



Politecnico di Bari

Repository Istituzionale dei Prodotti della Ricerca del Politecnico di Bari

Modellazione numerica sperimentale a supporto della Artificial Neural Network: valutazione predittiva della resistenza all'accelerazione di collasso tramite curve di progetto degli

This is a PhD Thesis

Original Citation:

Modellazione numerica sperimentale a supporto della Artificial Neural Network: valutazione predittiva della resistenza all'accelerazione di collasso tramite curve di progetto degli edifici in muratura / Palmieri, Davide Ottaviano. - ELETTRONICO. - (2025). [10.60576/poliba/iris/palmieri-davide-ottaviano_phd2025]

Availability:

This version is available at <http://hdl.handle.net/11589/281520> since: 2025-01-07

Published version

DOI:10.60576/poliba/iris/palmieri-davide-ottaviano_phd2025

Publisher: Politecnico di Bari

Terms of use:

(Article begins on next page)



Politecnico
di Bari

Davide Ottaviano Palmieri

***Modellazione numerica sperimentale a supporto della
Artificial Neural Network: valutazione predittiva della
resistenza all'accelerazione di collasso tramite curve di
progetto degli edifici in muratura***

Tesi di Dottorato

CONOSCENZA E INNOVAZIONE NEL PROGETTO PER IL PATRIMONIO

SSD: ICAR/09 – TECNICA DELLE COSTRUZIONI

Supervisor: Prof.ssa Dora Foti

Co-Supervisor: Prof. Gabriele Milani

Co-Supervisor: Prof. Fabio Rizzo

“Every second counts...”

RINGRAZIAMENTI

INDICE

ABSTRACT

OBBIETTIVO DELLA RICERCA

1. STATO DELL'ARTE

1.1 Modellazione numerica della muratura.....	pag.9
1.2 Problemi di natura Meccanica e Geometrica.....	pag.11
1.2.1 Comportamento Meccanico della Muratura.....	pag.12
1.2.2 Caratterizzazione Sperimentale della Muratura.....	pag.13
1.2.3 Dettagli strutturali.....	pag.15
1.3 Approcci sull'analisi della muratura.....	pag.17
1.3.1 Analisi Incrementali-Iterative.....	pag.17
1.3.2 Soluzioni basate sull'analisi limite.....	pag.19
1.4 Strategie di modellazione.....	pag.21
1.5 Modelli basati sui blocchi.....	pag.23
1.5.1 Approcci basati su elementi di interfaccia.....	pag.25
1.5.2 Approcci basati sul contatto.....	pag.27
1.5.3 Approcci basati sul continuo strutturato.....	pag.29
1.5.4 Approcci all'analisi limite basati sui blocchi.....	pag.29
1.5.5 Approcci estesi agli elementi finiti.....	pag.31
1.6 Modelli di continuità.....	pag.32
1.6.1 Approcci diretti.....	pag.32
1.6.2 Procedure di omogeneizzazione e approcci multi-scala.....	pag.33
1.6.2.1 Approcci di omogeneizzazione a priori.....	pag.34
1.6.2.2 Approcci multi-scala-passo-passo.....	pag.37
1.6.2.3 Approcci multi-scala adattivi.....	pag.39
1.7 Modelli a macro-elementi.....	pag.40
1.7.1 Approcci basati su travi equivalenti.....	pag.43
1.7.2 Approcci basati sul teorema a molle.....	pag.44

1.8 Modelli basati sulla geometria	pag.46
<i>1.8.1 Approccio basati sul teorema statico</i>	pag.49
<i>1.8.2 Approccio basato sul teorema cinematico</i>	pag.51
1.9 La Modellazione in sintesi	pag.52
2. COMPARAZIONE METODO DELA3D CON METODO FEM	
2.1 Introduzione	pag.55
2.2 DELA3D Limit Analysis	pag.57
2.3 Validazione metodo DELA3D attraverso due casi studio	pag.61
<i>2.3.1. Ex cinema Fatima</i>	pag.61
<i>2.3.1.1 Risposta strutturale tramite metodo FEM</i>	pag.65
<i>2.3.1.2 Risposta strutturale tramite metodo DELA3D</i>	pag.71
<i>2.3.1.3 Comparazione metodi FEM e DELA3D 1° caso studio</i>	pag.77
<i>2.3.2 Torretta medievale</i>	pag.80
<i>2.3.2.2 Risposta strutturale tramite metodo FEM</i>	pag.86
<i>2.3.2.2 Risposta strutturale tramite metodo DELA3D</i>	pag.91
<i>2.3.2.3 Comparazione metodi FEM e DELA3D 2° caso studio</i>	pag.95
2.4 Conclusione e validazione dei risultati	pag.98
3. ABACO DI PROGETTO: STIMA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA CON METODO DELA3D CON SET DI DATI E STRUTTURE SELEZIONATE	
3.1 Premessa	pag.99
3.2 Configurazione geometrica e meccanica	pag.100
<i>3.2.1 Caratteristiche Meccaniche dei Materiali</i>	pag.101
<i>3.2.2 Configurazione e obiettivi dell'Abaco di Progetto</i>	pag.102
3.3 Generalizzazione attraverso una rappresentazione polinomiale del rapporto Ag/g: definizione delle curve di progetto	pag.105

4. PROGETTO DI UNA ARTIFICIAL NEURAL NETWORK PREDITTIVA DEL COEFFICIENTE Ag/g

4.1 Premessa.....pag.114
4.2 Approccio ANN.....pag.115
4.3 Costruzione Framework ANN.....pag.117

5. CONCLUSIONI

REFERENCES.....pag.125
INDICE DELLE FIGURE.....pag.137
INDICE DELLE TABELLE.....pag.140
APPENDICE 1.....pag.141

ABSTRACT

The aim of this research is to develop an innovative and efficient methodology for the expedited assessment of seismic vulnerability in masonry buildings, leveraging the capabilities of artificial neural networks (ANN) integrated with an experimental numerical modeling approach. Following catastrophic seismic events, masonry structures are often significantly compromised, resulting in their classification as unsafe and uninhabitable. Traditionally, the evaluation of such buildings relies on qualitative assessments performed by inspectors, who provide preliminary estimates of structural reliability based on visual inspection and experience. However, this process is inherently subjective and prone to inaccuracies, leading to potential misclassifications that can either overestimate or underestimate the actual risk posed by these structures.

To overcome these limitations, the proposed research adopts a machine learning framework, specifically an ANN, to estimate the seismic response of masonry buildings with rectangular geometries. This method allows for a comprehensive and data-driven evaluation of structural vulnerability by incorporating a wide range of building geometries and material properties. The study considers twelve distinct building geometries, twenty-four unique combinations of mechanical parameters, and five different seismic loading directions, resulting in the simulation of 34,560 configurations. These extensive simulations were then summarized through a synthetic polynomial representation, which efficiently encapsulates the complexity of the dataset while enabling streamlined analysis.

The ANN was trained, tested, and validated using results from an experimental numerical approach grounded in the Distinct Element Method (DEM), a well-established analytical method for the assessment of structural behavior under seismic loads. The performance of the ANN, when compared to DEM-generated results, demonstrated a high level of accuracy, with predictions differing by approximately 10%.

This confirms the viability of using machine learning techniques for the reliable prediction of seismic performance in masonry structures. The primary outcome of this research is the development of a comprehensive database of design curves, which can be employed for the rapid assessment of the seismic vulnerability of masonry buildings. These design curves offer a practical tool for engineers and decision-makers in the aftermath of earthquakes, providing a quantitative and objective basis for classifying buildings as safe or unsafe.

The proposed methodology represents a significant advancement over traditional assessment techniques, which are often limited by their reliance on subjective judgment. By combining machine learning with established numerical methods, this research contributes to the development of more reliable and scalable tools for the assessment of building safety in seismic-prone areas.

Keywords

Limit analyses, Masonry, Artificial Neural Network, Seismic response, parametrization.

OBBIETTIVO DELLA RICERCA

Negli ultimi anni, l'aumento esponenziale di eventi sismici, espone a rischi elevati il patrimonio architettonico degli edifici in muratura presente sul territorio, provocando danni economici, culturali e sociali. A seguito di questi eventi, a causa delle loro caratteristiche intrinseche e morfologiche, risultano spesso gravemente danneggiati, rendendoli non visitabili o peggio inabitabili, creando di fatto notevoli sfide nella gestione del rischio e nella protezione civile.

Le valutazioni post-sisma sono generalmente effettuate da ispettori che classificano gli edifici come sicuri o insicuri basandosi su una stima preliminare dell'affidabilità strutturale, come ad esempio le schede AeDES. Tuttavia, questo approccio si basa principalmente su valutazioni qualitative che possono essere soggette a errori dovuti a incertezze o alla mancanza di dati precisi e completi.

Da qui nasce la necessità di adottare metodi quantitativi più accurati e affidabili per la valutazione della vulnerabilità sismica, ampiamente sperimentata e riconosciuta nella letteratura scientifica, come riportato nello stato dell'arte del presente lavoro di ricerca, con gli studi di Lourenço et al. 2016 e Milani et al., 2017.

L'obiettivo principale di questa ricerca è sviluppare una metodologia innovativa, basata su un approccio di machine learning, per stimare la risposta strutturale sismica di edifici in muratura di forma regolare. In particolare, il focus si basa sulla creazione di un modello predittivo che utilizza reti neurali artificiali (ANN) per esaminare un ampio numero di configurazioni strutturali.

La scelta di un approccio di machine learning è fondata dalla sua capacità di processare grandi quantità di dati e di apprendere modelli complessi, superando le limitazioni delle tradizionali tecniche qualitative e fornendo stime più accurate della risposta sismica.

Nello specifico, la ricerca ha preso in esame dodici diverse geometrie, ventiquattro combinazioni di parametri meccanici e cinque direzioni sismiche, generando un totale di 34.560 configurazioni strutturali. Questo ampio database è stato sintetizzato attraverso una rappresentazione polinomiale, che ha permesso di ridurre la complessità del problema e rendere il modello predittivo dal punto di vista computazionale efficiente. L'ANN è stata addestrata, testata e validata utilizzando il Metodo degli Elementi Distinti (DEM), un approccio analitico noto per la sua capacità di simulare accuratamente il comportamento dinamico delle strutture in muratura. I risultati ottenuti mostrano che l'ANN può prevedere la risposta sismica con un

marginale di errore inferiore al 10%, confermando l'efficacia di questa metodologia e la bontà del lavoro sperimentale svolto in questo periodo di dottorato.

Gli obiettivi specifici di questo lavoro di ricerca possono essere così sintetizzati:

- Sviluppare un database numerico che comprenda un'ampia gamma di configurazioni strutturali, variando i parametri geometrici e meccanici degli edifici in muratura;
- Implementare e addestrare un modello di rete neurale artificiale (ANN) per stimare la risposta strutturale sismica degli edifici in muratura, riducendo il margine di errore rispetto ai metodi qualitativi tradizionali;
- Validare il modello predittivo confrontando i risultati delle previsioni ANN con i dati ottenuti tramite il metodo proposto, sviluppato e validato da Milani et Al (DELA3D) con l'obiettivo di migliorare l'affidabilità delle risposte sismiche;
- Fornire uno strumento di supporto decisionale che possa essere utilizzato dalle autorità locali e dai professionisti del settore edilizio per valutare la vulnerabilità sismica degli edifici in muratura in modo più rapido e accurato.

È evidente come la presente ricerca mira a colmare una lacuna significativa nelle pratiche attuali di valutazione post-sismica, proponendo un approccio quantitativo basato su machine learning che non solo migliora la precisione delle valutazioni, ma rende anche possibile l'analisi di un vasto numero di configurazioni in un tempo relativamente breve.

1. STATO DELL'ARTE

1.1 Modellazione numerica della muratura

Le strutture in muratura, sebbene tradizionalmente adatte a sopportare i carichi gravitazionali, risultano particolarmente vulnerabili se sottoposte ad azioni straordinarie come i terremoti, manifestando fessurazioni anche in presenza di eventi di intensità moderata rispetto ad altre tipologie strutturali come gli edifici in cemento armato o acciaio. Negli ultimi cinquant'anni, la comunità scientifica ha dedicato notevoli sforzi all'analisi computazionale delle strutture in muratura con l'obiettivo di sviluppare strumenti in grado di prevedere e valutare il loro comportamento strutturale. Data la complessità della meccanica della muratura, sono stati proposti diversi approcci e scale di rappresentazione del comportamento meccanico, oltre a differenti strategie di analisi. In questa prima parte del lavoro, viene presentata una revisione esaustiva delle strategie di modellazione esistenti per le strutture in muratura, insieme a una nuova classificazione di tali strategie. Sebbene una collocazione completamente coerente di tutti gli approcci di modellazione sia sostanzialmente irrealizzabile a causa delle peculiarità di ciascuna soluzione proposta, questa classificazione tenta di portare ordine nell'ampia produzione scientifica in questo ambito. Le strategie di modellazione sono qui suddivise in quattro principali categorie: modelli basati sui blocchi, modelli continui, modelli basati sulla geometria e modelli a macroelementi. Ciascuna categoria è oggetto negli anni di continui studi e revisione approfondite, al fine di implementare ancora la conoscenza di questo materiale.

Le strutture in muratura rappresentano una parte significativa del patrimonio edilizio esistente nel mondo. Gran parte del patrimonio architettonico storico è costituito da strutture monumentali in muratura (edifici, torri, castelli, chiese, moschee, templi, ecc.). Inoltre, gli edifici residenziali ordinari sono tipicamente realizzati in muratura in numerosi paesi. Come evidenziato nella Fig. 1, esistono notevoli differenze tra edifici monumentali e ordinari in termini di materiali, geometria e dettagli strutturali.

È noto che le strutture in muratura non armata (URM), sebbene storicamente adatte a sostenere carichi gravitazionali, sono particolarmente vulnerabili se sottoposte ad azioni straordinarie come i terremoti. Infatti, la risposta strutturale a questo tipo di sollecitazioni è spesso caratterizzata dall'insorgere di fessurazioni nella muratura e/o dal crollo parziale (o totale) anche per eventi sismici di intensità moderata, se confrontati con altre tipologie strutturali come edifici in cemento armato o acciaio. Le fessurazioni nelle strutture in muratura possono essere causate anche da cedimenti differenziali del terreno sotto le fondazioni. Data l'eterogeneità della muratura, composta da blocchi generalmente legati con malta, le fessure tendono a seguire i

giunti di malta, anche se possono apparire fessure attraverso i blocchi stessi, a seconda delle proprietà relative di resistenza dei due componenti fondamentali (cioè, malta e blocchi). Nel corso dei secoli, sono state sviluppate soluzioni alternative alla muratura non armata, mirate a migliorare le proprietà di duttilità e dissipazione, nonché la resistenza, come la muratura confinata o armata. Nonostante ciò, questa prima parte della ricerca si concentra esclusivamente sulla muratura non armata.

Negli ultimi cinquant'anni, la comunità scientifica ha dedicato notevoli sforzi all'analisi computazionale delle strutture in muratura. L'obiettivo principale alla base di questo tema è che, se si riesce a sviluppare un modello meccanico in grado di simulare la risposta strutturale delle strutture in muratura, questo può essere utilizzato per prevedere la risposta strutturale a carichi straordinari e, quindi, per valutare le principali debolezze e la sicurezza di un edificio in muratura. Sebbene sia possibile progettare e analizzare computazionalmente nuovi edifici in muratura, questo approccio è stato principalmente orientato alla valutazione del comportamento prossimo al collasso degli edifici in muratura esistenti, data la loro ampia diffusione e la loro debole risposta strutturale.

Tuttavia, date le profonde complessità e incertezze che caratterizzano la geometria degli edifici (specialmente quelli storici) e la risposta meccanica della muratura (altamente non lineare), l'analisi computazionale delle strutture in muratura rimane un compito impegnativo.

In questa prima parte della ricerca viene presentata una revisione completa delle strategie di modellazione esistenti per le strutture in muratura e viene proposta una classificazione di queste strategie. Questa classificazione delle strategie di modellazione delle strutture in muratura si articola nelle seguenti quattro categorie (Fig. 2): (i) modelli basati su blocchi (BBM), (ii) modelli continui (CM), (iii) modelli a macroelementi (MM), e (iv) modelli basati sulla geometria (GBM). Sebbene una collocazione completamente coerente di tutti gli approcci di modellazione sia sostanzialmente impossibile a causa delle caratteristiche peculiari di ciascuna soluzione proposta, questa classificazione tenta di fare ordine nell'ampia produzione scientifica in questo campo.

Innanzitutto, le principali sfide meccaniche e geometriche delle strutture in muratura vengono brevemente discusse nella Sez. 2. Successivamente, nella Sez. 3, vengono evidenziati i limiti e le potenzialità degli approcci di analisi (ossia, analisi incrementale-iterativa e analisi limite) per le strutture in muratura. La classificazione proposta delle strategie di modellazione delle strutture in muratura è presentata nella Sez. 4. Ciascuna categoria è quindi esaminata in

dettaglio (BBM nella Sez. 5, CM nella Sez. 6, MM nella Sez. 7, e GBM nella Sez. 8) e i limiti e le possibilità di ciascuna strategia vengono ampiamente discussi. Nelle conclusioni (Sez. 9), viene fornito un riepilogo dei pro e contro e dei campi di applicazione di ciascuna categoria, e si tiene una discussione sulle sfide future dell'analisi computazionale delle strutture in muratura.



Fig.1 – esempio di edificio monumentale (a) e ordinario (b) in muratura

1.2 Problemi di natura Meccanica e Geometrica

Una simulazione affidabile della risposta meccanica di una struttura in muratura esistente dovrebbe basarsi su proprietà meccaniche attendibili, caratterizzate attraverso test sperimentali, e su rilievi geometrici e strutturali dettagliati.

Questa sezione si propone di evidenziare brevemente le principali sfide meccaniche e geometriche che emergono quando si affrontano le strutture in muratura.

1.2.1 Comportamento Meccanico della Muratura

La muratura è un materiale molto complesso dal punto di vista meccanico. È composta da blocchi solitamente legati con malta. I blocchi sono tipicamente realizzati con materiali quasi-fragili, come pietre da costruzione, mattoni cotti e non cotti. I blocchi sono assemblati secondo uno schema preciso, chiamato “legatura” o “apparecchiatura.” Questo rende la muratura un materiale eterogeneo. Il termine "muratura" si riferisce in realtà a una categoria molto ampia di materiali da costruzione (Fig. 3), con diverse caratteristiche meccaniche e peculiarità.

La risposta complessiva della muratura è governata dalle proprietà meccaniche dei suoi componenti (blocco e malta) e dalla legatura tra di essi. I componenti della muratura sono generalmente caratterizzati da una risposta quasi-fragile sia in tensione che in compressione. In particolare, il comportamento in compressione è caratterizzato da valori di resistenza e energia di frattura molto più alti rispetto al comportamento in trazione. Oltre alla non linearità mostrata

dai componenti della muratura, la legatura tra blocchi e malta è solitamente molto debole, caratterizzata da un comportamento coesivo-frizionale in taglio, dipendente dallo sforzo normale, e un comportamento coesivo in trazione (con una coesione essenzialmente irrilevante nel caso della muratura a secco), entrambi inclusivi dell'ammorbidimento della coesione. Pertanto, la risposta complessiva della muratura è altamente non lineare.

La muratura è un materiale anisotropo. L'anisotropia può essere osservata nel comportamento elastico (anisotropia elastica), nelle proprietà di resistenza (oltre alla differenza tra resistenze a compressione e a trazione, caratteristica dei materiali quasi-fragili, mostra anche diverse resistenze lungo diverse direzioni, cioè anisotropia di resistenza) e nella risposta post-critica (anisotropia di fragilità). In particolare, la muratura regolare in mattoni mostra solitamente proprietà anisotrope significative. Al contrario, l'anisotropia nella muratura in pietra a giunto irregolare, sebbene venga sempre osservata una differenza significativa tra resistenza a compressione e a trazione, potrebbe essere meno significativa (ad esempio, in termini di elasticità, resistenze e fragilità) rispetto alla muratura in mattoni regolari, data la mancanza di periodicità nel materiale.

L'interpretazione del comportamento meccanico della muratura può essere basata su diverse scale, tipicamente la scala del materiale e la scala dell'elemento strutturale. Per entrambi i casi, la descrizione del comportamento meccanico deve essere generalmente definita in termini di rigidità, resistenza e duttilità. La Figura 4 mostra i domini di resistenza limite della muratura alla scala del materiale (Fig. 4a) e alla scala del pilastro (Fig. 4b) per stati di tensione piana.

I meccanismi di rottura nella muratura sono solitamente complessi e articolati. I tipici modi di rottura della muratura a livello di assemblaggio di due blocchi sono illustrati nella Fig. 5. A livello strutturale, alcuni esempi di rottura della muratura sono rappresentati nella Figura 6

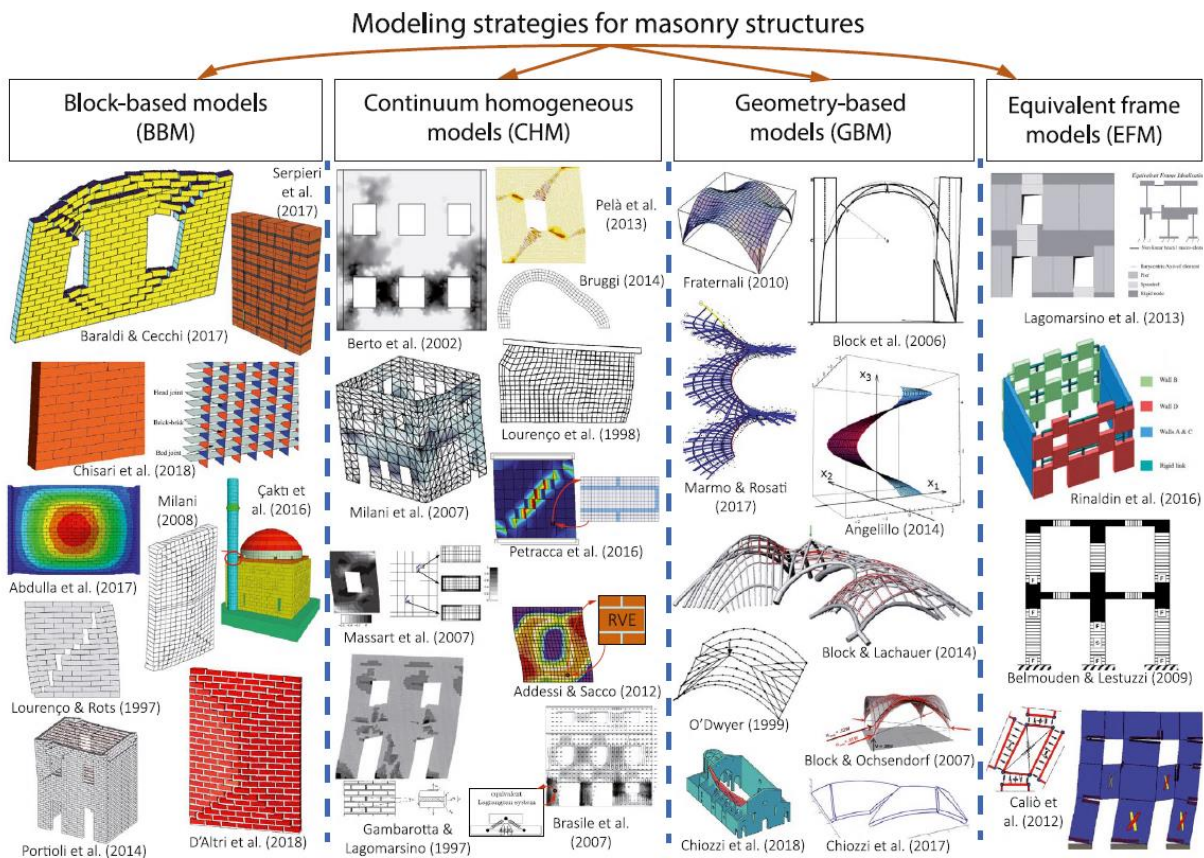


Fig.2 – Strategie di Modellazione per la muratura [1]



(a) (b) (c)

Fig.3 – Esempi di muratura: mattoni (a), pietra con malta (b) e pietra a secco (c)

1.2.2 Caratterizzazione Sperimentale della Muratura

La caratterizzazione sperimentale delle proprietà meccaniche della muratura è ancora un compito complesso. Sebbene negli ultimi decenni siano stati proposti diversi test sperimentali e configurazioni, la loro affidabilità e riproducibilità sono ancora oggetto di dibattito.

