto semplice [Dresda], che consente l'analisi di strutture murarie rinforzate con fibre semplicemente trasformando la struttura in una sorta di rappresentazione discreta per mezzo di una griglia di molle modellate attraverso elementi reticolari.

Il modello a reticolare equivalente presentato nel seguito vuole fornire un metodo di facile uso nel panorama delle possibili tecniche di calcolo di pareti caricate nel proprio piano; innanzitutto è opportuno sottolineare che una qualsiasi modellazione FEM di un paramento murario non può prescindere dalla conoscenza della tessitura. In particolare il livello di organizzazione trasversale risulta fondamentale al fine di valutare se la parete può essere considerata monolitica o, come nel caso di muri a sacco, se si devono considerare zone che non contribuiscono alla resistenza. Come descritto in precedenza, il primo passo è sempre la descrizione geometrica e meccanica dell'opera attraverso la definizione dei dati di partenza; il secondo passo è la discretizzazione della struttura in un modello numerico adatto all'analisi. Si può avere:

- modellazione 3D di dettaglio, mediante assemblaggio di elementi lagrangiani a quattro nodi che formano i paramenti aventi le proprietà del continuo equivalente,
- macromodellazione con modelli basati su assemblaggio di macroelementi semplici,

- modello a telaio equivalente con trasposizione di setti e fasce di piano in aste di un telaio.

Tra i modelli a telaio equivalente si distingue il Metodo SAM sviluppato presso l'università di Pavia (Magenes e Calvi, 1996; Magenes e Della Fontana, 1998) [15]; mentre un noto modello a macroelementi risulta essere quello sviluppato presso l'Università di Genova (Gambarotta e Lagomarsino, 1996; Brencich e Lagomarsino, 1997) [16]. In entrambe le tecniche di modellazione citate le zone di connessione tra fasce e maschi sono modellate attraverso elementi rigidi: schematizzazione possibile poiché nella realtà in dette zone si riscontra l'assenza di sistematici fenomeni di danno; ciò consente di supporre che lo stato deformativo sia concentrato nelle zone fuori dai nodi. L'affidabilità di questi modelli diviene quindi strettamente legata alla capacità del macroelemento di descrivere i fenomeni di danno che si manifestano nel paramento; o meglio esso deve essere in grado di interpretare le fondamentali modalità di collasso nel piano e contemporaneamente cogliere il livello di degrado presente nell'elemento reale. Nella modellazione attraverso un sistema reticolare, il collasso della parete ed il progressivo degrado di sue porzioni vengono individuati mediante monitoraggio degli elementi che passo dopo passo raggiungono la crisi.

Nello sviluppo del metodo sono stati presi in considerazione alcuni requisiti ritenuti irrinunciabili per un modello di calcolo non lineare, ancorché semplificato, quali:

- la capacità di prevedere tutti i principali meccanismi di rottura degli elementi strutturali, sia in muratura che nei cordoli, associando a ciascuno un opportuno criterio di resistenza sufficientemente approssimato,
- il rispetto degli equilibri locali e globali, al fine di ridurre al minimo la possibilità di ottenere soluzioni grossolanamente errate in termini di resistenza ultima della struttura.
- il raggiungimento di un giusto compromesso fra il livello di dettaglio e semplicità d'uso, anche in termini di lettura ed interpretazione dei risultati.

Nel presente studio si propone un modello semplificato in cui la generica parete muraria viene concepita come un insieme di bielle organizzate in montanti verticali e diagonali incrociate. La rigidità estensionale delle aste del reticolo è assegnata imponendo l'equivalenza meccanica con il corrispondente elemento murario nell'ipotesi di comportamento elastico, pertanto, nei limiti del campo di validità, la schematizzazione presenta la medesima deformabilità complessiva. Il successivo comportamento non lineare si evidenzia considerando le aste, eccetto quelle rappresentative di cordoli e piattabande in c.a., come elementi a resistenza bilaterale o unilaterale; esse quindi sono in grado di contrastare elasticamente l'eventuale avvicinamento degli estremi rispetto alla configurazione indeformata e di esplicare una resistenza ridotta o nulla in caso di allontanamento; in particolare i montanti murari verticali, per ragioni di stabilità numerica, sono dotati di resistenza a trazione convenientemente bassa. I rinforzi applicati sulla muratura vengono studiati a livello macromeccanico, ovvero considerando le proprietà meccaniche medie derivanti da quelle dei materiali che li compongono; essi a differenza della muratura sono associati ad un comportamento monolaterale reagente solo in trazione. Si ipotizza altresì che la crisi avvenga per delaminazione pertanto ad essi è quindi associata la resistenza f_{fd2} del rinforzo FRP.