Fondamentalmente, la caratterizzazione sperimentale della muratura può essere effettuata a diverse scale, come mostrato nella Fig. 7: componenti della muratura (blocco, malta e legame

blocco-malta), “wallets” (piccoli assemblaggi di muratura), pannelli (pareti in muratura in scala reale) e edifici (strutture in muratura a scala reale).

Quando si affrontano edifici in muratura esistenti, dovrebbero essere utilizzati test in situ per caratterizzare meccanicamente la struttura. Tuttavia, i test in situ sono solitamente caratterizzati da maggiori difficoltà e limitazioni rispetto ai test di laboratorio. Ciò porta, in generale, a una maggiore incertezza sulle proprietà meccaniche caratterizzate. Inoltre, nei monumenti storici potrebbero essere impiegati esclusivamente test non distruttivi per garantire la conservazione e l'autenticità. Per limitare l'invasività, insieme ai test sperimentali, sono stati proposti in letteratura anche metodi indiretti per assegnare proprietà meccaniche alla muratura basati su un'interpretazione qualitativa delle sue principali caratteristiche (come la qualità dei giunti di malta, l'efficacia dell'intreccio in piano e trasversale, la legatura). Tuttavia, in generale, su questo tipo di strutture in muratura è possibile ottenere solo una quantità limitata di informazioni meccaniche.

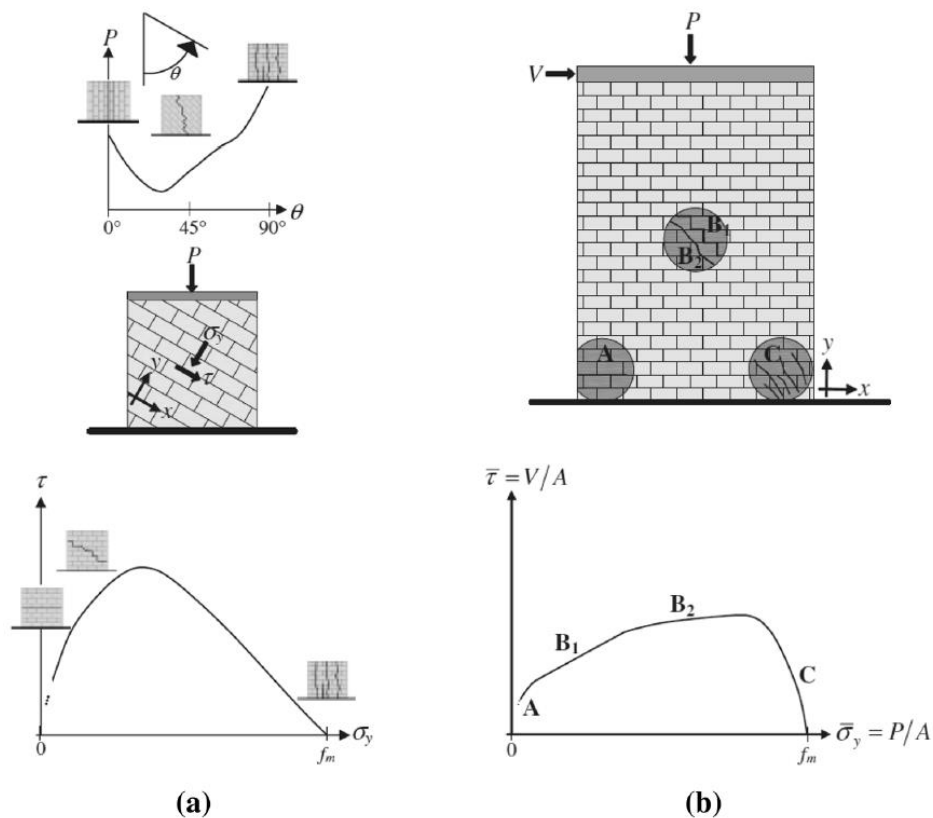


Fig.4 – Modelli di rottura e domini limite della muratura: scala del materiale (a) e scala del pilastro

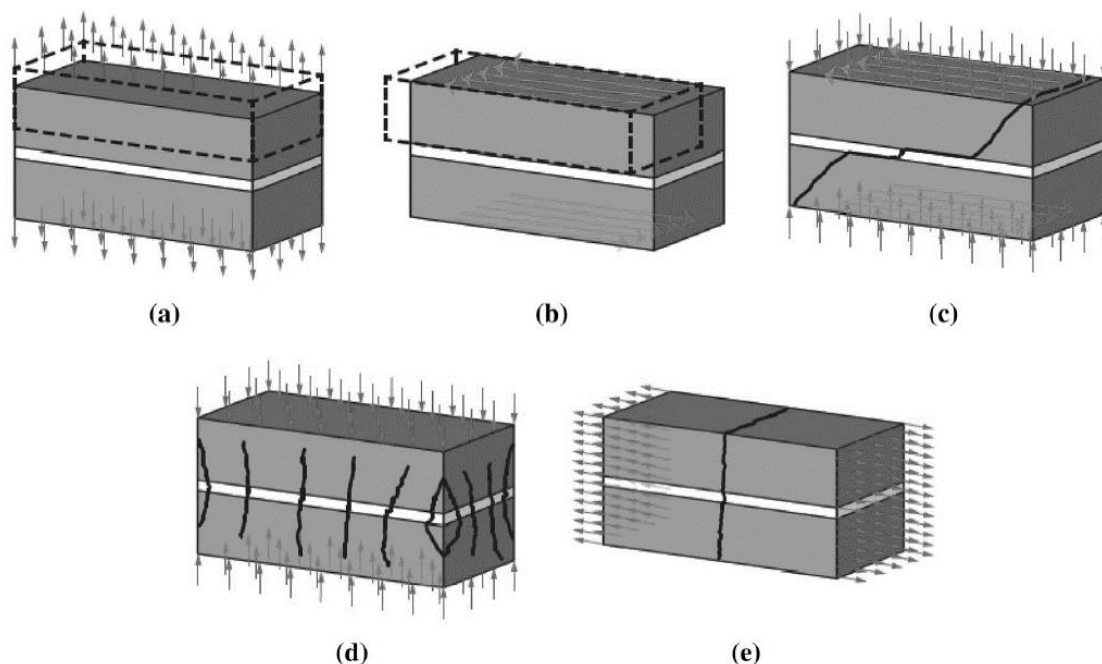


Fig.5 – Meccanismi di rottura della muratura: rottura a trazione del legame blocco-mortai (a), scorrimento a taglio del legame blocco-mortai (b), fessurazione diagonale della muratura (c), schiacciamento della muratura (d) e fessurazione a trazione di blocchi e malta (e)

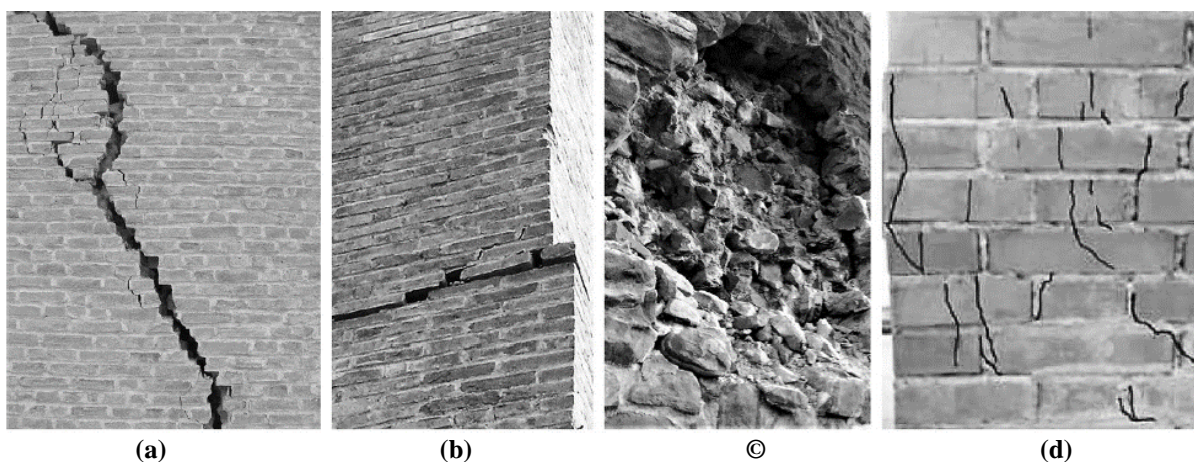


Fig.6 – Meccanismi di rottura della muratura: fessurazione diagonale (a), scorrimento (b), sgretolamento (c) e schiacciamento (d)

1.2.3 Dettagli strutturali

Nelle strutture in muratura, i dettagli strutturali giocano un ruolo fondamentale nella risposta meccanica. Infatti, la dentatura tra le pareti ortogonali (Fig. 7), la qualità del collegamento con i diaframmi orizzontali, la flessibilità dei diaframmi orizzontali, l'interazione con edifici adiacenti, ecc., potrebbero influenzare notevolmente il comportamento strutturale degli edifici in muratura.

In generale, i dettagli strutturali dipendono anche dall'evoluzione storica dell'edificio in termini di restauri, aggiunte di parti, cambi di destinazione, danni e riparazioni. La conoscenza di questi aspetti può essere una sfida per le strutture storiche, poiché sono il risultato di una sovrapposizione di modifiche avvenute lungo i secoli. Infatti, l'impostazione di una procedura di conoscenza efficace quando si trattano beni del patrimonio culturale in muratura è legata non solo all'ottimizzazione costi-benefici (rispetto all'affidabilità del risultato finale), ma anche alla minimizzazione dell'invasività sulla costruzione al fine di garantirne la conservazione. Oltre agli approcci tradizionali proposti negli standard o nelle linee guida per la valutazione sismica degli edifici esistenti (ad esempio a livello internazionale Eurocodice 8 - Parte 3 e ASCE/SEI 41/06) o, più specificamente, delle strutture del patrimonio sono state recentemente sviluppate proposte in letteratura per migliorare la fase di conoscenza.

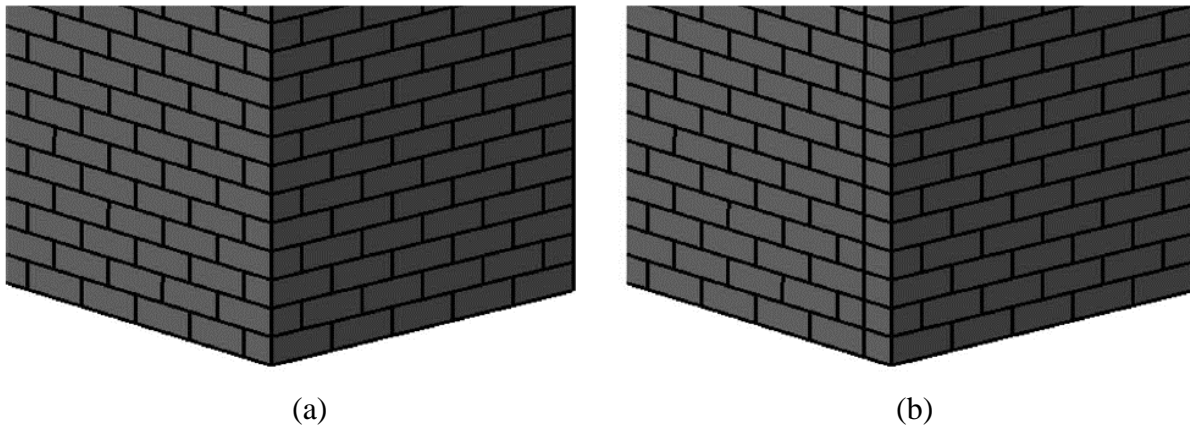


Fig. 7 - Esempio d'angolo tra due pareti in muratura ortogonali: rientranza (a) e senza rientranza dell'angolo (b)

In alcuni casi, la definizione della geometria della struttura potrebbe essere altrettanto impegnativa, specialmente per gli edifici monumentali storici caratterizzati da geometrie complesse e irregolari. In questi casi, è richiesto un rilievo geometrico e strutturale accurato.

Un primo problema riguarda l'identificazione della struttura (cioè il sistema portante) all'interno della geometria dell'edificio. Questa operazione non banale deve essere svolta dall'analista in base alla conoscenza dell'edificio.

Un altro problema riguarda l'impiego della geometria ai fini dell'analisi strutturale. La geometria di queste strutture può essere disegnata manualmente su un ambiente di progettazione assistita da computer (CAD) basato sul rilievo geometrico. La geometria basata su CAD può essere utilizzata direttamente all'interno di framework di analisi strutturale semplificati. Tuttavia, l'uso di questa geometria CAD nell'analisi strutturale basata su mesh potrebbe essere problematico. Infatti, il processo di discretizzazione di queste geometrie è solitamente accompagnato da errori di mesh, problemi di compatibilità, mesh eccessivamente

raffinate, ecc. Diversi approcci che utilizzano come input nuvole di punti 3D per la generazione automatica della mesh degli edifici storici sono stati recentemente proposti per affrontare i problemi menzionati. Lo sviluppo e l'ottimizzazione di questi metodi sono ancora in corso.

1.3 Approcci sull'analisi della muratura

La risposta di collasso o quasi-collasso delle strutture in muratura può essere indagata seguendo due principali modalità: (i) analisi incremental-iterative e (ii) soluzioni basate sull'analisi al limite. In questa sezione vengono brevemente richiamate le principali caratteristiche di questi due approcci di analisi.

1.3.1 Analisi Incrementali-Iterative

Nelle procedure di analisi incremental-iterative, l'evoluzione delle condizioni di equilibrio di una struttura soggetta a determinate azioni viene indagata passo-passo. Il carico e la risposta strutturale vengono suddivisi in una sequenza di intervalli, incrementi o "passi". Vengono quindi effettuate iterazioni per raggiungere l'equilibrio all'interno di ogni passo. Queste procedure consentono di tenere conto della non linearità meccanica, che è fondamentale e obbligatoria per una valutazione affidabile del comportamento di collasso e quasi-collasso delle strutture in muratura. Anche la non linearità geometrica può essere considerata. Sebbene siano stati sviluppati pochi esempi di modelli elastici lineari per la valutazione preliminare delle strutture storiche in muratura, la loro efficacia nell'indagare il modo di rottura e la sicurezza di queste strutture è sostanzialmente limitata.

Poiché l'obiettivo di queste analisi consiste nello studiare il comportamento di collasso delle strutture in muratura, potrebbero verificarsi spostamenti di grande entità, e quindi la non linearità geometrica potrebbe giocare un ruolo non marginale e dovrebbe essere inclusa nei calcoli.

Le analisi incremental-iterative possono essere classificate in analisi statiche non lineari e dinamiche non lineari (analisi nel dominio del tempo):

- **Analisi statica non lineare:** nelle analisi statiche non lineari, la struttura viene sottoposta a determinate azioni passo-passo fino al carico massimo e oltre, nel regime post-picco. Il tempo pseudo-temporale in cui evolve la risposta strutturale non rappresenta alcuna caratteristica fisica. Le simulazioni possono essere eseguite sia con controllo del carico che con controllo dello spostamento, e con controllo del danno evento per evento (ad esempio, analisi lineare sequenziale).

Data la non linearità meccanica assunta per il materiale, devono essere risolte equazioni differenziali non lineari. Queste equazioni possono essere trasformate in equazioni algebriche non lineari e risolte all'interno di un framework numerico. Tipicamente, le equazioni non lineari vengono linearizzate in modo incrementale e risolte seguendo una procedura iterativa. Tra le procedure iterative implicite più famose troviamo: il metodo di iterazione di Picard (o iterazione diretta), i metodi di iterazione di Newton-Raphson e i metodi di Riks.

Queste analisi vengono tipicamente utilizzate per simulare test sperimentali quasi-statici su strutture in muratura e per eseguire la cosiddetta analisi pushover. L'analisi pushover è una procedura molto comune e standardizzata per valutare il comportamento sismico di una struttura in muratura, che viene sottoposta a uno spostamento monotonicamente crescente di un nodo di controllo dato un pattern di forze orizzontali mantenuto costante durante l'analisi.

- ***Analisi dinamica non lineare (nel dominio del tempo)***: nell'analisi nel dominio del tempo non lineare (chiamata anche analisi non lineare transitoria), la struttura viene sottoposta a carichi dipendenti dal tempo passo-passo e la risposta strutturale evolve nel tempo reale, tenendo conto degli effetti inerziali e di smorzamento. I metodi di integrazione temporale vengono impiegati per soddisfare approssimativamente le equazioni del moto durante ogni passo temporale dell'analisi. Questi metodi possono essere classificati come espliciti o impliciti. Un metodo esplicito viene definito tale quando i nuovi valori di risposta calcolati a ogni passo dipendono solo dalle quantità ottenute nel passo precedente. Al contrario, in un metodo implicito, le espressioni che danno i nuovi valori per un determinato passo includono valori che riguardano quello stesso passo. Pertanto, i valori provvisori degli incogniti devono essere assunti e raffinati attraverso iterazioni successive. Tra i metodi di integrazione temporale più famosi ci sono: il metodo di Euler-Gauss, i metodi di Newmark Beta, la formulazione delle differenze centrali e i metodi di accelerazione lineare.

1.3.2 Soluzioni basate sull'analisi limite

Heyman applicò per la prima volta i teoremi limite della plasticità alle strutture in muratura adottando le seguenti tre ipotesi:

- a) La muratura non ha resistenza a trazione;
- b) La resistenza a compressione della muratura è infinita;
- c) Lo scorrimento di un blocco di muratura su un altro non può verificarsi.

Queste ipotesi, insieme alla trascurabilità delle deformazioni elastiche, permisero la formulazione del teorema statico (analisi limite inferiore) e del teorema cinematico (analisi limite superiore) per le strutture in muratura.

Il modello rigido senza trazione di Heyman è stato ampiamente utilizzato e applicato con successo nell'analisi della stabilità dei sistemi in muratura. Inizialmente, queste ipotesi permisero soluzioni grafiche semplici per l'analisi della stabilità delle volte in muratura e per l'analisi cinematica dei meccanismi di rottura sismici comuni degli edifici in muratura. Successivamente, le ipotesi di Heyman hanno stabilito una solida base per la formulazione di metodi computazionali moderni basati sull'analisi al limite.

Questi numerosi metodi (che verranno discussi in questa prima fase della ricerca) si basano sia sul teorema statico che sul teorema cinematico e il problema può essere formulato come soluzione di un problema di ottimizzazione (utilizzando o meno algoritmi genetici), di equazioni differenziali non lineari, di programmazione lineare o sequenziale lineare, ecc. Uno dei principali svantaggi delle soluzioni basate sull'analisi limite consiste nel fatto che i loro risultati si limitano al moltiplicatore di collasso e al meccanismo di collasso, e non forniscono informazioni sugli spostamenti ultimi e/o sulla risposta post-picco (come nelle procedure di ottimizzazione del layout delle discontinuità (DLO)), che risultano fondamentali nelle procedure di valutazione sismica basate sugli spostamenti ampiamente adottate per le strutture in muratura.

1.4 Strategie di Modellazione

In questa prima parte del lavoro di tesi, viene proposta una classificazione delle strategie di modellazione per le strutture in muratura. Questa classificazione si concentra sui modi in cui la muratura e/o le strutture in muratura vengono modellate. Pertanto, gli approcci di analisi visti nella Sezione 1.3 possono, in linea di principio, essere applicati a ciascuna categoria di strategia di modellazione. Ogni strategia di modellazione presenta alcune caratteristiche peculiari che, in generale, potrebbero avere un'area specifica di applicazione. Inoltre, a seconda della scala di rappresentazione concepita nella strategia numerica, potrebbero essere utilizzate diverse scale di test sui materiali per calibrare i parametri meccanici del modello, si veda la Sezione 1.2.3. Sebbene ogni soluzione di modellazione presente nella letteratura scientifica presenti caratteristiche originali e peculiari e, pertanto, una collocazione completamente coerente di tutti gli approcci di modellazione risulti sostanzialmente impossibile, questa prima fase della ricerca tenta di mettere ordine sulla vasta produzione scientifica in questo campo.

La presente classificazione riprende quelle che sono le quattro grandi categorie principali di strategie di modellazione per le strutture in muratura (Fig. 2):

- a) **Modelli basati su blocchi:** La muratura viene modellata blocco per blocco e, pertanto, la texture effettiva della muratura può essere considerata. Il comportamento dei blocchi può essere considerato rigido o deformabile, mentre la loro interazione può essere rappresentata meccanicamente tramite diverse formulazioni adeguate, che verranno esaminate nel paragrafo successivo.
- b) **Modelli continui:** Il materiale della muratura viene modellato come un corpo continuo deformabile, senza distinzione tra i blocchi e gli strati di malta. La legge costitutiva adottata per il materiale può essere definita attraverso (1) *approcci diretti*, ossia mediante leggi costitutive calibrate, ad esempio, su test sperimentali, oppure (2) *attraverso procedure di omogeneizzazione e approcci multi-scala*, in cui la legge costitutiva del materiale (considerato omogeneo nel modello a scala strutturale) viene dedotta da un processo di omogeneizzazione che collega il modello a scala strutturale a un modello a scala del materiale (rappresentante le principali eterogeneità della muratura) di un volume rappresentativo (RVE) della struttura. In questo caso, la soluzione dei problemi a scala strutturale potrebbe essere formulata in un contesto multi-scala.
- c) **Modelli a macroelemento:** La struttura viene idealizzata in componenti strutturali a scala di pannello (macroelementi) con una risposta fenomenologica o basata su leggi meccaniche. Tipicamente, si possono identificare due principali componenti strutturali: pilastri e architravi. La suddivisione della struttura in porzioni a scala di pannello è un'operazione a priori eseguita dall'analista che interpreta la concezione strutturale dell'edificio. Sebbene questi modelli possano, per alcuni aspetti, essere considerati approcci continui, la principale differenza con i modelli nella categoria (2) è che la legge costitutiva dei macroelementi tenta di riprodurre la risposta meccanica dei componenti strutturali a scala di pannello, mentre la legge costitutiva dei modelli nella categoria (2) cerca di riprodurre il comportamento meccanico del materiale della muratura.
- d) **Modelli basati sulla geometria:** La struttura viene modellata come un corpo rigido. La geometria della struttura rappresenta l'input principale (o addirittura l'unico) di queste strategie di modellazione. La definizione blocco per blocco della muratura non viene perseguita in questa categoria, in quanto gli approcci basati su blocchi sono inclusi nella categoria (1). L'equilibrio strutturale e/o il collasso vengono indagati attraverso diverse procedure. Tipicamente, questi metodi implementano soluzioni basate sull'analisi limite,

che possono basarsi sia su teoremi statici che cinematici. Sebbene questi modelli possano, per alcuni aspetti, essere considerati modelli continui si veda la categoria (2), va sottolineato che la presente categoria si basa sull'assunzione di corpo rigido.

Di seguito, ciascuna categoria viene esaminata in modo completo, mostrando le limitazioni e le possibilità di ogni approccio, tenendo conto delle soluzioni nuove e recentemente proposte.

1.5 Modelli Basati su Blocchi

I modelli basati su blocchi rappresentano il comportamento della muratura alla scala della principale eterogeneità del materiale, caratterizzata da blocchi assemblati tramite giunti di malta (o a secco), che governano gli aspetti principali della risposta meccanica e di rottura. Infatti, questi modelli possono considerare la texture effettiva della muratura, che controlla sostanzialmente l'anisotropia e il pattern di rottura del materiale.

Il primo esempio di modelli non lineari basati su blocchi risale probabilmente al 1978, grazie al lavoro pionieristico di Page in cui la muratura viene considerata come un assemblaggio (che verrà chiamato “continuo strutturato” in seguito) di elementi elastici di mattoni che agiscono in combinazione con elementi di collegamento che simulano i giunti di malta, i quali hanno una resistenza al taglio limitata a seconda della resistenza dell'aderenza e del livello di compressione. Da quel lavoro, sono stati sviluppati e proposti diversi modelli basati su blocchi. Le principali caratteristiche positive dei modelli basati su blocchi possono essere riassunte come segue:

- Rappresentazione del legame effettivo della muratura e di molti dettagli strutturali (ad esempio, dentatura degli angoli tra pareti ortogonali, si veda la FIGURA 8);
- Caratterizzazione meccanica a partire da test sperimentali su piccola scala;
- Chiara rappresentazione dei modi di rottura, che non richiedono interpretazioni complesse. Infatti, si possono ottenere approfondimenti dettagliati sulle parti più deboli della struttura, aiutando nella progettazione di dispositivi di rinforzo;
- L'anisotropia è intrinsecamente considerata nella definizione del legame effettivo della muratura;
- I modelli 3D solidi e i modelli 2D a guscio possono considerare, allo stesso tempo, le risposte nel piano e fuori dal piano delle pareti in muratura (e le loro interazioni);
- L'interazione tra pareti ortogonali soggette a carichi orizzontali (in termini, ad esempio, di trasferimento delle reazioni verticali) è intrinsecamente considerata nei modelli 3D.

Al contrario, le principali caratteristiche negative dei modelli basati su blocchi possono essere riassunte come segue:

- Il principale problema di questi modelli risiede nella loro enorme richiesta computazionale. Questo problema ben noto tipicamente limita l'applicabilità di queste strategie di modellazione a strutture a scala di pannello. Infatti, pochi esempi di applicazioni su strutture in muratura a scala completa si possono trovare nella letteratura. Tuttavia, dato l'aumento continuo delle capacità computazionali, questo problema potrebbe diventare meno significativo in un futuro prossimo;
- I modelli 2D a membrana difficilmente mostrano una risposta affidabile fuori dal piano;
- Il legame effettivo delle strutture in muratura esistenti è spesso non completamente noto. Pertanto, la discretizzazione blocco per blocco potrebbe essere approssimata in quei casi;
- L'assemblaggio del modello è solitamente un'operazione complessa e che richiede molto tempo, il che limita l'uso di queste strategie di modellazione a studi accademici e a pochissimi gruppi di consulenza di alto livello.

In questa sezione, i modelli basati su blocchi sono classificati in diverse sottocategorie a seconda del modo in cui viene formulata l'interazione tra i blocchi (Fig. 9):

- *Approcci basati su elementi di interfaccia;*
- *Approcci basati sul contatto;*
- *Approcci basati su continuo strutturato;*
- *Approcci di analisi limite basati su blocchi;*
- *Approcci estesi agli elementi finiti.*

Verrà quindi esaminata, nel seguente paragrafo, ogni sottocategoria soprariportata.

Block-based models (BBM)

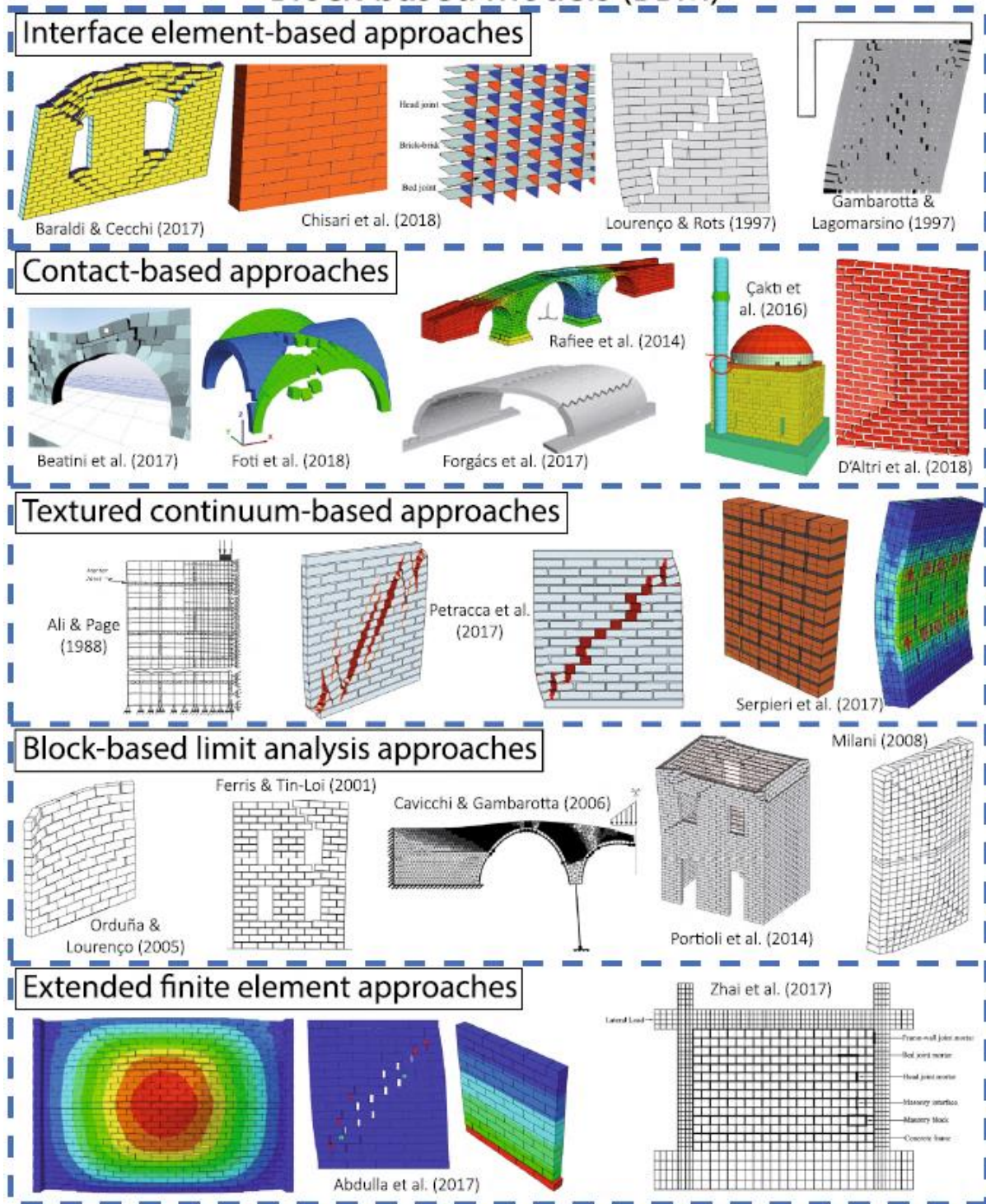


Fig.8 –Esempi di modelli a blocchi [1]

1.5.1 Approcci basati su elementi di interfaccia

Uno dei primi modelli non lineari basati su elementi di interfaccia per simulare il comportamento di collasso delle strutture in muratura, dove i giunti di malta sono stati modellati con elementi di interfaccia a spessore zero e le unità di muratura (che sono state considerate

espansive per tener conto della geometria dei giunti di malta) sono state modellate con elementi a fessura diffusa, all'interno di un approccio agli elementi finiti (FE) (Fig. 10). In particolare, è stato sviluppato un modello costitutivo plastico basato sull'interfaccia dilatante, in grado di simulare l'inizio e la propagazione della frattura dell'interfaccia sotto sforzi combinati normali e di taglio.

Un importante miglioramento di questo approccio è stato proposto da Lourenço e Rots. In particolare, hanno sviluppato un modello basato su interfaccia multi-superficie in cui tutte le non linearità (inclusi lo scorrimento di taglio, la fessurazione in trazione e anche lo schiacciamento in compressione) erano concentrate nelle interfacce. Questo ha permesso di aumentare l'efficienza del modello, nel quadro della plasticità con ammorbidimento. Un tale modello è stato ampiamente utilizzato negli anni successivi, ed è ancora oggi impiegato in molte applicazioni su strutture in muratura. Ad esempio, un'interessante applicazione di questo modello di interfaccia è stata condotta per pareti di taglio in muratura di pietra non regolare di edifici storici. Inoltre, successivamente un'estensione del modello di interfaccia sviluppato per il comportamento ciclico delle pareti di taglio in muratura è stata presentata e validata, completamente basata sulla teoria della plasticità.

Un modello di interfaccia ciclica dei giunti di malta basato sulla meccanica del danno è stato sviluppato da Gambarotta e Lagomarsino. In particolare, l'equazione costitutiva dell'interfaccia è postulata in termini di due variabili interne che rappresentano lo scorrimento frizionale e il danneggiamento del giunto di malta. Il modello di interfaccia mostra una risposta fragile sotto sforzi di trazione ed è caratterizzato da dissipazione frizionale insieme alla degradazione della rigidità sotto sforzi di compressione (Fig. 8).

Inoltre, diverse strategie si sono basate sull'assunzione di blocchi rigidi che interagiscono attraverso molle non lineari che simulano la risposta dei giunti di muratura e lo schiacciamento. Questo è il caso, ad esempio, del modello sviluppato da Malomo et al. nel contesto del cosiddetto metodo degli elementi applicati. Sebbene simile, in linea di principio, al modello a molla corpo rigido (RBSM) sviluppato da Casolo, che tuttavia non tiene conto del legame effettivo della muratura e, quindi, le proprietà lineari e non lineari della molla devono essere omogeneizzate.

Tutte le referenze descritte fino a questo punto sono concepite per l'analisi di problemi 2D, tipicamente problemi nel piano. Questo aspetto, come discusso sopra, limita considerevolmente l'applicabilità delle strategie di modellazione a problemi reali. Per superare questo problema,

sono stati sviluppati diversi modelli 3D per affrontare casi di studio reali. In particolare, sono stati sviluppati due diversi elementi di interfaccia specificamente per l'analisi 3D delle strutture in muratura.

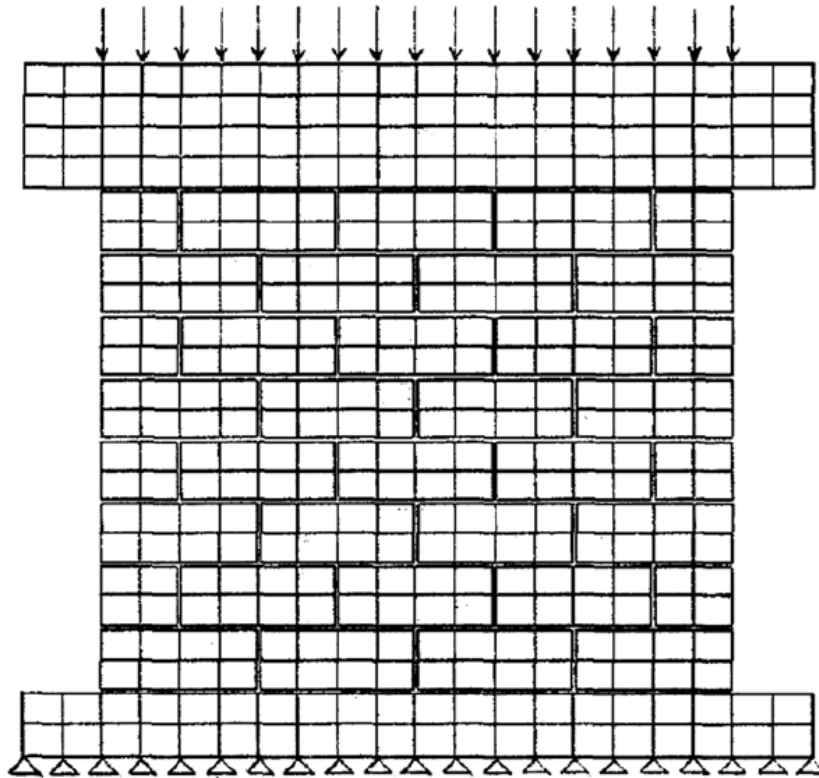


Fig.9 - Esempio di un modello pionieristico basato sull'interfaccia

In primo luogo, un'estensione del modello di interfaccia multi-superficie di Lourenço e Rots al caso 3D, che tiene conto anche della non linearità geometrica, è stata sviluppata da Macorini e Izzudin. In particolare, è stato utilizzato un approccio co-rotazionale per l'elemento di interfaccia, che sposta il trattamento della non linearità geometrica al livello di entità discrete e consente di considerare la non linearità del materiale all'interno di un quadro locale semplificato utilizzando cinematica di primo ordine (Fig. 9). Questo approccio è stato ampiamente utilizzato per applicazioni reali utilizzando routine di partizionamento. Inoltre, il modello di interfaccia è stato ulteriormente sviluppato per simulare la risposta ciclica delle strutture in muratura utilizzando un approccio di danno-plasticità.

1.5.2 Approcci basati sul contatto

Le strategie di modellazione basate sulla meccanica del contatto sono ampiamente utilizzate per la modellazione accurata delle strutture in muratura. Fondamentalmente, blocchi rigidi o deformabili (lineari o non lineari) interagiscono secondo una definizione di contatto frizionale

o coesivo-frizionale. Sebbene siano state sviluppate e validate diverse formulazioni "in-house" si possono distinguere tre principali famiglie di approcci basati sul contatto.

In primo luogo, una vasta famiglia di approcci di modellazione è stata sviluppata sulla base del metodo degli elementi distinti (DEM), chiamato anche metodo degli elementi discreti in letteratura, originariamente proposto da Cundall e Stack per l'analisi degli assemblaggi granulari e implementato nel codice UDEC. Gli approcci DEM si basano su formulazioni di penalizzazione del contatto e schemi di integrazione espliciti. In questo contesto, sono state condotte diverse applicazioni su strutture in muratura reali utilizzando blocchi rigidi o elasticamente lineari (Fig. 9).

In secondo luogo, un approccio implicito che considera la deformabilità dei blocchi è la cosiddetta analisi della deformazione discontinua (DDA). La DDA soddisfa i vincoli di assenza di trazione tra i blocchi e nessuna penetrazione di un blocco nell'altro. Inoltre, la legge di Coloumb è rispettata in tutte le posizioni di contatto sia per i calcoli statici che dinamici.

In terzo luogo, un'altra famiglia di approcci è basata sulla dinamica del contatto non regolare (NSCD), sviluppata da Jean e Moreau, caratterizzata da una formulazione diretta del contatto, nella sua forma non regolare, schemi di integrazione impliciti e dissipazione di energia dovuta agli impatti tra i blocchi. Questo approccio, sebbene applicato con successo a diversi casi di studio reali, appare limitato alle strutture in muratura a secco, in quanto sembra ancora non essere in grado di rappresentare adeguatamente le risposte coesive dei giunti di malta.

Sebbene gli approcci appartenenti alle tre famiglie sopra menzionate siano generalmente piuttosto rapidi e permettano applicazioni a scala completa, non sono in grado di considerare adeguatamente lo schiacciamento della muratura, che può essere, in alcuni casi, cruciale nella risposta meccanica delle strutture in muratura. A tal fine, sono stati sviluppati altri approcci per tener conto della non linearità dei blocchi in trazione e compressione (Fig. 10). Ad esempio, Sarhosis e Lemos hanno tenuto conto dello schiacciamento della muratura (Fig. 10 a) considerando le unità di muratura e i giunti di malta come un assemblaggio di particelle discrete irregolari deformabili, densamente impacchettate e legate tra loro da interfacce di contatto a spessore zero.

Nel contesto del cosiddetto metodo degli elementi discreti e finiti (FDEM) Smoljanović et al. hanno sviluppato un codice per l'analisi computazionale delle strutture in muratura a secco e lo hanno esteso alle strutture 3D. Inoltre, hanno implementato la risposta non lineare dei blocchi

per tener conto dello schiacciamento e della frammentazione dei blocchi di muratura (Fig. 10 b).

Infine, un modello 3D basato su blocchi con blocchi in contatto e danneggiati è stato sviluppato e validato recentemente, dove gli strati di malta sono modellati esplicitamente nella mesh dei blocchi (diventando un modello "dettagliato"). Questo modello, basato su schemi di integrazione impliciti, metodo di penalizzazione del contatto, danno in compressione e trazione per i blocchi e comportamento di contatto rigido-coesivo-frizionale, ha fornito risultati molto accurati per la risposta nel piano e fuori piano dei pannelli in muratura. Inoltre, il modello è stato esteso al comportamento ciclico di strutture in muratura a scala completa (Fig. 10 c).

1.5.3 Approcci basati sul continuo strutturato

L'idea principale dei modelli di continuo strutturato basati su blocchi è quella di avere, in un contesto FEM con elementi non lineari, i blocchi e i giunti modellati separatamente, senza alcuna interfaccia tra di essi, consentendo le caratteristiche di deformazione non lineare dei due materiali, nonché la rottura dei blocchi, della malta o dei giunti di malta per legame.

Un esempio di discretizzazione a mesh pionieristica di questo tipo di approcci è mostrato nella Fig. 9 (vedi Ali e Page 109), in cui gli elementi finiti con proprietà dei blocchi sono distinti da quelli con proprietà della malta (o più correttamente del giunto di malta). In particolare, il modello utilizzato in usa un criterio di resistenza per l'inizio e la propagazione delle fessure e la tecnica di modellazione della fessura diffusa per riprodurre gli effetti della fessura.

Più recentemente, un modello di continuo strutturato basato su blocchi che discretizza sia le unità che i giunti di malta con elementi continui, utilizzando un modello di danno in trazione/compressione. In particolare, il modello di danno è stato perfezionato per riprodurre correttamente la risposta non lineare sotto taglio e per controllare la dilatazione.

Un approccio molto innovativo per modellare meccanicamente la risposta non lineare dei giunti di malta, dove è stata proposta una formulazione di interfaccia composita 3D microstrutturata basata su un modello di zona coesiva multiplanare. In sostanza, è stata adottata una strategia di modellazione multi-scala per la legge costitutiva dei giunti di malta, consentendo di condurre una procedura di calibrazione coerente e riproducibile dei parametri del giunto di malta.

1.5.4 Approcci all'analisi limite basato sui blocchi

L'analisi limite basata su blocchi rappresenta un approccio accurato e robusto per la previsione del carico di collasso e del meccanismo di rottura delle strutture in muratura. Negli ultimi due

decenni sono stati sviluppati diversi approcci 2D e 3D (Fig. 9), generalmente basati sui teoremi statici o cinematici dell'analisi limite, anche se l'implementazione dell'attrito nei calcoli è solitamente non conservativa rispetto ai teoremi dell'analisi limite.

Il primo approccio di analisi limite basata su blocchi applicato agli assemblaggi di muratura è probabilmente quello sviluppato da Baggio e Trovalusci, dove la soluzione del problema di analisi limite in presenza di attrito alle interfacce tra blocchi rigidi, ovvero un problema di programmazione non lineare, viene ottenuta risolvendo un problema preliminare di programmazione lineare, corrispondente a un'analisi limite linearizzata in presenza di dilatanza alle interfacce.

Un altro approccio è stato sviluppato da Ferris e Tin-Loi, dove il calcolo dei carichi di collasso di sistemi discreti di blocchi rigidi, caratterizzati da attrito non associato e interfacce di contatto senza trazione, è formulato e risolto come un problema di ottimizzazione vincolata speciale, cioè il cosiddetto programma matematico con vincoli di equilibrio.

Inoltre, Sutcliffe et al. hanno sviluppato una tecnica per calcolare i carichi limite inferiori in pareti di taglio in muratura non rinforzata, in condizioni di deformazione piana. Utilizzando un'approssimazione di Mohr-Coulomb delle superfici di snervamento, la procedura numerica proposta calcola un campo di tensioni ammissibile staticamente attraverso la programmazione lineare e gli elementi finiti. Impostando l'equilibrio, viene formata un'espressione del carico di collasso, e la soluzione ottenuta rappresenta un limite inferiore rigoroso rispetto al carico di collasso effettivo.

Successivamente, Orduña e Lourenço hanno proposto una procedura di soluzione per l'analisi limite non associata di assemblaggi di muratura a blocchi rigidi, incorporando regole di flusso non associate e una superficie di snervamento accoppiata.