Le sezioni delle aste equivalenti si ottengono imponendo l'equivalenza meccanica con il pannello nei due cinematismi fondamentali: a taglio ed a flessione.

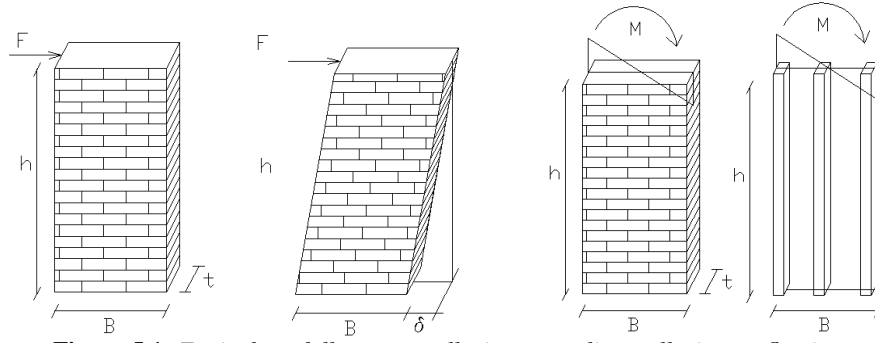


Figura 5.1: Equivalenza della parete sollecitata a taglio e sollecitata a flessione

Il dimensionamento della biella compressa si esegue imponendo l'equivalenza in termini di rigidità con lo schema deformativo 1a). In primo luogo si valuta lo spostamento del pannello δ_p :

$$\delta_p = F \times \left(\frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{12EJ} \right) \quad (13)$$

Con: G = modulo a taglio, E = modulo elastico, A = area di base del setto, $J = t B^3 / 12$ si veda fig. 5.1. Nell'ipotesi di equivalenza del tratto elastico, la definizione della rigidità del pannello viene ottenuta in (14) invertendo la deformabilità:

$$K_p = \frac{F}{\delta} = \left(\frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{12EJ} \right)^{-1} \quad (14)$$

Pertanto l'area del diagonale A_{diag} , nota la sua lunghezza l_d e l'inclinazione rispetto all'orizzontale α , si valuta mediante l'equazione (15):

$$A_{diag} = \frac{l_d \cdot K_p}{2E_d} \cdot \frac{1}{\cos^2 \alpha} \quad (15)$$

L'area dei montanti verticali A_m imposta costante, o meglio la loro larghezza l_m , definito lo spessore dei medesimi pari allo spessore efficace del paramento t , viene calcolata attraverso l'equivalenza del sistema in termini di curvatura, si veda fig. 5.1.b). Data la curvatura del pannello come (16):

$$\chi_p = \frac{M}{EJ}, \quad (16)$$

e definita la distanza d_i alla quale essi saranno posizionati rispetto al baricentro geometrico del pannello, attraverso la rigidità estensionale del singolo montante si ottiene la seguente formula:

$$A_m \sum_{i=1}^n 2d_i^2 = J \quad (17)$$

con n = numero di montanti discretizzati in metà pannello.

Per verificare la capacità predittiva del procedimento proposto è stato esaminato il caso di un pannello murario soggetto a trazione indiretta avente dimensioni nominali di $51 \cdot 51 \cdot 12 \text{ cm}^3$, e realizzato per mezzo di mattoni di dimensioni $5,5 \cdot 25 \cdot 12 \text{ cm}^3$ collegati da strati di malta dello spessore di 10 mm . Il paramento così realizzato viene ipotizzato

ruotato di 45° rispetto alla direzione verticale della sollecitazione di compressione e mostra spigoli smussati in corrispondenza di due estremità, si veda fig. 5.2; il modello ripropone un reale esperimento di cui sono disponibili i risultati in termini di carico e deformazione.