Inoltre, una formulazione per l'analisi limite di strutture in blocchi di muratura con giunti di attrito non associativi, utilizzando la programmazione lineare, è stata proposta e estesa a strutture 3D considerando gli effetti torsionali e ottimizzata utilizzando la programmazione conica. In questi approcci, i blocchi rigidi interagiscono tramite superfici di contatto senza trazione con attrito di Coulomb.

Al contrario, l'approccio proposto e sviluppato da Milani, basato su analisi limite superiori 3D con elementi finiti di pareti di muratura caricate nel piano e fuori piano, implementa interfacce con un criterio di rottura di Mohr-Coulomb con taglio della tensione e cappuccio in compressione per i giunti di malta, mentre un criterio di rottura di Mohr-Coulomb è adottato

per i mattoni. Pertanto, la coesione dei giunti di malta e lo schiacciamento della muratura sono considerati in questo approccio.

Sebbene gli approcci di analisi limite basati su blocchi siano stati applicati anche a strutture reali, ad esempio ai ponti in muratura, la loro richiesta computazionale appare particolarmente elevata, impedendo il loro utilizzo su strutture in muratura di grande scala.

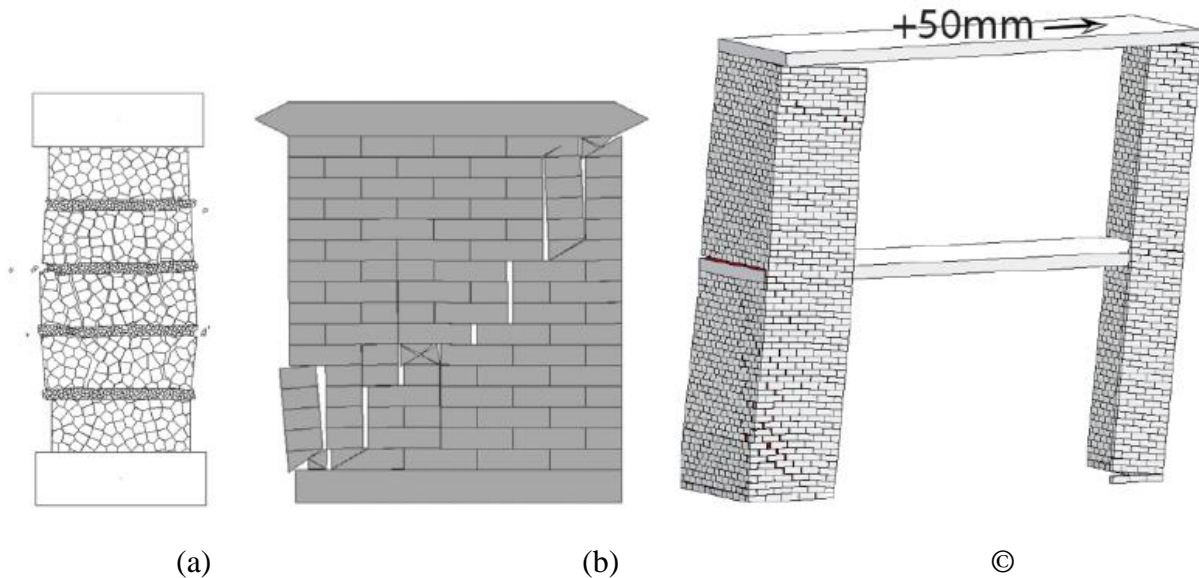


Fig.10 - Esempi di approcci basati sul contatto, che includono la frantumazione della muratura

1.5.5 Approcci estesi agli elementi finiti

Molto recentemente, sono stati proposti alcuni modelli basati su blocchi formulati nel quadro del metodo degli elementi finiti esteso (XFEM) (Fig. 9). In particolare, Abdulla et al. hanno proposto un modello 3D che include un comportamento coesivo basato sulla superficie per catturare il comportamento elastico e plastico dei giunti di malta e un modello di plasticità di Drucker-Prager per simulare lo schiacciamento della muratura sotto compressione (Fig. 9).

Inoltre, XFEM è stato adottato per modellare il comportamento di fessurazione e la rottura compressiva della muratura in pannelli di tamponamento, e l'elemento di interfaccia discreta è stato utilizzato per simulare il comportamento dei giunti di malta della muratura e dei giunti all'interfaccia tra il telaio e il tamponamento (Fig. 9).

Sebbene finora siano stati proposti solo due modelli in questa sottocategoria, questi approcci possono rappresentare un'alternativa potente per l'analisi basata su blocchi delle strutture in muratura.

1.6 Modelli di continuità

Negli approcci continui, la muratura è modellata come un corpo continuo deformabile (Fig. 12). Questa categoria di strategie di modellazione ha il vantaggio che la discretizzazione della mesh non deve descrivere le principali eterogeneità della muratura e, di conseguenza, può avere dimensioni significativamente maggiori rispetto alla grandezza dei blocchi. Pertanto, lo sforzo computazionale di questi approcci è generalmente inferiore rispetto agli approcci basati su blocchi. Tuttavia, data la complessità della muratura dal punto di vista meccanico (Sezione 2), la definizione di leggi costitutive omogenee adatte per la muratura è un compito impegnativo, e può essere affrontato tramite (1) approcci diretti, ossia mediante leggi costitutive calibrate, ad esempio, su test sperimentali, oppure tramite (2) procedure di omogeneizzazione e approcci multi-scala, in cui la legge costitutiva del materiale (considerato omogeneo nel modello a scala strutturale) è derivata da un processo di omogeneizzazione che collega il modello a scala strutturale a un modello a scala del materiale (rappresentante le principali eterogeneità della muratura). Il processo di omogeneizzazione è tipicamente basato su strategie di modellazione raffinate (ad esempio, modelli basati su blocchi) di un elemento di volume rappresentativo (RVE) della struttura.

1.6.1 Approcci diretti

I modelli continui diretti si basano su leggi costitutive continue che possono, in qualche modo, approssimare la risposta meccanica complessiva della muratura. In questi approcci, le proprietà meccaniche (parametri elastici, dominio di resistenza, ecc.) possono essere calibrate tramite test sperimentali o altri dati (ad esempio, domini di resistenza analitici derivati sperimentalmente), senza ricorrere a procedure di omogeneizzazione basate su RVE (elemento di volume rappresentativo).

Sono state sviluppate e testate diverse formulazioni, con vari livelli di approssimazione, su applicazioni reali. Infatti, sebbene le proprietà meccaniche del modello omogeneo dovrebbero, in teoria, essere rigorosamente dedotte dalle teorie di omogeneizzazione, molti approcci semplificati sono stati applicati con successo a casi di studio interessanti.

Una prima famiglia di approcci diretti consiste in un'idealizzazione drastica del comportamento meccanico della muratura, ossia la muratura è concepita come un materiale perfettamente senza trazione. Generalmente, un materiale perfettamente senza trazione si intende come un mezzo isotropo incapace di sostenere sforzi di trazione ma, per il resto, lineare-elastico. Questa ipotesi radicale, sebbene giustificata dal fatto che la caratterizzazione meccanica della muratura è

molto complessa, soprattutto nel regime di trazione, può costituire una base valida per analisi strutturali preliminari. Tuttavia, l'ipotesi di materiale senza trazione è stata ampiamente utilizzata nell'analisi della stabilità di volte e cupole in muratura, nel contesto dei modelli basati sulla geometria (Sezione 8).

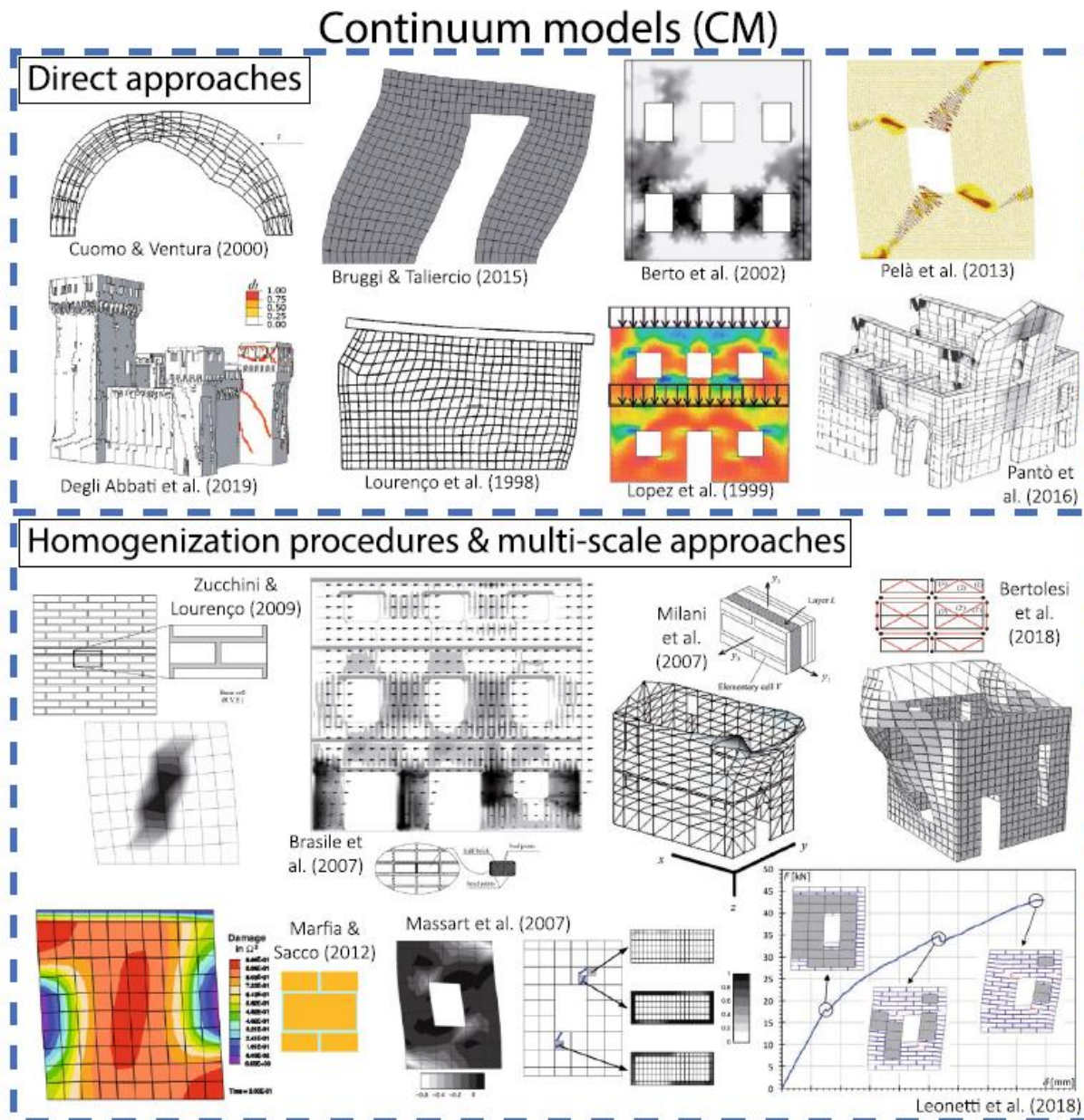


Fig.11 – Esempi di modelli continui [1]

La soluzione si basa su un problema di minimizzazione di una funzione quadratica con vincoli di uguaglianza e disuguaglianza. A partire da un campo di tensioni elementare, si ottiene una soluzione approssimativa ottimale (sicura nello spirito dell'analisi limite). Più recentemente, Bruggi ha proposto un'analisi agli elementi finiti di strutture senza trazione come un problema di ottimizzazione topologica. Successivamente, Bruggi e Taliercio hanno proposto un algoritmo

energetico non incrementale per definire la distribuzione e l'orientamento di un materiale ortotropo equivalente, minimizzando l'energia potenziale al fine di raggiungere uno stato di sforzo di sola compressione.

Sebbene gli approcci citati relativi al materiale senza trazione rappresentino soluzioni eleganti per un problema così complesso, la loro applicabilità a casi di studio reali è ancora limitata. Infatti, tutti gli approcci sopra menzionati sono limitati a problemi 2D e solo molto recentemente sono state investigate strutture 3D senza trazione. Tuttavia, questi approcci non possono simulare il comportamento post-picco delle strutture in muratura, il che rappresenta una forte limitazione nel campo della valutazione sismica delle strutture. Inoltre, sebbene l'ipotesi di resistenza a trazione nulla possa essere considerata generalmente conservativa, ciò potrebbe portare a meccanismi di rottura non coerenti con quelli osservati sperimentalmente, dato che in realtà le resistenze a trazione della muratura non sono pari a zero.

Altri modelli continui diretti per le strutture in muratura si basano su leggi costitutive non lineari continue basate sulla meccanica della frattura (modelli a fessura diffusa), sulla meccanica del danno o sulla teoria della plasticità. Sono stati sviluppati principalmente diversi modelli a fessura diffusa, plastici, di danno e di danno-plasticità per l'analisi agli elementi finiti di strutture in calcestruzzo. Tuttavia, la loro usabilità per la simulazione del comportamento di collasso o quasi collasso delle strutture in muratura presenta alcune limitazioni, principalmente a causa dell'anisotropia multi-livello (anisotropia elastica, di resistenza e di fragilità, vedi Sezione 2) della muratura e della sua eterogeneità introdotta dai giunti di malta. Sebbene il modello adottato abbia mostrato buone prestazioni rispetto al comportamento dominato dalla flessione, ha presentato problemi nel catturare il comportamento fragile a taglio dei pannelli in muratura.

Sebbene non pienamente coerenti con la meccanica della muratura, i modelli a fessura diffusa e i modelli isotropi di danno e danno-plasticità sono stati ampiamente utilizzati per analizzare le strutture in muratura, principalmente grazie alla loro efficienza, alla loro diffusione nei codici commerciali di elementi finiti e al relativamente basso numero di parametri meccanici da caratterizzare.

In particolare, l'utilizzo di questi modelli non lineari si è rivelato particolarmente indicato per l'analisi delle strutture monumentali storiche, data la loro ridotta complessità computazionale e la loro capacità di rappresentare geometrie 3D complesse e su larga scala. Inoltre, gli edifici storici sono solitamente caratterizzati da murature multi-strato irregolari assemblate

casualmente, che sono spesso impossibili da rappresentare blocco per blocco e da caratterizzare meccanicamente, data anche la rigorosa limitazione dei test distruttivi in situ sugli edifici storici. Infatti, le informazioni disponibili sulle proprietà meccaniche delle murature storiche sono solitamente scarse, favorendo l'uso di modelli non lineari isotropi.

Molte applicazioni di modelli isotropi a fessura diffusa, di danno e di danno-plasticità sono state condotte con successo su torri storiche, chiese e templi, palazzi e ponti in muratura.

In particolare, la maggior parte delle applicazioni su strutture monumentali storiche si basa su modelli 3D (Fig. 13), poiché il comportamento strutturale è raramente rappresentabile da modelli 2D, date le geometrie complesse e irregolari di questi edifici (Sezione 2).

Sebbene ogni modello di danno affidabile debba prevedere una regolarizzazione dell'energia di frattura, solitamente normalizzata su una dimensione caratteristica dell'elemento, mesh molto grossolane potrebbero portare a risultati non sicuri, in quanto non sono in grado di rappresentare essenzialmente il pattern di danno e la ridistribuzione delle tensioni. Un miglioramento dei modelli costitutivi sopra menzionati potrebbe essere rappresentato dall'uso di algoritmi di tracciamento delle fessure, derivati dall'analisi della fessurazione localizzata in materiali quasi-fragili, che garantiscono l'indipendenza dei risultati numerici dalla mesh e la rappresentazione realistica delle fessure propaganti nella simulazione numerica della frattura in materiali quasi-fragili.

Tuttavia, quando si ha a che fare con murature periodiche ben organizzate, l'assunzione di un solo valore di resistenza a trazione (che governa la risposta a trazione in ogni direzione) rischia di essere troppo semplicistica. A tal fine, sono state sviluppate e applicate leggi costitutive ortotropiche non lineari su strutture in muratura.

Successivamente, l'effetto dell'anisotropia si è diffuso, tramite l'uso di spazi di tensione e deformazione isotropi fittizi. Le proprietà del materiale negli spazi isotropi fittizi sono mappate nello spazio anisotropo reale mediante un tensore di quarto ordine coerente. Il vantaggio del modello è che la teoria classica della plasticità può essere utilizzata per modellare il comportamento non lineare negli spazi isotropi.

Più recentemente, Pelà et al. hanno proposto un modello di danno ortotropico per l'analisi delle strutture in muratura, in cui il comportamento ortotropico è simulato attraverso il concetto di tensori mappati dal campo anisotropo a uno spazio di lavoro ausiliario. Il modello consente la simulazione del danno indotto ortotropico, considerando anche gli effetti unilaterali, grazie alla separazione del tensore di sforzo in contributi di trazione e compressione. Il modello di danno

è stato anche combinato con una tecnica di tracciamento delle fessure per riprodurre la propagazione delle fessure localizzate nel problema agli elementi finiti.

Sebbene gli approcci continui anisotropi diretti descritti (Fig. 12) rappresentino soluzioni scientificamente valide, la loro applicazione a casi di studio reali è stata limitata dal fatto che il loro sforzo computazionale e il numero di proprietà dei materiali da caratterizzare meccanicamente sono sostanzialmente maggiori rispetto agli approcci isotropi.

Inoltre, altre soluzioni adottano un modello agli elementi finiti omogeneo della struttura, ma, invece di un vero continuo, utilizzano soluzioni alternative per descrivere il comportamento non lineare della muratura. Ad esempio, Reyes et al. hanno proposto una procedura numerica per la frattura della muratura in mattoni basata sull'approccio della discontinuità forte, tenendo conto dell'anisotropia del materiale.

Altri approcci, basati sull'analisi limite agli elementi finiti (FE), concepiscono il modello omogeneo a scala strutturale costituito da elementi rigidi o deformabili, posizionando interfacce non lineari tra gli elementi, dove può avvenire la dissipazione plastica. Nell'affrontare edifici storici a scala reale, gli approcci di analisi limite FE sono stati applicati con successo utilizzando proprietà meccaniche medie, senza ricorrere a una rigorosa procedura di omogeneizzazione.

Infine, altri approcci basati su sistemi di molle possono essere completamente caratterizzati attraverso una calibrazione adeguata delle proprietà delle molle lineari e non lineari.

Questi ultimi approcci (analisi limite FE e approcci basati su molle) possono essere considerati borderline nel contesto dei modelli continui (poiché presentano interfacce tra gli elementi o sistemi di molle anziché un vero e proprio continuo). Tuttavia, dato che alla fine si comportano come un continuo (dove tutte le deformabilità e le non linearità sono concentrate nelle interfacce/molle) e la struttura è effettivamente discretizzata tramite una mesh continua, la loro classificazione in questa categoria potrebbe essere considerata legittima.

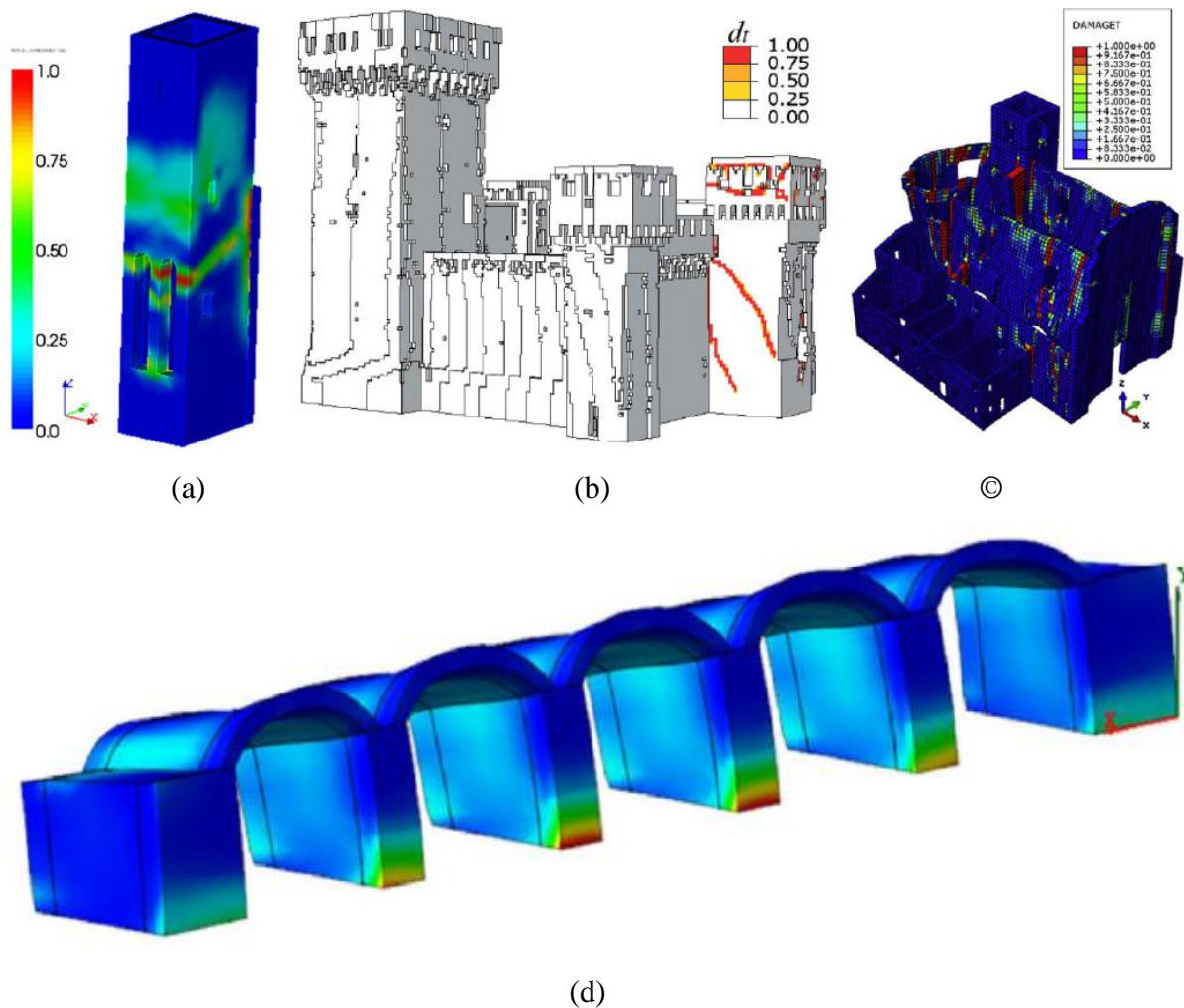


Fig. 12 - Esempi di approcci isotropici diretti al continuo applicati a strutture monumentali storiche

1.6.2 Procedure di Omogeneizzazione e Approcci Multi-scala

La legge costitutiva del modello omogeneo a scala strutturale, che tenta di rappresentare la muratura, può essere dedotta da processi di omogeneizzazione, tipicamente basati su RVEs (Elementi di Volume Rappresentativi). La definizione di un RVE adeguato è essenziale, poiché deve essere statisticamente rappresentativo dell'eterogeneità a scala di materiale in esame, incorporando le eterogeneità caratteristiche del materiale. A tal fine, sono state proposte diverse geometrie di RVE per tenere conto di schemi periodici e non periodici della muratura.

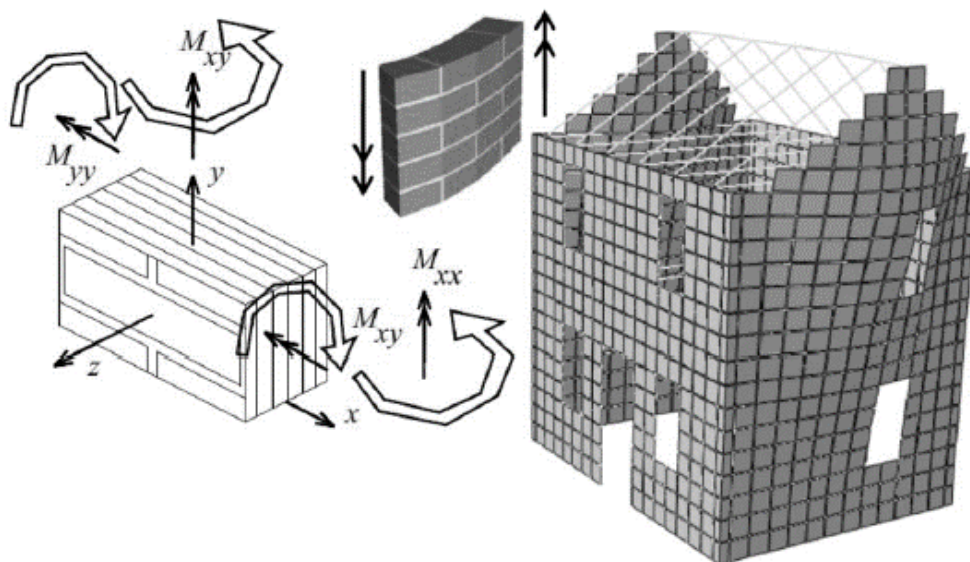
Data la complessità meccanica della muratura, ad esempio in termini di anisotropia, una vasta famiglia di approcci continui si basa su procedure di omogeneizzazione e approcci multi-scala. Fondamentalmente, si possono distinguere tre principali famiglie di approcci (Fig. 14):

Approcci di omogeneizzazione a priori (Fig. 14a), che tipicamente si basano su due fasi: nella prima fase, l'omogeneizzazione basata su RVE (a priori) viene eseguita per dedurre le proprietà

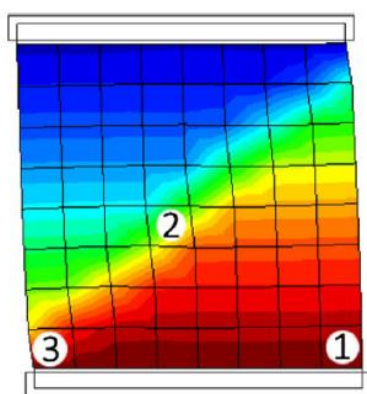
meccaniche del materiale a scala strutturale; la seconda fase consiste nell'introduzione delle proprietà meccaniche omogeneizzate nel modello a scala strutturale.

Approcci multi-scala passo-passo (Fig. 14b), in cui il comportamento complessivo a scala strutturale viene determinato passo-passo risolvendo un problema di valore al contorno (BVP) sull'RVE per ciascun punto di integrazione del modello a scala strutturale. In questo modo, viene ottenuta passo-passo una stima della risposta media prevista, da utilizzare come relazioni costitutive nel modello a scala strutturale. In questi approcci, l'eterogeneità della muratura non è direttamente considerata nel modello a scala strutturale, ma viene esplicitamente trattata nel RVE a scala di materiale.

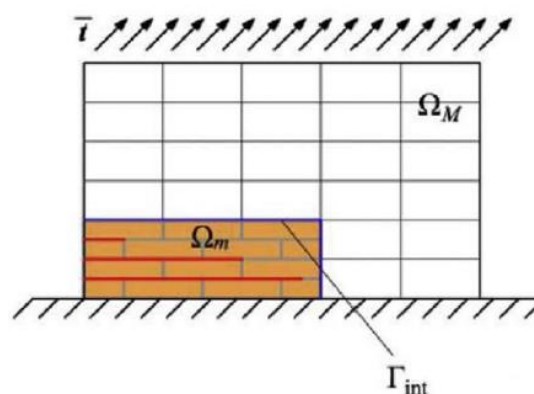
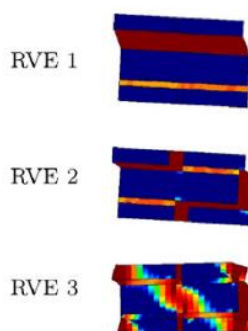
Approcci multi-scala adattivi (Fig. 14c), in cui il modello a scala di materiale viene inserito e risolto in modo adattivo nel modello a scala strutturale, stabilendo così un forte accoppiamento tra le due scale.



(a)



(b)



(c)

Fig. 13 - Procedure di omogeneizzazione e approcci multi-scala: a) omogeneizzazione a priori b) approcci multi-scala passo-passo e c) approcci multi-scala adattivi.

1.6.2.1 Approcci di Omogeneizzazione A Priori

Gli approcci di omogeneizzazione a priori consistono tipicamente in due fasi: nella prima fase, le proprietà meccaniche vengono dedotte attraverso un processo di omogeneizzazione, e nella seconda fase le proprietà omogeneizzate vengono introdotte nel modello a scala strutturale. Tuttavia, la maggior parte delle soluzioni fornite in letteratura si concentra sulla prima fase, mentre solo pochi approcci affrontano entrambe le fasi.

La deduzione delle leggi costitutive omogeneizzate per l'analisi di materiali eterogenei quasi-fragili, come la muratura, può basarsi su metodi in forma chiusa (analitici), quasi-analitici e numerici. Successivamente, Anthoine ha derivato rigorosamente le caratteristiche elastiche nel piano della muratura tramite la teoria dell'omogeneizzazione. Briccoli Bati et al. hanno applicato un modello a scala di materiale per determinare le proprietà meccaniche elastiche lineari complessive di una texture semplice di muratura in mattoni. Nel contesto dei modelli di continuo di Cosserat, Masiani e Trovalusci hanno studiato il caso di assemblaggi 2D periodici di blocchi rigidi uniti da giunti di malta elastici lineari, deducendo la caratterizzazione del modello a scala strutturale dell'equivalente mezzo, equiparando la potenza virtuale delle tensioni del modello grosso con la potenza virtuale delle azioni interne del modello discreto fine.

La maggior parte dei modelli esistenti per la muratura riguarda texture a scala di materiale periodiche. Cecchi e Sab hanno analizzato murature non periodiche, tipiche degli edifici storici, mediante un approccio di perturbazione, mentre Cavalagli et al. hanno utilizzato un approccio a scala di materiale con mezzi aleatori. Inoltre, diversi approcci per la derivazione delle superfici di rottura omogeneizzate della muratura si sono basati sull'analisi limite agli elementi finiti. Uno dei principali vantaggi di questi approcci risiede nel fatto che, una volta omogeneizzate le proprietà della muratura in termini di moduli elastici e dominio di resistenza (quindi, definiti a priori), esse possono essere direttamente implementate nei modelli a scala strutturale (Fig. 16), per risolvere casi di studio reali. Lo stesso vantaggio può essere osservato negli approcci RBSM, in cui le proprietà lineari e non lineari delle molle tra gli elementi rigidi, che non rappresentano il legame effettivo della muratura, possono essere omogeneizzate a priori (Fig. 17). Una volta determinate le proprietà omogeneizzate, esse possono essere direttamente utilizzate per applicazioni strutturali.

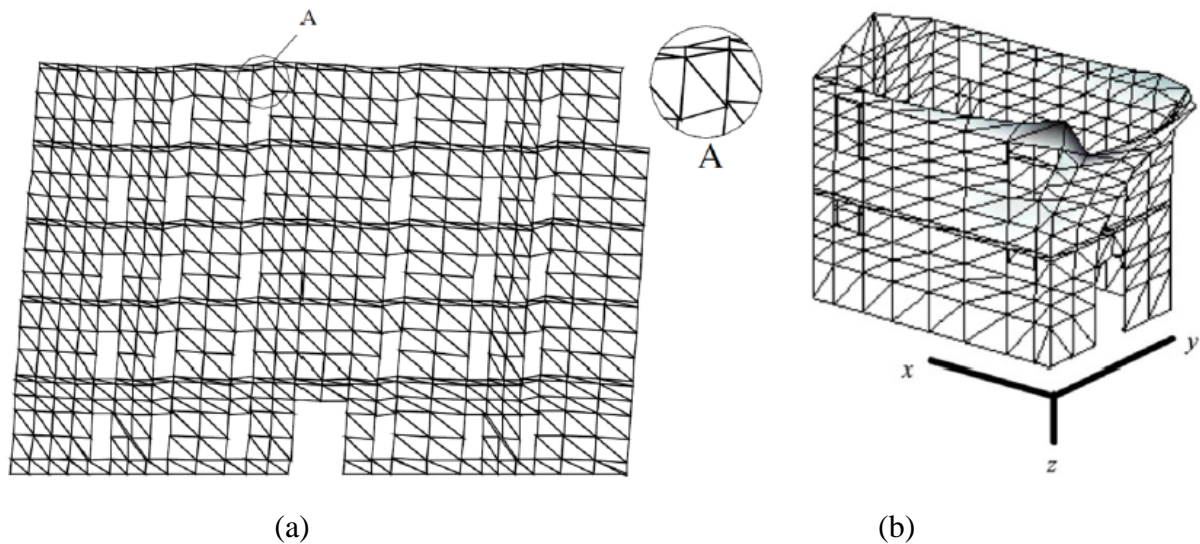


Fig. 14 - Esempi di approcci di analisi limite FE omogeneizzati

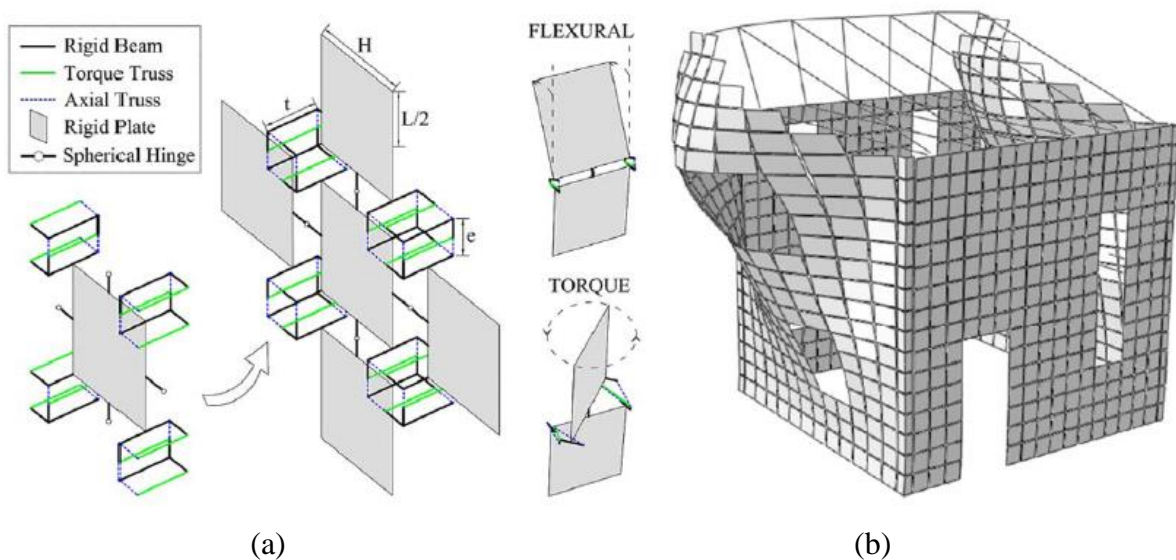


Fig. 15 - Esempi di approcci RBSM omogeneizzati [1]

1.6.2.2 Approcci Multi-scala Passo-passo

Numerosi approcci multi-scala passo-passo possono essere trovati nella letteratura scientifica, i quali possono differire in termini di:

- Tipo di continuo adottato nel modello a scala strutturale (continuo di Cauchy, continuo di Cosserat, ecc.);
- Tipo di procedura di omogeneizzazione (omogeneizzazioni computazionali di primo o secondo ordine, analisi del campo di trasformazione (TFA), ecc.);

- Tipo di modellazione dell'RVE (cioè la strategia di modellazione adottata per il modello a scala di materiale, ad esempio, modelli basati su blocchi).

Questi approcci tipicamente si basano su transizioni passo-passo e punto-per-punto tra il modello a scala strutturale e il modello a scala di materiale, e viceversa. I metodi di omogeneizzazione computazionale multi-scala sono tradizionalmente implementati all'interno del quadro FEM e, quindi, chiamati anche approcci FE². La maggior parte di questi approcci si basa su schemi di omogeneizzazione FEM di primo ordine. In questo contesto, i modelli di continuo di Cauchy sono stati classicamente adottati nei modelli a scala strutturale, che vengono ottenuti applicando tecniche di omogeneizzazione periodica per la simulazione del comportamento nel piano delle strutture in muratura (Fig. 14b).

Un metodo pionieristico di omogeneizzazione computazionale è stato proposto da Papa, dove è stato sviluppato un modello di danno unilaterale per la muratura basato su una procedura di omogeneizzazione, e da Luciano e Sacco, dove è stato sviluppato un modello di danno per muratura periodica a partire da un'analisi delle eterogeneità a scala di materiale. In quel periodo, Gambarotta e Lagomarsino hanno considerato un mezzo stratificato equivalente composto da giunti di malta e strati di mattoni, adottando le leggi costitutive di danno sia per i mattoni che per i giunti di malta. Successivamente, è stato sviluppato un quadro di riferimento continuo per la modellazione del comportamento inelastico della muratura strutturale. Questa formulazione ha incorporato le caratteristiche anisotrope del materiale e ha affrontato entrambe le fasi del processo di deformazione, cioè quelle associate alla modalità di deformazione omogenea così come alla modalità di deformazione localizzata. Calderini e Lagomarsino hanno ottenuto equazioni costitutive omogeneizzate nel piano, in termini di tensione media e deformazione media. Sono stati considerati diversi meccanismi di danno nel piano, con il processo di danno governato da leggi di evoluzione basate su un approccio energetico e su una legge di attrito di Coulomb non associata. Successivamente, Zucchini e Lourenço hanno proposto un modello a scala di materiale migliorato per l'omogeneizzazione della muratura nel dominio non lineare, incorporando meccanismi di deformazione opportunamente scelti, accoppiati con modelli di danno e plasticità.

Sacco ha proposto una procedura multi-scala basata su un'analisi micromeccanica del processo di danneggiamento del materiale di malta, assumendo blocchi elastici lineari. In questo caso, è stata proposta una procedura di omogeneizzazione non lineare basata su TFA, che fa uso della sovrapposizione degli effetti e del metodo FEM. Un miglioramento di questo approccio è stato sviluppato da Marfia e lo stesso Sacco, dove è stata implementata un'estensione della procedura

di omogeneizzazione basata su TFA al caso di deformazione propria non uniforme, così come l'uso del comportamento non lineare dei blocchi nel modello a scala di materiale.

Negli schemi di omogeneizzazione computazionale di primo ordine, dove la formulazione si basa sul primo gradiente del campo cinematico, possono sorgere due principali limitazioni.

La prima limitazione è legata al principio di separazione delle scale, che impone l'assunzione di uniformità sui campi a scala strutturale attribuiti a ciascun RVE. In effetti, questa assunzione non è del tutto efficace nelle parti del modello a scala strutturale dove sono presenti alti gradienti di deformazione nell'RVE corrispondente.

La seconda limitazione deriva dalla risposta coesiva (quasi-fragile) della muratura, ossia a causa del fatto che insorgono effetti di ammorbidimento nelle relazioni sforzo-deformazione. Poiché le lunghezze caratteristiche delle scale strutturali e dei materiali non sono intrinsecamente considerate nei modelli classici di continuo di Cauchy, emergono problemi di sensibilità alla mesh quando si presenta un comportamento di ammorbidimento del materiale. Per superare questo inconveniente, possono essere adottati approcci non locali, modelli di continuo di ordine superiore e processi di regolarizzazione per garantire l'obiettività del problema.

Un modo semplice per superare i problemi di localizzazione consiste nel seguire un processo di regolarizzazione, ad esempio, in termini di energia di frattura. In questo approccio, una lunghezza geometrica caratteristica generalizzata tiene conto della dimensione dell'elemento a scala strutturale così come della dimensione dell'RVE, garantendo l'obiettività dell'energia dissipata a scala strutturale.

Massart et al. hanno proposto un modello multi-scala migliorato utilizzando modelli di danno isotropico con gradiente implicito non locale per entrambi i costituenti, descrivendo le orientazioni preferenziali del danno e impiegando, a scala macroscopica, un modello a banda incorporata. Una omogeneizzazione computazionale di secondo ordine per la muratura periodica è stata proposta da Bacigalupo e Gambarotta. Questa procedura computazionale è stata derivata assumendo una rappresentazione appropriata del campo di spostamento a scala di materiale come la sovrapposizione di un campo di spostamento locale a scala strutturale e di un campo di fluttuazione a scala di materiale sconosciuto, che tiene conto degli effetti delle eterogeneità. Altri approcci si sono basati sull'adozione di modelli di continuo di Cosserat a scala strutturale. In generale, questo ha permesso di tener conto di una lunghezza interna del materiale e di superare i problemi di localizzazione. Salerno e De Felice hanno studiato l'accuratezza di vari schemi di identificazione per continui di Cauchy e Cosserat, mostrando

che il continuo micro-polare riproduce meglio le soluzioni discrete, nel caso di stati di deformazione non periodici, grazie alla sua capacità di tener conto degli effetti di scala. In alternativa, Casolo ha considerato modelli elastici lineari isotropi sia per i mattoni che per la malta e ha utilizzato un approccio computazionale per identificare il tensore elastico omogeneizzato del mezzo equivalente di Cosserat. Inoltre, Addessi et al hanno sviluppato un continuo di Cosserat a scala strutturale, che tiene automaticamente conto della dimensione assoluta dei componenti della muratura, derivato da una procedura di omogeneizzazione razionale basata su TFA. Un altro metodo di omogeneizzazione per il continuo di Cosserat è stato presentato da De Bellis e Addessi. Infine, Addessi e Sacco hanno sviluppato una legge costitutiva non lineare per il modello a scala di materiale, che include danno, attrito, schiacciamento e effetti di contatto unilaterale per i giunti di malta. L'omogeneizzazione non lineare è stata eseguita utilizzando la tecnica TFA, opportunamente estesa al continuo di Cosserat a scala strutturale.

Sebbene gli approcci multi-scala menzionati in precedenza fossero focalizzati sulla risposta nel piano delle pareti in muratura, anche l'analisi fuori piano delle strutture in muratura è una questione interessante, specialmente dal punto di vista dell'ingegneria sismica. A tal fine, Mercatoris e Massart hanno presentato un quadro multi-scala per la rottura di gusci planari sottili quasi-fragili periodici, utilizzando un elemento potenziato da taglio con la descrizione di Reissner-Mindlin, impiegandolo per la rottura delle pareti in muratura caricate fuori piano. Inoltre, è stato proposto un approccio di omogeneizzazione computazionale per l'analisi di strutture a guscio eterogenee spesse generali, con particolare attenzione alle pareti di muratura periodiche. Un approccio multilevel molto efficiente è stato sviluppato da Brasile et al. Sebbene questo approccio possa essere considerato borderline in un quadro multi-scala (essendo piuttosto un approccio multilevel), la strategia proposta si basa su uno schema iterativo che utilizza contemporaneamente due diversi modelli di muratura (locale e globale). Il primo è un modello fine basato su blocchi e descrive la risposta meccanica non lineare, inclusi i fenomeni di evoluzione del danno e di resistenza all'attrito. Il secondo è un'approssimazione lineare agli elementi finiti del modello precedente, definita alla scala grossolana della parete e utilizzata per accelerare l'iterazione. Lo schema iterativo proposto si è dimostrato efficiente e robusto per l'analisi non lineare nel piano delle facciate in muratura.

1.6.2.3 Approcci Multi-scala Adattivi

Una seconda strategia multi-scala (CMM) consiste nell'uso dei cosiddetti metodi multi-scala adattivi (Fig. 15c). In questi approcci, un modello omogeneizzato di primo ordine rappresenta

inizialmente la risposta della muratura fino al raggiungimento di un criterio di soglia. Ad esempio, tale criterio potrebbe tenere conto dell'inizio della propagazione del danno. Dopo il raggiungimento della soglia, l'area di interesse viene sostituita da una descrizione a scala di materiale eterogeneo, in grado di rappresentare l'alta deformazione localizzata senza la dipendenza dalla mesh tipica della teoria di primo ordine.

1.7 Modelli a Macro-elementi

Nei modelli macroelementari (Fig. 17), la struttura viene idealizzata in componenti strutturali a scala di pannello con una risposta non lineare di tipo fenomenologico o basata su modelli meccanici. Tipicamente, si possono identificare due principali componenti strutturali: maschi murari e fasce di piano.

Questi approcci si concentrano principalmente sull'analisi della risposta sismica globale degli edifici in muratura. Infatti, i modelli macroelementari si basano generalmente sull'assunzione che l'attivazione di modalità di rottura locale, principalmente associata alla risposta fuori piano delle pareti in muratura, sia prevenuta. In questo contesto, la risposta sismica globale è quindi strettamente legata alla capacità nel piano delle pareti o al trasferimento dei carichi dovuto alla presenza di solai. In questi approcci, le analisi globali (statiche incrementali-iterative e/o dinamiche) vengono generalmente condotte su modelli 3D per tenere conto del trasferimento dei carichi tra le pareti portanti dovuto a un'azione orizzontale.

In questi approcci di modellazione, i componenti strutturali (maschi murari e fasce di piano) devono essere identificati a priori, sulla base delle osservazioni dei danni su edifici reali. Infatti, le osservazioni dei danni causati dai terremoti hanno mostrato che le crepe e i danni si concentrano solitamente nei maschi murari e nelle fasce di piano.