Il test condotto da Valluzzi et Al. [si veda 20] mirava a valutare l'efficienza di due tipologie di rinforzo con tessuti in CFRP. Più precisamente si è verificato il risultato dell'applicazione di singole strisce su due facce, in confronto a doppie strisce applicate su di una sola faccia. Nei campioni sono state montate tre strisce di tessuto ad interasse costante in direzione orizzontale, ovvero inclinate di 45° rispetto ai letti da malta tra i corsi. Sono a disposizione i dati inerenti tre serie di provini: **URM**, **CFRP single side**, **CFRP double side**.

L'analisi si propone di metter a confronto i risultati sperimentali con quelli ottenuti per lo stesso pannello attraverso: modellazione a reticolare equivalente, con elementi truss e con elementi brick entrambi atti a simulare il continuo equivalente [21]. Noti i moduli elastici E_m ed E_b dei due materiali malta e mattone, il modulo elastico del continuo equivalente è definito dalla legge di omogeneizzazione. Assunto un criterio di rottura alla Mohr Coulomb i parametri di resistenza sono calcolati come definito in precedenza.

In tabella 5.I e 5.II si riportano resistenze e parametri di calcolo dei materiali. In particolare si definisce ε_0 come deformazione all'atto del distacco del composito valutata secondo (8) dal rapporto tra tensione di delaminazione e modulo elastico.

Il legame costitutivo che descrive il rinforzo è di tipo elastico perfettamente plastico, con deformazione ultima in compressione pari a quella in trazione; la capacità in compressione è considerata nulla. Le strisce sono schematizzate come bielle in parallelo con la muratura.

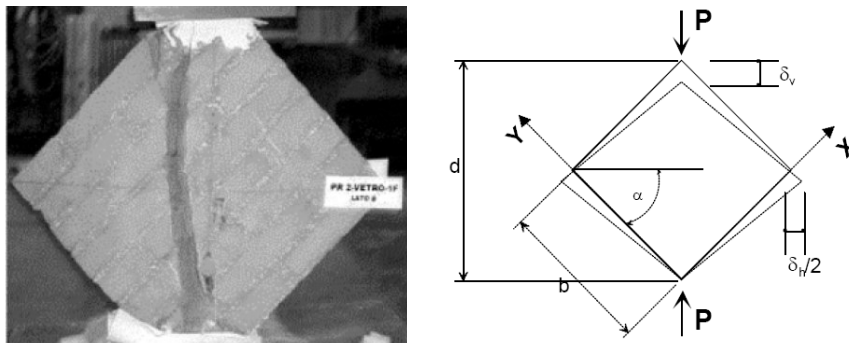


Figura 5.2.: Schema della prova di compressione diagonale esaminata

	Dati materiale muratura				Parametri solido equivalente		
	f_{mc}	f_{mt}	ν	γ	E_K	φ	c
	[MPa]	[MPa]		[kg/m ³]	[MPa]		[MPa]
URM	5,56	0,66	0,12	2000	3100	51,98°	0,96
CFRP s. side	5,56	0,66	0,12	2000	3100	51,98°	0,96
CFRP d. side	5,56	0,66	0,12	2000	3100	51,98°	0,96

Tabella 5.I: Caratteristiche muratura, calcolo parametri omogeneo equivalente

	E_t	ε_u	f_{td02}	t	ε_0
	[GPa]	[%]	[MPa]	[mm]	[%]
URM	-	-	-	-	-
CFRP s. side	230	1,5	600	0,33	0,26
CFRP d. side	230	1,5	850	0,165	0,37