Macroelement models (MM)

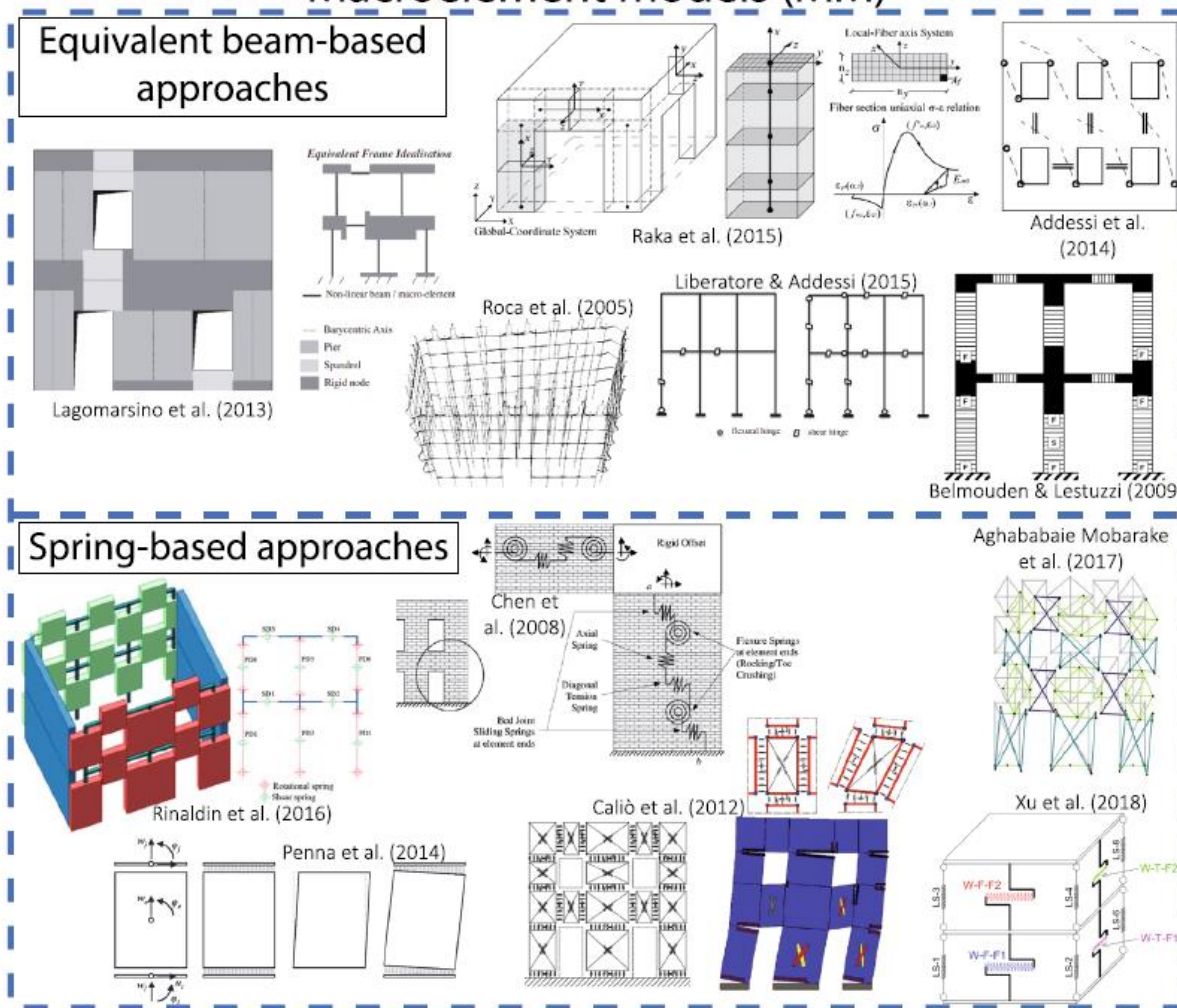


Fig. 16 – Esempi di modelli a macro elementi [1]

I maschi murari sono gli elementi verticali resistenti che sopportano carichi sia verticali che orizzontali. Al contrario, le fasce di piano sono le parti orizzontali della struttura tra due aperture allineate verticalmente, che accoppiano la risposta dei maschi murari contigui quando caricati orizzontalmente. Sebbene l'identificazione di maschi murari e fasce di piano possa risultare semplice e piuttosto banale nel caso di facciate in muratura con aperture distribuite regolarmente (ad esempio, per strutture ordinarie in muratura regolare, vedi Fig. 1b), diventa più complessa nel caso di aperture disposte irregolarmente, risultando sostanzialmente impossibile per geometrie molto complesse (ad esempio, per strutture monumentali storiche in muratura, vedi Fig. 1a).

I modelli a macro elementi sono le strategie di modellazione più diffuse, in particolare per la valutazione sismica delle strutture in muratura, e sono sostanzialmente l'unico metodo utilizzato

dai professionisti. Infatti, il loro sforzo computazionale molto limitato (anche nel caso di strutture 3D), unito alla facile e rapida definizione del modello e delle proprietà meccaniche, ha portato alla loro ampia diffusione. Tuttavia, essendo i modelli macro elementi uno degli approcci più semplificati per analizzare le strutture in muratura (Fig. 2), presentano, insieme al loro sforzo computazionale gestibile, anche alcuni svantaggi. In particolare, di solito assumono che l'attivazione di qualsiasi modalità di rottura locale (fuori piano) sia prevenuta. Questa ipotesi di disaccoppiamento, sebbene le modalità di rottura locale possano essere valutate separatamente attraverso l'analisi limite cinematica (vedi Sez. 8.2), potrebbe portare a una stima convenzionale della capacità sismica, poiché in realtà i danni fuori piano e nel piano possono insorgere simultaneamente. Inoltre, i modelli macro elementi non possono tenere conto meticolosamente dei dettagli strutturali, come l'incastro tra pareti ortogonali. Infine, l'idealizzazione a priori della struttura in maschi murari e fasce di piano potrebbe portare alla definizione di un sistema meccanico distante da quello reale, in particolare nel caso di layout di aperture molto irregolari. Pertanto, è comunque richiesto un certo livello di competenza da parte dell'analista.

Sebbene la maggior parte dei modelli macro elementi si basi su travi equivalenti, recentemente sono stati sviluppati anche diversi approcci basati su molle. Sia gli approcci basati su travi equivalenti che quelli basati su molle (Fig. 18) vengono esaminati nella sezione seguente.

1.7.1 Approcci Basati su Travi Equivalenti

L'idealizzazione dei pannelli murari come travi non lineari rappresenta l'assunzione più comune nei cosiddetti "modelli a telaio equivalente". Un modello pionieristico basato su travi equivalenti è stato proposto da Tomažević. Il cosiddetto metodo POR si basava su ipotesi meccaniche rudimentali, ossia i danni nel piano per facciate in muratura sottoposte a carichi orizzontali erano dovuti esclusivamente alle forze di taglio nei maschi murari, mentre sia le fasce di piano che le regioni nodali erano considerate rigide e completamente resistenti. Questa semplice descrizione meccanica, basata su relazioni elasto-plastiche semplificate per descrivere la non linearità delle travi, forniva una sufficiente affidabilità solo nel caso di edifici con maschi murari deboli e fasce di piano forti. Successivamente, sono stati presentati miglioramenti implementando la flessibilità e la resistenza limitata delle fasce di piano in muratura.

Altri modelli più avanzati basati su travi equivalenti hanno proposto l'idealizzazione della struttura muraria come un assemblaggio di elementi trave rappresentanti i maschi murari e le fasce di piano, collegati da nodi rigidi (Fig. 18), che rappresentano le zone tra i maschi e le

fasce di piano (ovvero le zone in cui raramente si osservano danni sismici). Questi modelli si basano su leggi costitutive fenomenologiche non lineari elasto-plastiche adottate per gli elementi trave. In seguito, Grande et al. hanno proposto un semplice elemento finito (FE) a trave per l'analisi non lineare delle strutture in muratura, basato su tre parti: due offset rigidi, in grado di simulare il comportamento molto rigido delle intersezioni tra maschi murari e architravi, e una parte centrale flessibile. Inoltre, nel modello sono state introdotte speciali interfacce di taglio per tenere conto del cedimento a taglio. Un altro FE a trave a 2 nodi basato sulle forze dove i componenti di tensione risultanti sono stati esattamente interpolati lungo l'asse della trave, eseguendo un'integrazione analitica (senza ricorrere a un approccio a fibre). Il FE a trave era composto da un elemento centrale flessibile, caratterizzato da una relazione costitutiva senza tensione, e da una cerniera a taglio non lineare concentrata. Un ulteriore FE a trave dove sono state inserite cerniere plastiche concentrate sia flessionali che di taglio nei due nodi della trave, seguendo una classica relazione costitutiva elastico-plastica. Infine, Liberatore e Addessi hanno sviluppato un FE a trave a 2 nodi basato sulle forze, costituito da un elemento centrale elastico lineare, due cerniere flessionali e un collegamento di taglio con comportamento elastico-perfettamente plastico, determinato tramite un metodo predittore-correttore.

Un FE a trave non lineare 2D con plasticità concentrata che assume una relazione bilineare con cut-off della resistenza (senza incrudimento) e decadimento della rigidezza nella fase non lineare è stato proposto come implementato nel software Tremuri. Poiché quest'ultimo è particolarmente efficiente per azioni monotone, più recentemente la formulazione di questa trave non lineare è stata affinata da Cattari e Lagomarsino attraverso un comportamento a tratti lineare. In particolare, tale legge costitutiva raffinata consente la descrizione della risposta non lineare fino a livelli di danno molto gravi (da 1 a 5), attraverso una progressiva degradazione della resistenza in corrispondenza di valori assegnati di drift. Il modello include anche una descrizione accurata della risposta isteretica formulata attraverso un approccio fenomenologico, per catturare le differenze tra le varie possibili modalità di rottura (di tipo flessionale, a taglio o persino ibrido) e la diversa risposta dei maschi murari e delle fasce di piano, che si è rivelata particolarmente efficiente nelle analisi dinamiche non lineari.

Infine, un macroelemento basato su travi equivalenti molto avanzato è stato recentemente proposto da Raka et al. per l'analisi statica e dinamica non lineare degli edifici in muratura. La formulazione della trave considerava le deformazioni assiali, di flessione e di taglio nel contesto della teoria delle travi di Timoshenko. In particolare, una legge ciclica fenomenologica per la

sezione della trave, che tiene conto della risposta del pannello a taglio, è stata combinata con un modello basato su fibre che tiene conto delle risposte assiali e di flessione.

1.7.2 Approcci Basati sul teorema a Molle

In alternativa all'uso di elementi trave equivalenti, diversi modelli macroelementari sono stati formulati implementando molle non lineari (Fig. 17) all'interno di un telaio fittizio, per approssimare la risposta non lineare nel piano delle pareti e delle facciate in muratura.

Un'applicazione pionieristica di un modello macroelementare basato su molle, adattando un modello con molle a taglio non lineari in serie con molle rotazionali originariamente sviluppato, negli anni '80, per l'analisi nel piano di pareti in cemento armato. La formulazione proposta per l'analisi delle strutture in muratura includeva una molla assiale, tre molle a taglio e due molle rotazionali per simulare le modalità di cedimento sperimentalmente osservate nei test sui maschi murari: scorrimento sui giunti di malta, tensione diagonale, e schiacciamento o flessione alla base. Un interessante avanzamento nel contesto dei modelli macroelementari basati su molle è stato sviluppato da Caliò et al. dove i maschi murari e le fasce di piano sono stati idealizzati tramite elementi discreti equivalenti costituiti da molle non lineari per simulare la risposta non lineare nel piano delle pareti in muratura. L'elemento base del pannello è rappresentato da un quadrilatero articolato costituito da quattro bordi rigidi collegati da quattro cerniere e due molle diagonali non lineari. Ogni lato del pannello può interagire con altri pannelli mediante una distribuzione discreta di molle non lineari. L'affidabilità dell'approccio proposto è stata valutata tramite analisi statiche incrementali-iterative non lineari eseguite su strutture in muratura.

Infine, una soluzione molto recente e semplificata è stata presentata da Xu et al. dove la facciata in muratura è considerata un'unità integrale, piuttosto che composta da maschi murari e fasce di piano indipendenti. Secondo la strategia proposta, la facciata in muratura è modellata mediante due molle verticali e una molla non lineare orizzontale che governa la risposta a taglio della parete. Il comportamento isteretico è governato da un gruppo di parametri di controllo, che dipendono dalla distribuzione delle aperture e/o degli elementi di confinamento, nonché dalle dimensioni, dalle proprietà del materiale e dalle condizioni al contorno della facciata. La strategia di modellazione estremamente semplificata potrebbe rappresentare un approccio complementare per l'analisi delle strutture in muratura sottoposte a carichi ciclici orizzontali.

1.8 Modelli basati sulla Geometria

Nei modelli basati sulla geometria, la struttura è modellata come un corpo rigido. La geometria della struttura rappresenta sostanzialmente l'unico input di queste strategie di modellazione, oltre alla definizione delle condizioni di carico. Questi approcci investigano tipicamente l'equilibrio strutturale e/o il collasso attraverso soluzioni basate sull'analisi limite (Fig. 18), che possono essere basate su teoremi statici o cinematici. Sebbene generalmente si basino sull'analisi limite e sul modello rigido senza tensione di Heyman, questi approcci sono stati formulati seguendo diverse soluzioni innovative.

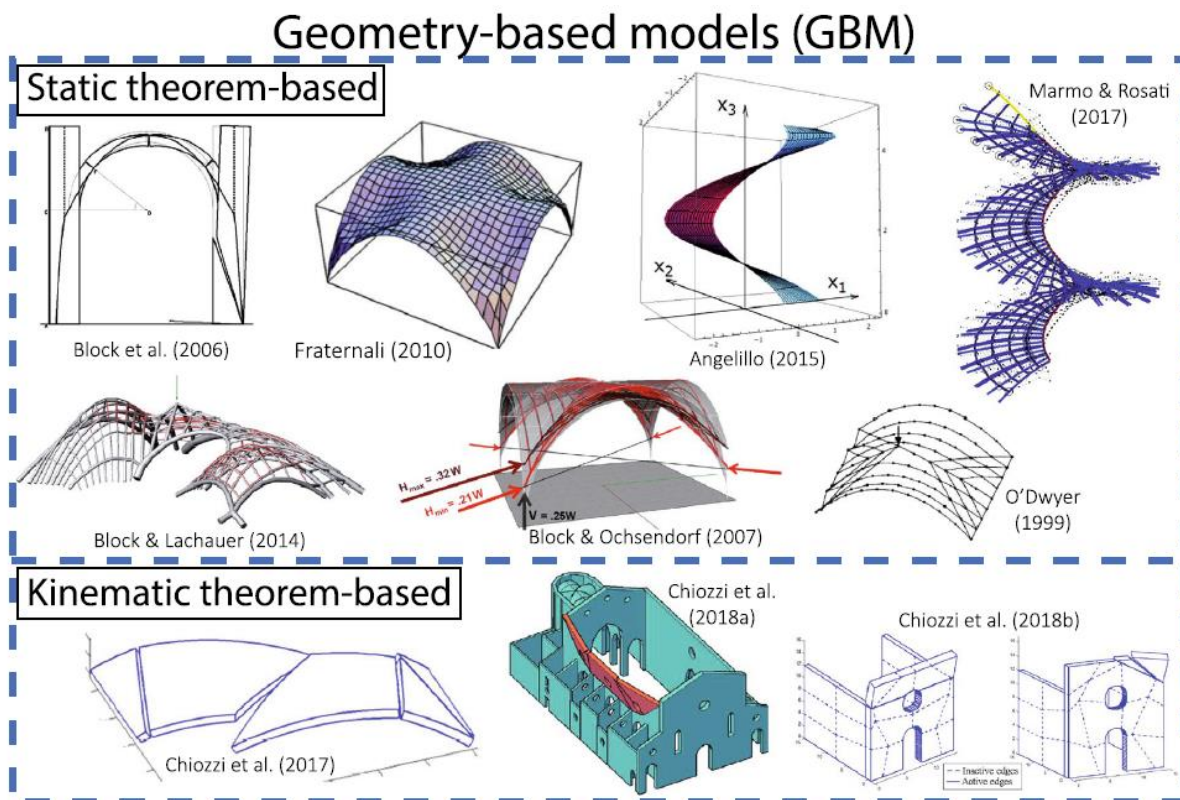


Fig. 17 – Esempi di modelli basati sulla geometria [1]

1.8.1 Approcci basati sul teorema statico

Come dimostrato da Heyman le applicazioni del teorema statico dell'analisi limite su strutture reali in muratura erano possibili tramite la semplice statica grafica. In particolare, gli approcci basati sul teorema statico (Fig. 18) risultano particolarmente adatti per l'indagine degli stati di equilibrio in archi, volte e cupole in muratura (cioè strutture voltate in muratura). In generale, questi approcci possono fornire l'intervallo degli stati di equilibrio possibili della struttura voltata, compreso tra due condizioni estreme di equilibrio.

Un primo sviluppo computazionale per l'analisi dell'equilibrio delle volte in muratura è stato proposto da O'Dwyer, dove, dopo la scomposizione della volta in un sistema ottimizzato di archi in equilibrio, è stata presentata una procedura per l'applicazione del teorema statico alle volte e alle cupole.

Un approccio innovativo per l'analisi dell'equilibrio delle strutture voltate in muratura, chiamato analisi della rete di spinta (TNA), è stato proposto da Block e Ochsendorf. Il metodo TNA, basato su una dualità tra geometria e forze nel piano nelle reti, trova soluzioni funicolari possibili sotto carichi gravitazionali all'interno di un involucro definito, generando superfici e reti voltate a compressione. In questo modo, è possibile ottenere l'intervallo degli stati di equilibrio della volta, compreso tra una spinta minima e massima.

Un altro interessante approccio basato sulla rete di spinta è stato sviluppato da Fraternali, dove il problema dell'equilibrio delle volte in muratura non rinforzate viene studiato tramite funzioni di sforzo poliedriche. La volta in muratura è concepita come una membrana senza tensioni che sostiene una rete discreta di sforzi compressivi singolari, attraverso un'approssimazione variazionale non conforme del problema continuo. La geometria della superficie di spinta e il campo di sforzo associato sono determinati tramite una procedura predittore-correttore basata su approssimazioni poliedriche della superficie di spinta e del potenziale di sforzo della membrana. Un altro approccio che considera le strutture voltate in muratura come membrane unilaterali è stato proposto da Angelillo et al. e da Angelillo, dove la rete discreta degli sforzi singolari è stata definita basandosi sulla formulazione degli sforzi di Airy.

In sintesi, gli approcci basati sul teorema statico risultano particolarmente attraenti per la valutazione della sicurezza statica delle strutture voltate in muratura. Infatti, se è possibile trovare reti a sola compressione all'interno dei limiti di una volta, allora la volta resisterà in compressione. Inoltre, se la soluzione si trova all'interno del terzo medio della sezione, non ci sarà tensione (e, quindi, non si formeranno cerniere) nella sezione. Questo concetto semplice e potente per comprendere la stabilità e la vicinanza al collasso di tali strutture è stato originariamente espresso da Heyman. Tuttavia, solo pochi degli approcci sopra menzionati possono tenere conto delle azioni orizzontali (come le azioni sismiche), e nessuno può tenere conto dell'interazione con le strutture portanti (ad esempio, le pareti portanti), le cui deformazioni potrebbero indurre danni e cambiamenti nell'equilibrio della struttura voltata.

1.8.2 Approcci Basati sul Teorema Cinematico

Gli approcci di analisi limite basati sul teorema cinematico sono stati ampiamente utilizzati negli ultimi decenni per la valutazione rapida ed efficace degli edifici esistenti in muratura. Giuffrè ha proposto un approccio di analisi limite cinematica per studiare la vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, basato sulla loro scomposizione in blocchi rigidi, seguendo i meccanismi di collasso effettivamente osservati negli edifici in muratura esistenti in Italia. Data la semplicità e l'efficacia dell'approccio proposto da Giuffrè, esso è stato adottato nel codice italiano. La Figura 20 mostra alcuni esempi di meccanismi di collasso da considerare nella valutazione sismica delle chiese in muratura tramite l'analisi limite cinematica. Le analisi cinematiche lineari e non lineari (in cui viene valutata anche la capacità di spostamento della struttura fino al collasso) sono comunemente utilizzate nella pratica professionale per la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti in muratura.

Fondamentalmente, in tutti questi casi, i meccanismi di collasso da analizzare sono determinati a priori, sulla base di meccanismi di cedimento ricorrenti effettivamente osservati. Tuttavia, nel contesto degli approcci basati sul teorema statico, il moltiplicatore di collasso valutato in questo modo non è necessariamente quello più basso, dati, ad esempio, gli aspetti peculiari della geometria della struttura. A tal fine, sono stati sviluppati approcci computazionali più avanzati basati sul teorema statico per valutare con precisione il moltiplicatore di collasso e il meccanismo di cedimento delle strutture in muratura (Fig. 19). Milani ha sviluppato un semplice approccio di analisi limite superiore discontinua con adattamento della mesh tramite programmazione lineare sequenziale per analizzare i meccanismi di collasso effettivi delle strutture in muratura a doppia curvatura. Molto recentemente, Chiozzi et al. hanno proposto un algoritmo genetico per l'analisi limite delle volte in muratura basato su una formulazione del limite superiore. Data una geometria di una volta in muratura, che può essere rappresentata da una superficie parametrica NURBS (B-spline razionale non uniforme), e una mesh NURBS della superficie data, ogni elemento della mesh è esso stesso una superficie NURBS e può essere idealizzato come un corpo rigido. La mesh iniziale viene adattata tramite un algoritmo genetico per far sì che i bordi degli elementi rappresentino accuratamente il meccanismo di collasso effettivo. Questo approccio è stato validato anche per il comportamento di collasso fuori piano delle pareti in muratura.

Infine, è stato proposto un programma automatico di analisi limite adattiva superiore per le chiese in muratura, chiamato UB-ALMANAC. Una mesh NURBS viene preparata direttamente all'interno di un ambiente CAD basato sul modello geometrico 3D dell'intera chiesa. L'analisi

limite viene quindi eseguita automaticamente sotto la distribuzione desiderata di carichi orizzontali, utilizzando il teorema cinematico dell'analisi limite con dissipazione consentita solo lungo le interfacce e l'adattamento progressivo della mesh tramite un algoritmo genetico, portando a una rapida stima del primo meccanismo di cedimento che si attiva e della parte più vulnerabile della chiesa. Sebbene questi approcci non possano fornire la capacità di spostamento delle strutture in muratura, sono molto potenti per la valutazione rapida ed efficace delle principali vulnerabilità di un edificio in muratura.

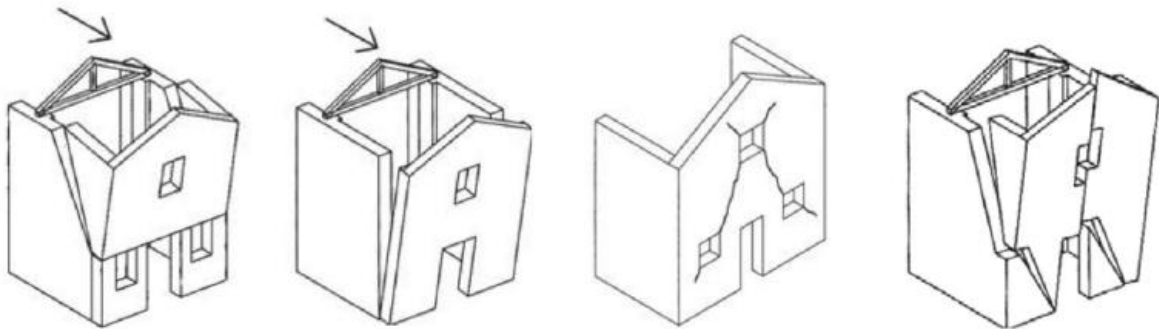


Fig. 18 - Esempi di meccanismi di collasso da considerare nella valutazione sismica delle chiese in muratura tramite analisi limite cinematica

1.9 La modellazione in sintesi

In questa prima fase della ricerca, è stata presentata una revisione esaustiva delle strategie di modellazione esistenti per le strutture in muratura, oltre a una classificazione di queste strategie. La classificazione delle strategie di modellazione per le strutture in muratura comprendeva quattro categorie (Fig. 2): modelli basati su blocchi, modelli continui, modelli macro elementi e modelli basati sulla geometria. Sebbene una collocazione completamente coerente di tutti gli approcci di modellazione sia risultata sostanzialmente impossibile a causa delle caratteristiche peculiari di ciascuna soluzione proposta, questa classificazione ha tentato di fare ordine nella vasta produzione scientifica in questo campo.

Dalla revisione esaustiva delle strategie di modellazione per le strutture in muratura effettuata in questa prima fase della ricerca, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I modelli basati su blocchi potrebbero rappresentare la strategia più accurata per analizzare la risposta meccanica delle strutture in muratura. Diversi studi hanno mostrato le potenzialità dei BBM nell'indagine del comportamento strutturale di strutture di grande scala (in particolare per gli approcci basati sul contatto), anche con geometrie irregolari e complesse. Tuttavia, nonostante l'area di applicazione dei BBM sembri teoricamente ampia, la loro elevata richiesta computazionale limita attualmente il loro impiego a casi di studio

molto importanti e a lavori accademici. Tuttavia, potrebbero essere adottati per ottenere approfondimenti specifici su caratteristiche particolari della meccanica delle strutture in muratura e per fornire soluzioni di riferimento per approcci più semplificati (ad esempio, MM).

- I modelli continui rappresentano soluzioni ampiamente utilizzate per l'analisi strutturale degli edifici in muratura. Per quanto riguarda gli approcci diretti, le leggi costitutive isotrope basate su crack smeared e plastic-damage sono state ampiamente utilizzate per la valutazione strutturale di edifici monumentali storici. Infatti, questi approcci spesso rappresentano l'unica strategia idonea per affrontare strutture così complesse. Tuttavia, i risultati ottenuti dovrebbero essere interpretati con cautela, poiché potrebbero sovrastimare sensibilmente, ad esempio, la capacità di spostamento finale. Sebbene gli approcci continui senza tensione sembrino fallire in una corretta analisi meccanica delle strutture in muratura, altri approcci semplificati, come l'analisi limite agli elementi finiti omogeneizzata e gli approcci discreti omogeneizzati, sembrano particolarmente adatti per la valutazione strutturale di edifici in muratura a grande scala, nonostante le difficoltà nei processi di omogeneizzazione. Per quanto riguarda gli approcci multi-scala, sebbene siano state proposte soluzioni molto intelligenti, presentano alcune limitazioni. In particolare, la maggior parte di essi è stata testata solo su strutture murarie a pannello bidimensionale, con pochissime eccezioni. Alla fine, i cosiddetti metodi FE2 risultano impegnativi dal punto di vista computazionale. Infatti, sebbene teoricamente più efficienti dei BBM, il fatto che siano solitamente implementati in codici sviluppati internamente limita sensibilmente la loro efficienza e ottimizzazione. Finora, non esistono esempi di metodi di omogeneizzazione computazionale tridimensionale, essendo tutti gli approcci sviluppati negli ultimi decenni limitati ai problemi bidimensionali. Inoltre, essendo questi approcci basati sulla risposta meccanica dell'RVE periodico, la possibilità di rappresentare accuratamente dettagli strutturali specifici risulta piuttosto limitata.
- I modelli macro elementi rappresentano per lo più l'unica strategia di modellazione gestibile dai professionisti per la valutazione sismica degli edifici in muratura. Tuttavia, la loro affidabilità dovrebbe essere ulteriormente migliorata tenendo conto dei dettagli strutturali (ad esempio, l'aggancio tra le pareti ortogonali) e dell'interazione tra i danni fuori piano e nel piano. Inoltre, ulteriori miglioramenti dovrebbero riguardare lo sviluppo ad hoc di macroelementi per le fasce di piano, poiché, finora, la calibrazione dei modelli si basa quasi esclusivamente su test sperimentali di elementi di maschi murari. In ogni caso, i MM sono limitati alla valutazione sismica di strutture in muratura ordinarie.

- I modelli basati sulla geometria, sebbene tipicamente basati su soluzioni di analisi limite, possono fornire risultati molto utili. Da un lato, gli approcci computazionali basati sul teorema statico rappresentano soluzioni efficaci (sostanzialmente le uniche) per l'indagine degli stati di equilibrio (e quindi della sicurezza) nelle strutture voltate in muratura. Dall'altro lato, gli approcci computazionali basati sul teorema statico risultano particolarmente adatti a prevedere il meccanismo di collasso (e il moltiplicatore di collasso) nelle strutture in muratura complesse. Questi risultati, sebbene non esaustivi, rappresentano un'informazione fondamentale nell'analisi meccanica delle strutture in muratura.

In sintesi, sebbene siano stati compiuti significativi progressi nel contesto delle strategie di modellazione per le strutture in muratura, ciascuna soluzione computazionale presenta limitazioni peculiari e un'area di applicazione specifica. Pertanto, la scelta della strategia di modellazione più idonea dovrebbe essere formulata in base alle caratteristiche e alla complessità della struttura in esame, ai risultati richiesti, ai dati disponibili e al livello di competenza.

Infine, l'uso di modelli tridimensionali, in grado di rappresentare le caratteristiche tridimensionali di una struttura in muratura, risulta particolarmente indicato per la valutazione sismica degli edifici in muratura al fine di tenere conto delle irregolarità geometriche e dei dettagli strutturali che di solito caratterizzano gli edifici ordinari e monumentali.

2. COMPARAZIONE METODO DELA3D CON METODO FEM

2.1 Introduzione

La valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici rappresenta un passaggio cruciale per determinare la sicurezza degli occupanti e pianificare interventi efficaci nelle fasi post-sisma. Questo processo, fondamentale per le operazioni di emergenza, si basa su un'analisi strutturale che mira a identificare le criticità degli edifici rispetto alla capacità di resistere a sollecitazioni sismiche future.

Inizialmente, l'ispezione prevede una valutazione qualitativa sul campo, focalizzata sulla raccolta di dati relativi allo stato di danneggiamento visibile: crepe, crolli (sia locali che globali) e deformazioni strutturali sono tra i principali indicatori considerati. Questi dati vengono successivamente integrati in un database informativo che supporta le decisioni operative, come l'eventuale evacuazione degli edifici e la creazione di una lista di priorità per le operazioni di recupero e messa in sicurezza.

La precisione di queste indagini è fondamentale, poiché i risultati non solo influenzano le decisioni immediate, ma possono anche avere impatti a lungo termine sulla sicurezza pubblica e sulle politiche di ricostruzione. Inoltre, la valutazione della vulnerabilità sismica non riguarda solo la stabilità strutturale, ma include anche considerazioni di natura sociale, poiché edifici danneggiati possono determinare l'evacuazione di intere comunità e richiedere interventi di emergenza in tempi rapidi.

È noto che i centri storici, con il loro patrimonio, rappresentano le aree più vulnerabili in una città in caso di eventi critici. Gli edifici in muratura, in particolare, sono soggetti a danni significativi a causa delle loro caratteristiche costruttive e materiali. Tuttavia, a causa della necessità di analisi non lineari precise per fornire un giudizio affidabile sulla sicurezza strutturale, stimare la suscettibilità sismica di tali edifici attraverso una valutazione qualitativa rappresenta una sfida significativa.

Per migliorare e velocizzare il processo di stima della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, sono stati sviluppati numerosi approcci numerici in forma chiusa da diversi ricercatori, in particolare:

- Reccia et al. (2012) hanno proposto un metodo discreto per la modellazione degli edifici in muratura, assumendo che i blocchi rigidi siano connessi tramite interfacce di malta. Questo approccio è particolarmente appropriato per le muraure storiche, dove la malta è molto più deformabile rispetto ai blocchi, e lo spessore delle giunzioni è trascurabile. Il metodo

- applicato, noto come FEM/DEM, combina i modelli agli elementi finiti e agli elementi distinti, permettendo lo studio del comportamento lineare e non lineare della muratura. Questo modello consente di trattare i blocchi come corpi rigidi o elastici, mentre le giunzioni di malta sono idealizzate come interfacce di tipo Mohr-Coulomb a spessore zero;
- Pepe et al. (2020) hanno sviluppato un modello di analisi limite tridimensionale per strutture in muratura, che discretizza l'edificio in blocchi rigidi interagenti tramite superfici di contatto senza tensioni e con attrito coulombiano. Questo modello affronta il problema concavo del contatto utilizzando una procedura iterativa, risolvendo il problema di attrito non associativo e sfruttando la programmazione conica di secondo ordine (SOCP) per simulare con precisione la vulnerabilità sismica delle strutture;
 - Funari et al. (2021) hanno proposto un approccio in due fasi per la valutazione sismica delle strutture in muratura. La prima fase consiste nella definizione dei meccanismi di collasso attraverso la parametrizzazione delle superfici di rottura, mentre la seconda si occupa di determinare le costanti cinematiche per l'equazione del moto oscillatorio. Questo approccio rapido e dal punto di vista computazionale efficiente si rivela particolarmente utile per le valutazioni di vulnerabilità su scala territoriale;
 - Milani e Wang (2023) hanno introdotto una metodologia numerica rigorosa per il calcolo dell'accelerazione di picco al suolo (PGA) di un edificio basata sulla geometria, le proprietà meccaniche e la direzione sismica. Questo metodo, denominato DELA3D, appartiene alla famiglia dei metodi ad elementi distinti e tramite processi di lavoro in Matlab è in grado di stimare la vulnerabilità sismica in modo rapido ed efficiente. Gli edifici vengono discretizzati in elementi esaedrici con resistenza infinita, con interfacce rigido-plastiche bidimensionali tra gli elementi, dove avviene tutta la dissipazione plastica. Questo approccio rappresenta un valido strumento per gli ispettori nella gestione delle emergenze post-sisma, fornendo una stima affidabile della vulnerabilità strutturale.

L'obiettivo principale di questa ricerca è generalizzare l'approccio proposto da Milani e Wang (2023) e applicare una metodologia basata su Reti Neurali Artificiali (ANN) per prevedere la vulnerabilità sismica di edifici in muratura con differenti configurazioni geometriche e meccaniche. L'utilizzo delle ANN si è dimostrato particolarmente efficace nella risoluzione di problemi complessi in ingegneria civile, come evidenziato in numerosi studi recenti (Rizzo et al., 2021; Funari et al., 2021; Milani et al., 2023). Le ANN offrono una soluzione rapida e affidabile per ottimizzare le prestazioni e stimare la risposta strutturale sotto azione sismica, riducendo la necessità di analisi numeriche avanzate e dispendiose in termini di tempo.

In questo contesto, la metodologia proposta prevede l'addestramento, la validazione e il testing di un'ANN utilizzando il metodo analitico DELA3D, sviluppato e validato da Milani et al. (2023) per generare un campione significativo di configurazioni strutturali. I risultati delle simulazioni numeriche vengono utilizzati per allenare l'ANN, che successivamente sarà in grado di prevedere la risposta sismica degli edifici. Questo strumento, in questa prima fase sperimentale, una volta validato, potrà essere impiegato come supporto decisionale per la gestione delle emergenze post-eventi catastrofici, fornendo una misura rapida e affidabile della vulnerabilità sismica degli edifici.

2.2 DELA3D Limit Analysis

In questo paragrafo del lavoro di ricerca, viene illustrato nei suoi punti cardine l'approccio di Milani e Wang (2023), utilizzato per stimare la vulnerabilità sismica delle strutture in muratura. Questo metodo si basa sul Distinct Element Method (DEM), che consente di modellare strutture complesse discretizzandole in elementi esaedrici infinitamente resistenti, collegati tramite interfacce quadrilatera (*i giunti*). Queste interfacce svolgono un ruolo cruciale, poiché rappresentano l'elemento dissipativo all'interno del modello, simulando il comportamento plastico e la dissipazione dell'energia durante gli eventi sismici.

L'approccio proposto fornisce una rappresentazione lineare della superficie di rottura sugli elementi esaedrici, combinata con interfacce basate sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb, che considera sia i limiti di tensione che di compressione.

Grazie alla discretizzazione della struttura, con la dissipazione interna concentrata sui giunti, il carico di collasso può essere stimato in maniera lineare utilizzando sia un'analisi cinematica che statica. Entrambi gli approcci, cinematica e statica, presentano vantaggi e limitazioni specifiche. L'approccio cinematico, semplice e intuitivo, fornisce un limite superiore del moltiplicatore di collasso, ma tende a sovrastimare la capacità di carico. Questo lo rende meno preciso nelle previsioni, ma utile per comprendere il processo di collasso e i moltiplicatori plastici alle interfacce. Al contrario, l'approccio statico offre stime più sicure della capacità di carico, poiché fornisce un limite inferiore, ma è più complesso da applicare, specialmente quando si tratta di strutture 3D discretizzate in elementi finiti. Questo richiede software specifici per la pre-elaborazione e competenze avanzate nell'impostazione delle condizioni al contorno sui carichi. Le strutture in muratura, composte da blocchi rigidi collegati da malta a bassa resistenza, sono caratterizzate da un'elevata rigidità e una bassa capacità di deformazione. Anche a bassi livelli di sollecitazioni orizzontali, le fessure tendono a propagarsi rapidamente, allungando i periodi

modali e rendendo inaffidabili i metodi convenzionali basati sul controllo degli spostamenti. Di conseguenza, la comunità scientifica ha riconosciuto che l'analisi più robusta per queste strutture si basa sui principi dell'equilibrio limite, attraverso varianti cinematica e statica, spesso supportate dalla discretizzazione mediante elementi finiti (FEM).

Il metodo DELA3D (Distinct Element Limit Analysis 3D) offre una soluzione coerente per la modellazione sismica delle strutture in muratura. Esso utilizza elementi esaedrici resistenti, uniti da interfacce rigido-plastiche 2D, dove si concentra tutta la dissipazione plastica. Il comportamento non lineare del modello è confinato esclusivamente a queste interfacce, rendendo il metodo computazionalmente più efficiente rispetto ad altri approcci.

Uno dei principali vantaggi del metodo DELA3D è la sua flessibilità, poiché non si limita rigorosamente ai vincoli di limite inferiore o superiore. Questo permette di formulare il problema sia dal punto di vista cinematico che statico, a seconda delle esigenze del progetto. In questo studio, si è scelto di partire dalla prospettiva cinematica, poiché più intuitiva per descrivere il problema iniziale. Tuttavia, è importante notare che l'approccio semplifica le interazioni meccaniche all'interno del modello, idealizzando la struttura e riducendone la complessità fisica.

Infine, va sottolineato che, man mano che la mesh del modello viene raffinata, il moltiplicatore di collasso tende a diminuire, rivelando una sovrastima tipica dei metodi a elementi distinti, dovuta all'assunzione di resistenza infinita degli elementi esaedrici. Sebbene DELA3D rappresenti uno strumento potente per l'analisi sismica, è necessario considerare con attenzione i suoi limiti, bilanciando la semplicità computazionale con l'accuratezza meccanica.

Le figure 20 e 21 mostrano sinteticamente una panoramica dell'approccio proposto, il quale è stato già validato e discusso approfonditamente da Milani et al, in [97].

Il centroide dell'interfaccia GI viene calcolato utilizzando i vertici P1, P2, P3 e P4 dell'interfaccia quadrilatera. Le posizioni sono calcolate come segue (Equazioni 1-3):

$$GA = \frac{1}{3}(P1 + P2 + P4) \quad (1)$$

$$GB = \frac{1}{3}(P2 + P3 + P4) \quad (2)$$

$$GC = \frac{1}{3}(P1 + P2 + P3) \quad (3)$$

$$GI = GAB = \frac{ATA \times GA + ATB \times GB}{ATA + ATB} \quad (4)$$

Il centroide sopracitato è un concetto utilizzato in geometria e ingegneria per indicare il "centro" di una figura o di un corpo. Nello specifico, è il punto in cui si può considerare concentrata la massa o l'area di una figura geometrica, assumendo che sia distribuita uniformemente. In termini semplici, è il baricentro o il punto medio di un sistema. Nel contesto che hai citato, il centroide dell'interfaccia quadrilatera (GI) si riferisce al punto centrale della superficie delimitata dai vertici P1, P2, P3 e P4 di un'interfaccia quadrilatera. Questo punto viene calcolato per rappresentare la posizione media o bilanciata della forma geometrica, e serve a semplificare alcuni calcoli strutturali, come quelli relativi alla distribuzione delle forze e delle tensioni in un sistema. Nella modellazione sismica, come nell'approccio DELA3D, calcolare il centroide risulta fondamentale per determinare correttamente come le forze agiscono su una determinata interfaccia (giunto), e quindi per stimare con precisione la risposta strutturale sotto sollecitazione sismica.

Queste equazioni fanno parte della metodologia del modello e sono fondamentali per garantire una simulazione accurata della dissipazione plastica nelle interfacce tra gli elementi esaedrici. Tale formulazione è cruciale per valutare le prestazioni sismiche delle strutture in muratura massiccia modellate nel presente studio.

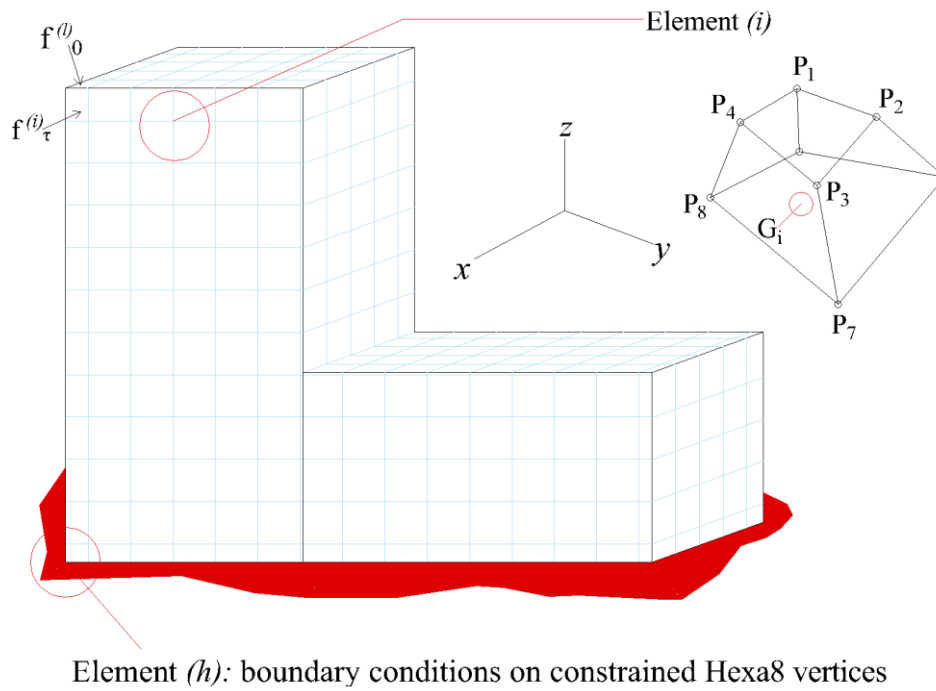


Fig.19 - Discretizzazione generica DEM di una struttura con elementi rigidi 3D Hexa8 [98]

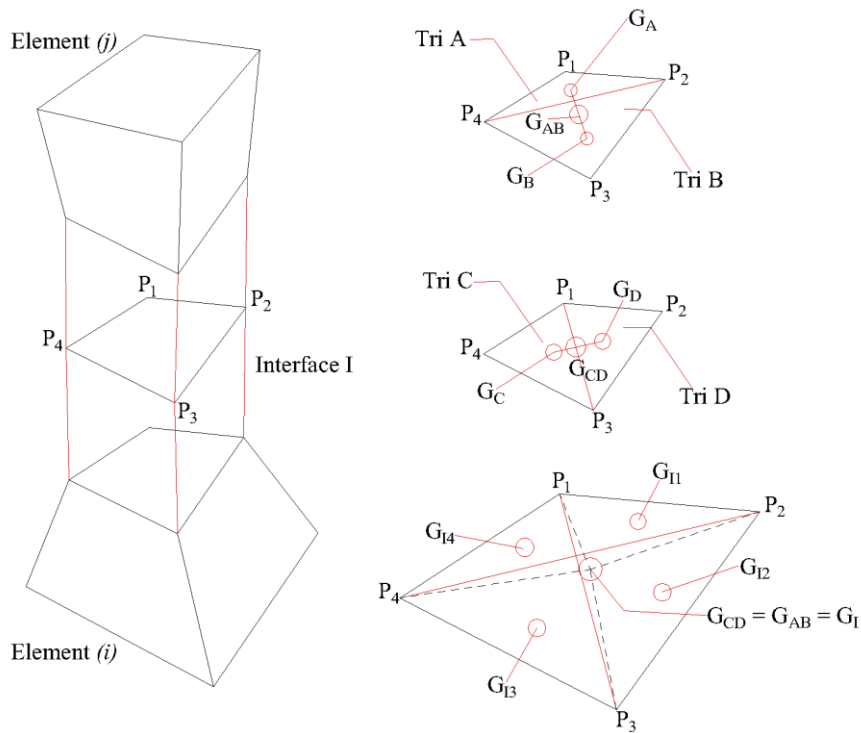


Fig.20 - Interfaccia I tra gli elementi i e j , identificazione del centroide G_I dell'interfaccia I, suddivisione dell'interfaccia in quattro triangoli piani [98]

2.3 Validazione metodo DELA3D attraverso due casi studio

La validazione dell'approccio di Milani et al. (2023) è stata condotta mediante due casi studio caratterizzati da diverse tipologie costruttive

Il primo caso è di forma regolare ed è costituito da muratura mista, offrendo un caso studio ideale per verificare la capacità del metodo di analizzare strutture con geometria semplice e materiali eterogenei. Il secondo, invece, presenta una forma irregolare e una muratura molto spessa, tipica delle costruzioni storiche, caratterizzandosi dunque come una sfida più complessa per la modellazione numerica e la valutazione della vulnerabilità sismica. Entrambi i casi saranno dettagliatamente esplicitati nei paragrafi a seguire.