Tabella 5.II: caratteristiche del rinforzo CFRP

Per quanto riguarda la modellazione del vero e proprio paramento, nel modello a guscio sono stati utilizzati elementi QUAD4 di dimensioni $42,5 \cdot 42,5 \text{ mm}^2$ ed elementi TRI3 di dimensioni $42,5 \cdot 42,5 \cdot 60 \text{ mm}^3$; nel caso tridimensionale si sono utilizzati elementi HEXA8 di dimensioni $42,5 \cdot 42,5 \cdot 30 \text{ mm}^3$ e WEDGE6 di dimensioni appropriate. Nel sistema reticolare equivalente sono stati modellati 9 montanti e 9 traversi che creano una maglia quadrata formata da 62 settori all'interno dei quali vengono disposte le 120 diagonali. Montanti e orizzontali hanno sezione $45 \cdot 120 \text{ mm}^2$ mentre i diagonali hanno sezione $24,9 \cdot 120 \text{ mm}^2$. Si veda a tal proposito fig. 5.3.

I risultati dei test sono esposti in termini di tensioni tangenziale e scorrimenti; data la geometria della sistema caricato, si veda figura 2, entrambe le grandezze sono ottenute per ogni passo di carico attraverso le relazioni (6):

$$\tau_{xy} = \frac{P}{(b * t)} \quad \gamma_{xy} = \left(\tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right) \cdot \left(\frac{\delta_v + \delta_h}{2d} \right) \quad (6)$$

Si riportano in figura 3 le immagini delle tre tipologie di modellazione del paramento nel caso di applicazione del composito su entrambe le facce. Le immagini si riferiscono allo stato del pannello all'atto del collasso e riportano mappe di tensione che mostrano: sforzo assiale delle aste nel modello reticolare, tensione massima secondo il criterio di Mohr-Coulomb nei paramenti b) e c) e trazione sulle strisce per tutti i modelli. Nei modelli a) e b) il rinforzo è collegato tramite link rigidi alla muratura di cui è rappresentato solo il piano medio. In questo modo le strisce lavorano in parallelo con la muratura creando sforzi eccentrici nel caso di rinforzo applicato su una sola faccia.

Si riportano in fig. 4 i risultati delle diverse modellazioni mediante definizione delle curve $\tau_{xy} - \gamma_{xy}$ dedotte attraverso le (9), dai dati di laboratorio. Per maggiore chiarezza espositiva, si precisa che la curva **reference** è relativa al pannello **URM**, le curve **PAN 1-1 & PAN 2-1** sono relative a pannelli **CFRP single side**, mentre le curve **PAN 3-2 & PAN 4-2** sono relative a pannelli **CFRP double side**. Tutti i modelli mostrano un incremento di rigidezza allo scorrimento in caso di intervento con CFRP su entrambe le facce, rispetto alla condizione non rinforzata; i paramenti con CFRP da un solo lato mostrano invece un peggioramento della rigidezza rispetto alla medesima condizione.

Il fenomeno è in accordo con quanto evidenziato dalle curve sperimentali ed è indotto dalle sollecitazioni fuori piano mobilitate dal rinforzo su singola faccia. In termini di deformazione il modello reticolare equivalente non coglie sufficientemente il ramo fessurato della curva, mentre approssima in modo soddisfacente la capacità al collasso ogni qual volta esso non sia affetto da meccanismi fuori piano (caso CFRP sigle side), vedi tab.5.III.

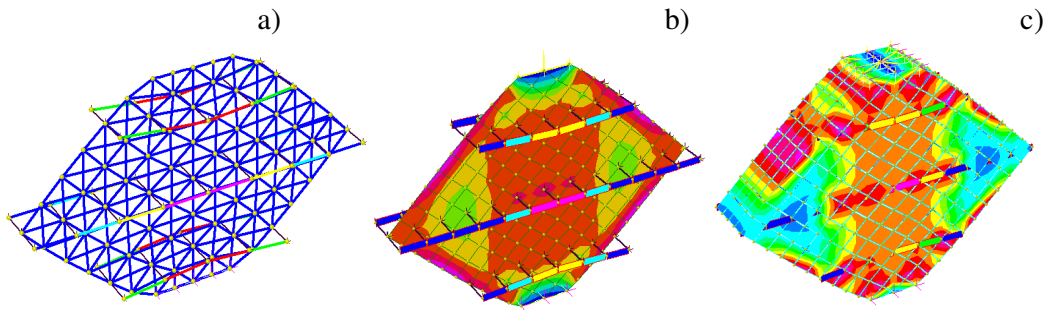


Figura 5.1.: a) modello reticolare, b) modello plate, c) modello brick

	F_u sperimentale	F_u modello reticolare	errore
URM	121 kN	120 kN	-0,8%
CFRP s. side	116 kN	130 kN	+12%
CFRP d. side	143 kN	135 kN	-5,6%

Tabella 5.III: confronto capacità test vs. modello reticolare

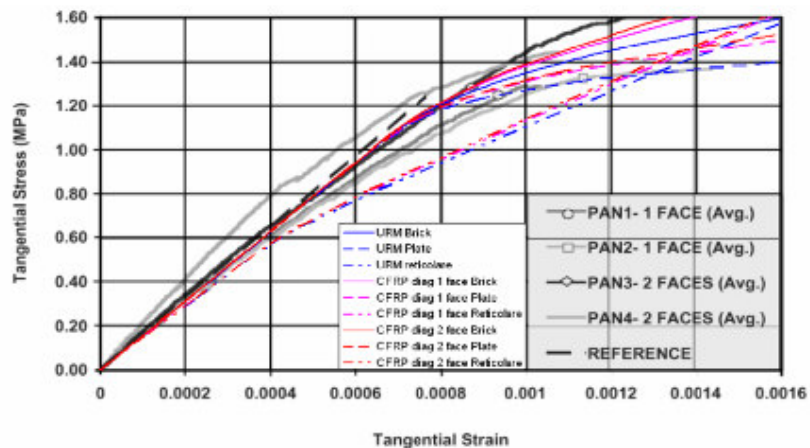


Figura 5.2: curva tensione tangenziale, scorrimento; risultati test e risultati modellazione

Si ritiene che il risultato della modellazione reticolare sia comunque soddisfacente dato il livello di discretizzazione del paramento rapportato alla critica condizione di carico. Il pannello infatti è soggetto a trazione con corsi inclinati di 45° rispetto alla sollecitazione.

si riporta infine l'analisi di una parete a due piani, composta da blocchi di laterizio e letti di malta, soggetta ad azioni cicliche orizzontali nel proprio piano applicate alle quote di solaio, realmente testata grazie ad una ricerca promossa da CNR e GNDT [6]. La curva sperimentale è messa a confronto con due modelli reticolari equivalenti che differiscono per la rappresentazione delle zone di nodo; in particolare il modello 1 presenta zone di nodo simulate attraverso blocchi rigidi, mentre il modello 2 trasforma anche i nodi mediante il sistema reticolare [22], si veda a tal proposito figura 5.5. Si noti che i modelli ricalcano esattamente la geometria della parete reale.

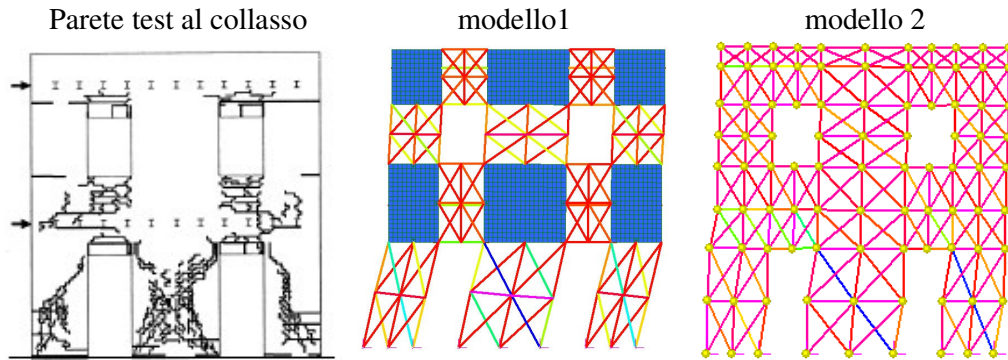


Figura 5.3: vista della parete testata, schematizzazioni mediante modelli reticolari equivalenti

Gli elementi montanti, orizzontali e diagonali sono stati dedotti assegnando al materiale muratura un modulo elastico $E = 2000$ MPa, un coefficiente di Poisson $\nu = 0,2$ ed una resistenza a compressione $f_{mc} = 3,0$ MPa; la capacità in trazione varia in funzione della tipologia: $f_{mt} = 0,3$ MPa per i montanti, $f_{mt} = 0,135$ MPa per gli orizzontali, $f_{mt} = 0$ MPa per i diagonali. In figura 5.6 e tabella 5.IV si riportano i risultati in termini di curve di capacità ed errore sulla stima della capacità portante.

Confrontando il quadro di danno reale con deformate e mappe di tensione dei modelli reticolari illustrate in fig. 5.5, si può apprezzare come le simulazioni colgano la forma del meccanismo di crisi; in particolar modo il modello con zone nodali rigide simula molto adeguatamente la fase iniziale a ridotta fessurazione, vedi fig. 5.6. Entrambe le schematizzazioni stimano con errore contenuto al 12% la capacità massima del sistema.

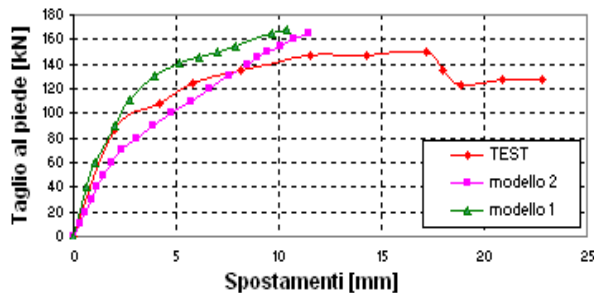


Figura 5.4: curva di capacità sperimentale vs. curve FEM

	$V_{b,max}$	ΔV
	[kN]	[%]
TEST	150.2	-
modello 1	168.7	12,4
modello 2	165.3	10.0

Tabella 5.IV: errore della stima di resistenza dei modelli

6 CONCLUSIONI

La presente nota cerca di fornire indicazioni sulle fasi del processo che porta dall'approccio iniziale ad una costruzione di elevata complessità, alla sua valutazione quantitativa, attraverso un percorso che comprende numerose attività concettuali, sperimentali e di approfondimento.

Il collegamento di tutte le informazioni in una rappresentazione meccanica che sia in grado di supportare le decisioni sul rischio intrinseco della costruzione in esame, è un

processo notevolmente complesso, proprio perché le informazioni non hanno una forma espressiva unica e condivisa. L'uso di informazioni ridondanti è fondamentale nell'ottenere un grado di confidenza sufficiente nelle valutazioni che verranno quantificate attraverso il modello di comportamento.

Dal punto di vista squisitamente numerico, esistono una varietà di modelli che portano a risultati talvolta simili, qualche volta in contrasto. La semplicità del modello è comunque una dote essenziale per poter eseguire analisi parametriche variando i dati di input e visualizzando la sensibilità della soluzione a errori nei parametri.

Nella nota sono stati presentati vari esempi che costituiscono un utile riferimento per avvicinarsi alla difficile arte della modellazione strutturale di edifici esistenti.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] Umberto Beseghi, *Palazzi di Bologna*, Bologna, Tamari, 1956, pagg. 247-252
- [2] AA. VV., *La Stazione centrale di Milano inaugurata l'anno 9 dell'Era Fascista*, Monografia ufficiale illustrata prodotta dall'Associazione Mutilati e Invalidi di Guerra, sezione di Milano, 1931, p. 1-396.
- [3] MC Cann D. M., Forde M. C. - *Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures* - NDT & E International 2001, Volume 34, Issue 2, pagg. 71-84.
- [4] Gucci N., Barsotti R. - *A non-destructive technique for the determination of mortar load capacity in situ* - RILEM, Materials and Structures 1995, Volume 28, Issue 179), pagg. 276 - 283.
- [5] Henzel J., Karl S. - *Determination of strength of mortar in the joints of masonry by compression tests on small specimens* - Darmstadt Concrete 1987, Volume 2, pagg. 123-136.
- [6] Filardi B., Liberatore D., Masi A., Nigro D. - *Valutazione della resistenza a taglio di una tipologia muraria tramite prove su pannelli, carote e triplete* - La Meccanica della Muratura tra teoria e progetto, Pitagora Editrice, 1996, pagg. 75-84.
- [7] Benedetti A., Pelà L., Aprile A. - *Masonry properties determination via splitting tests on cores with a rotated mortar layer* – 8th International Seminar on Structural Masonry (ISSM 08), Istanbul 5-7 Novembre 2008, ISBN 978-975-561-342-0..
- [8] Aprile A., Benedetti A., Grassucci F. - *Assessment of Cracking and Collapse for Old Brick Masonry Columns* - ASCE Journal of Structural Engineering 2001, Volume 127, Issue 12, pagg. 1427-1435.
- [9] Zingali A., Masciotta L.: *Analisi limite per campi di tensione costante di pannelli murari soggetti ad azioni verticali ed orizzontali*, *Atti del 4° Conv. Naz. ANIDIS*, Pitagora Editrice: Bologna 1989.
- [10] D.M. 14 Gennaio 2008 - *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* - pubblicato sulla G.U. del 4 Febbraio 2008 n° 29.
- [11] Benedetti A., Camata G., Mangoni E., and Pugi F. - *Out of Plane Seismic Resistance of Walls: Collapse Mechanisms and Retrofit Techniques* - The Tenth

- North American Masonry Conference, St. Louis, Missouri - June 3-6, 2007, ISBN 1-929081-28-6.
- [12] Benedetti A., Bettini A., Battaglia A. - *Intervento di restauro conservativo e miglioramento strutturale del teatro comunale "Ebe Stignani" di Imola* - Ingegneri Architetti Costruttori 2009, Anno LXIV, Numero 698.
- [13] A. Benedetti, E. Mangoni, A. Aprile, "Seismic Assessment of The Milano Central Railway Station", *CCC2008, Challenges for Civil Construction*, Torres Marques et al. (Eds), FEUP, Porto, 2008
- [14] G. Milani, P.B. Lourenco, A. Tralli., "Homogenised limit analysis of masonry walls: structural examples", *Computer and Structures*, **84**, (2006), p. 181-195.
- [15] G. Magenes, G. M. Calvi, "In-plane seismic response of brick masonry walls", *Earthquake engineering and structural dynamics*, **26**, (1997), p. 1091-1112.
- [16] A. Brencich, L. Gambarotta, S. Lagomarsino, "A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings", *11th European Conference on Earthquake engineering*. (1998), Balkema, Rotterdam.
- [17] (CNR) – *Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati* – CNR-DT 200/2004, Roma, 13 Luglio 2004.
- [18] A. Benedetti, E. Steli, "Analytical models for shear-displacement curves of unreinforced and FRP reinforced masonry panels", *Construction and Building Materials*, **22**, (2008), pp.175–185.
- [19] A. Benedetti. I. Brosio and F. Simonelli, Laboratory assessment of the FRP to timber bonding force for ancient beams showing biological attack, *SACoMaTiS 2008*, Varenna, Italy, (2008), p. 1091-1101.
- [20] F. Nardone, G. Manfredi, A. Prota, "Analisi teorico-sperimentale di elementi murari rinforzati con FRP: meccanismi resistenti e formule di progetto", *Atti del DAPS*, (2005), Università Federico II, Napoli.
- [21] AA. VV., "Seismic testing of a full scale, two story masonry building: test procedure and measured experimental response", *Rep. No. 3.0*, (1997), *GNDT*, Pavia, Italy.
- [22] A. Benedetti, F. Marani, L. Pelà, "Analisi di Strutture Murarie Rinforzate con FRP Attraverso Modelli Reticolari Non Lineari", *MuRiCo 3 Venezia*, A. Di Tommaso (Ed.), 2009, Venezia AICO.