Per entrambi i lavori sono state eseguite simulazioni numeriche utilizzando configurazioni di carico sismico differenziate. Le analisi hanno considerato distribuzioni di carico orizzontali in funzione della massa e dell'altezza degli edifici, utilizzando il metodo proposto per modellare le interfacce tra gli elementi esaedrici rigidi e simulare la dissipazione plastica.

La geometria regolare del primo edificio ha permesso di ottenere un quadro chiaro delle capacità predittive del modello in un contesto relativamente controllato, mentre il secondo edificio, con la sua muratura e morfologia irregolare (torretta medievale), ha evidenziato l'efficacia dell'approccio anche in condizioni strutturalmente più complesse.

I due casi studio, oltre a validare il metodo proposto con il tradizionale modello FEM, forniscono un'ampia gamma di scenari per la validazione del metodo, permettendo di testare il comportamento del modello su strutture con caratteristiche geometriche e meccaniche molto diverse

2.3.1 Ex cinema Fatima

Il primo caso di studio, oggetto del presente lavoro di ricerca, è situato a Deliceto, nella provincia di Foggia, un piccolo comune di 3.811 abitanti che si colloca nel Subappennino Dauno meridionale, in posizione intermedia tra il Tavoliere delle Puglie e l'Appennino Campano, e riconosciuto dall'associazione "Borghi Autentici d'Italia" per il suo valore storico e culturale.

L'edificio, inserito nel contesto urbano adiacente alla città storica, è costituito da un corpo di fabbrica indipendente situato su un'area in leggera pendenza. La sua configurazione rispecchia la tipologia classica dei "cinema" degli anni '50 ed è articolato in due blocchi rettangolari affiancati: il primo blocco si sviluppa su due livelli (piano terra e primo piano), mentre il secondo, di dimensioni maggiori, si estende su un unico livello a piano terra.



Fig.21 - Mappa fotografica di Deliceto (Italia) con identificazione dell'edificio oggetto di studio, estratta dal Sistema Informativo Territoriale del Comune

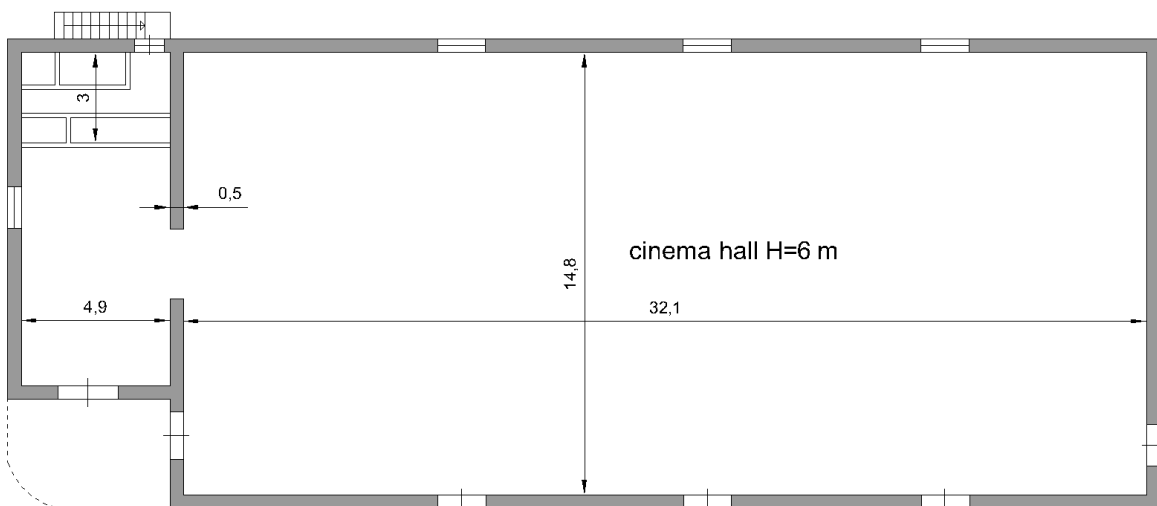


Fig.22 – Planimetria quotata ex cinema Fatima

Le dimensioni del primo blocco, disposto su due livelli, corrispondono a una superficie lorda di 133,10 mq complessivi (66,55 mq per piano) e a un volume di 477,72 mc. Il secondo blocco, sviluppato su solo piano, ha una superficie lorda di 519,03 mq, per un volume lordo di 4.411,75 mc.

All'ingresso dell'edificio si trova un'area coperta da una pensilina a sbalzo, di 20,35 mq, che conferisce un carattere distintivo al prospetto principale.

Il prospetto principale, che affaccia su via Francesco Paolo Montanino, ha un aspetto lineare caratterizzato da una rientranza in prossimità dell'ingresso e da una pensilina che lo sovrasta, offrendo protezione e conferendo un'impronta architettonica essenziale. Sempre sullo stesso prospetto si trovano ulteriori accessi, originariamente concepiti come uscite di sicurezza.

La suddivisione architettonica originaria dell'edificio, riportata nel documento di progetto *“Recupero, rifunzionalizzazione, miglioramento sismico, efficientamento energetico e adeguamento normativo degli spazi e degli impianti dell'ex Cinema Fatima,”* descrive gli ambienti e le funzioni precedenti dell'immobile, organizzati come segue:

- La porzione a due livelli ospitava al piano terra l'ingresso, la biglietteria, un piccolo bar, i servizi igienici e il vano scala per l'accesso al piano superiore. Al primo piano si trovavano la sala di proiezione e locali di servizio;
- La parte a un solo piano, di maggiore estensione, era destinata alla platea per gli spettatori, con un palco situato in fondo alla sala, utilizzato per rappresentazioni teatrali, orchestrali o conferenze;
- Un'area di circa 20 mq, protetta dalla pensilina, precede l'ingresso principale, fungendo da corte esclusiva per l'accesso.

È stato creato un modello architettonico BIM utilizzando il software Autodesk Revit, che ha permesso di identificare le geometrie della struttura e supportare le successive analisi.



Fig.23 – Modello architettonico 3D ex cinema Fatima

La particolarità dell'edificio, come detto nell'introduzione del presente paragrafo, non risiede tanto nella sua destinazione d'uso storica o nella forma strutturale, entrambe regolari, quanto nella compresenza di diverse tecniche costruttive e materiali.

Questo caso studio rappresenta quindi un esempio significativo di edificio in "muratura mista", come illustrato in figura 24, una tipologia ampiamente diffusa nella nostra regione ma ancora oggetto di studi insufficienti. In particolare, il piano terra è realizzato in muratura di pietra, costituita da conci di pietra grezza e con facce di spessore irregolare (come specificato nelle NTC 2018), mentre il primo piano presenta una muratura in mattoni. L'ispezione ha inoltre rivelato la presenza di un telaio in calcestruzzo non armato, inserito con l'obiettivo di confinare e ammortizzare meglio la muratura.



Fig.24 – Vista esterna dell'ex cinema Fatima

Parte fondamentale in questa prima fase del presente lavoro di ricerca è stata la realizzazione del modello strutturale dell'edificio oggetto di studio, al fine di determinarne le proprietà dinamiche e la sua vulnerabilità.

Le parti strutturali sono state caratterizzate in base a un'indagine visiva, eseguita in data 30/08/2022, e facendo affidamento al documento di sintesi sopra riportato dell'intervento proposto, ottenuto nella fase preliminare della ricerca, il quale riporta in dettaglio le seguenti caratteristiche strutturali:

“La struttura portante verticale è in muratura di pietrame dello spessore di circa cm. 50, per un'altezza di circa mt. 4,00, con interposti pilastri e cordoli in calcestruzzo cementizio armato, mentre la parte superiore è realizzata con muratura di mattoni pieni. Le strutture orizzontali sono in latero-cemento per quanto riguarda il blocco con due livelli, con una altezza utile interna di mt. 3,65 al piano terra e mt. 3,05 al primo piano, mentre il blocco al solo piano terra con una altezza interna pari a mt. 8,30, ha una copertura circolare realizzata con soletta in calcestruzzo cementizio. Per quanto riguarda lo stato conservativo strutturale allo stato attuale, dall'esame a vista, si presenta in discreto stato, infatti, non vi sono fessurazioni o lesioni significative che possano ricondursi a cedimenti differenziati.

Per quanto attiene lo stato generale di conservazione delle finiture sia esterne che interne, bisogna considerare che l'immobile non è più utilizzato come cinema da oltre quarant'anni e che per un periodo è stato utilizzato come deposito a servizio del frantoio, sempre di proprietà del privato, ubicato nelle immediate vicinanze. Inoltre, da oltre quindici anni è completamente chiuso. Lo stesso, ovviamente, non ha subito alcun intervento di manutenzione ordinaria e straordinaria da circa mezzo secolo.”

Nonostante tale documento, nella sua descrizione in piante e in elevazione del fabbricato, riporti la presenza per il piano terra di pilastri e cordoli in c.a., di questi non si è potuto valutare né l'effettiva presenza delle armature, né tantomeno lo stato di conservazione di quest'ultime, rendendo di fatto la presenza, per quanto riguarda almeno gli elementi verticali (pilastri), trascurabile in fase di modellazione.

Si è invece provveduto a diversificare, in fase di modellazione, quelle che sono le caratteristiche e i parametri meccanici delle due diverse tipologie di murature che compongono l'edificio oggetto di studio. La valutazione della sicurezza per edifici esistenti prevede la verifica alle azioni sia non sismiche verticali, controllate dall'uomo come pesi propri, sovraccarichi e azioni climatiche, che quelle sismiche. Pertanto, come prevede la vigente normativa, NTC2018, per valutare le azioni non sismiche di tipo verticale per le strutture esistenti, si adopereranno due casi di combinazioni in base alla classe d'uso della costruzione:

- Costruzioni in classe d'uso I, II, III: solo SLU;
- Costruzioni in classe d'uso IV: SLU + SLE.

Si è dunque modellato l'edificio sul software inserendo successivamente i carichi verticali gravanti sulla struttura secondo la combinazione «fondamentale» agli SLU (§2.5.3- NTC2018).

2.3.1.1 Risposta strutturale tramite metodo FEM

La prima parte del lavoro di analisi, nell'ottica della successiva comparazione dei risultati, tratta la modellazione numerica dell'ex cinema. Le analisi strutturali sono state eseguite utilizzando il software Strand7, un programma di calcolo strutturale basato sul metodo degli elementi finiti (FEM).

Prima della modellazione, le caratteristiche geometriche e dei materiali sono state definite in situ a seguito di sopralluoghi e indagini. Sono state definite le murature che caratterizzano il caso studio, le condizioni al contorno quali lo spettro di risposta sismico orizzontale e verticale e a seguito di analisi dei carichi si sono applicati G1, G2, Qk3 e Q neve.

Carico	kN/m ²
G1	0,3
G2	0,2
QK3 (copert.) - epoca	0,15

Tab. n.0 – Tabella carichi verticali

Il modello FEM (figura 25) è stato realizzato utilizzando elementi di tipo “brick” con caratteristica Hexa8, ovvero elementi esaedrici a otto nodi.

La muratura è stata modellata con due strati di spessore pari a 0,25 m ciascuno, per uno spessore complessivo di 0,50 m, con un totale di 12.694 nodi e 7.754 elementi brick.

La soletta orizzontale in calcestruzzo armato, posizionata sulla sommità dell'edificio, è stata considerata un elemento infinitamente rigido nel proprio piano. Le masse derivanti dai carichi permanenti e accidentali sono state concentrate nei giunti della muratura.

La non-linearità dei materiali è stata modellata in accordo con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Tutte queste ipotesi risultano necessarie per l'analisi pushover, in conformità con quanto previsto dagli Eurocodici.

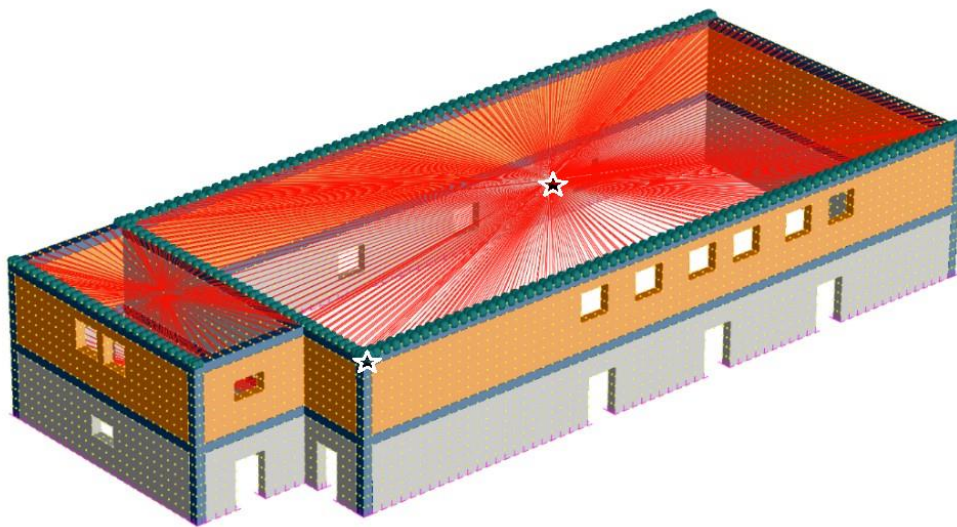
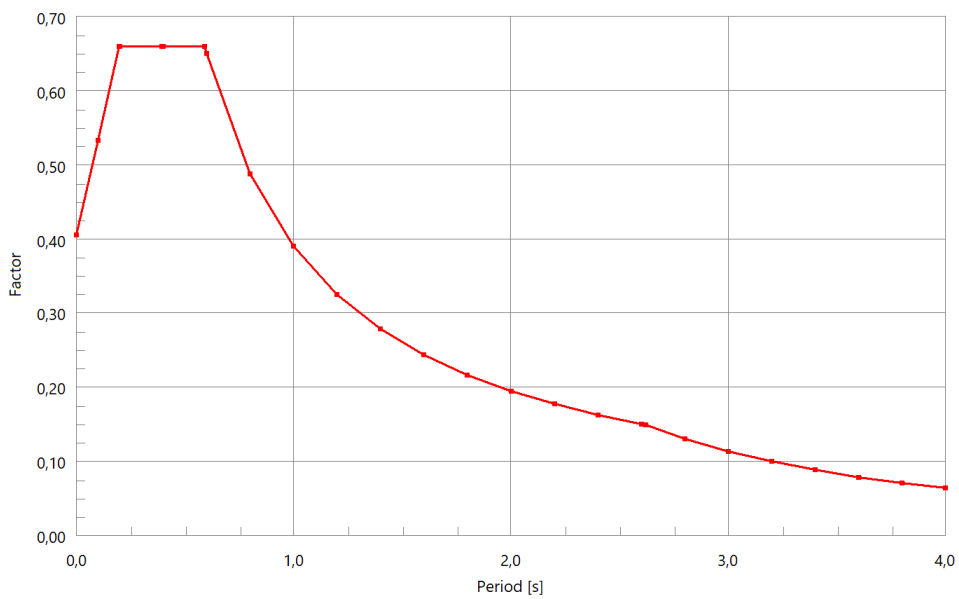
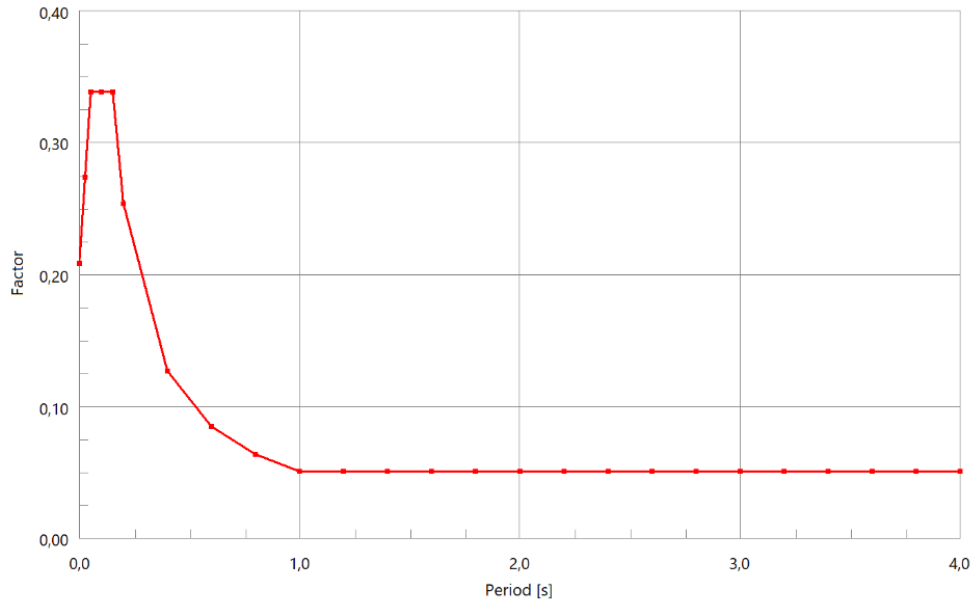


Fig.25 – Modello FEM Strand7; identificazione dei diversi tipi di muratura e dei carichi applicati come masse non strutturali.



(a)

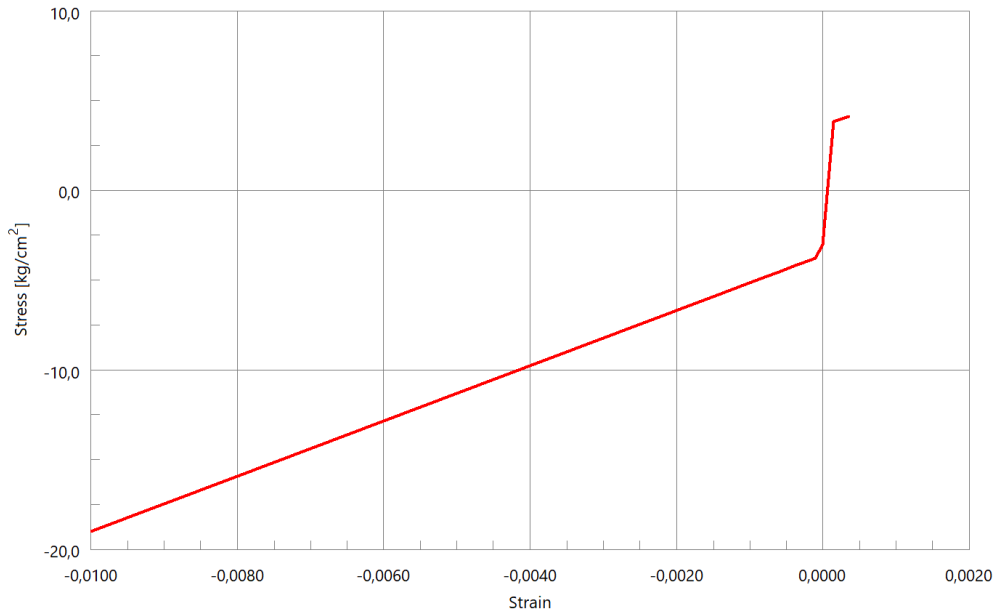


(b)

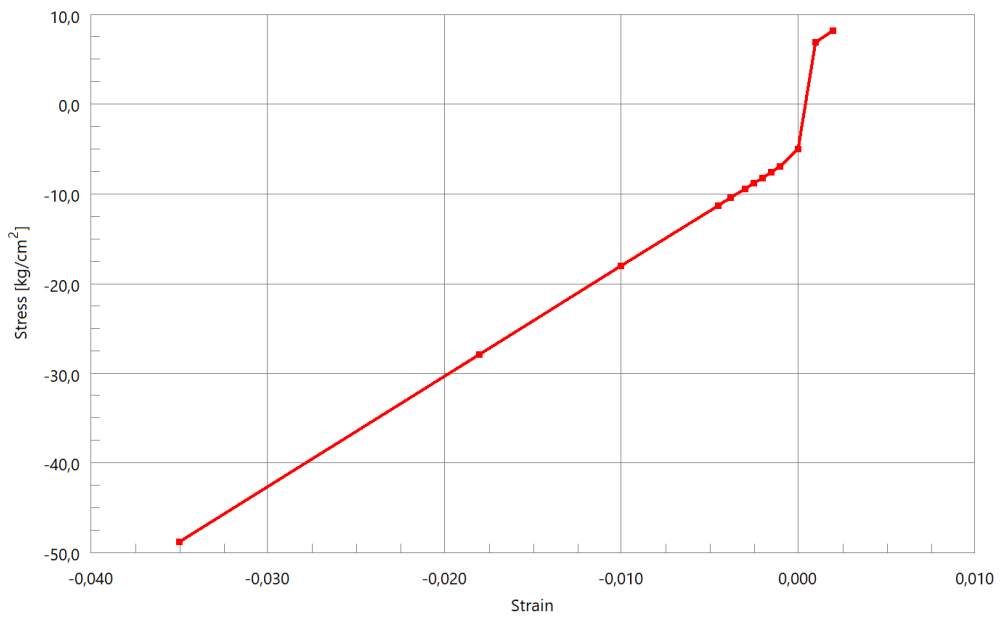
Fig. 26 – Spettro di risposta sismica orizzontale (a) e spettro di risposta sismica verticale (b)

Tramite dei martinetti piatti, eseguiti su murature aventi le stesse caratteristiche dell'edificio in esame presenti in letteratura, si sono definiti i legami costitutivi «sforzo-deformazione» dei materiali, i quali sono stati poi implementati direttamente sul software.

Questo passaggio, ripetuto per entrambi i materiali nel presente caso di studio, quindi per la muratura in pietrame del piano terra e la muratura in mattoni del piano primo, risulta fondamentale in primo luogo per una corretta caratterizzazione dei materiali ed è necessario per il proseguimento dell'analisi push over.



(a)



(b)

Fig. 27 – Legame costitutivo muratura in pietrame (a) e muratura in mattoni (b) tramite martinetti piatti presenti in letteratura su lavori simili

Nella Tabella n.1 qui riportata, vengono riassunte le proprietà meccaniche assunte in fase di modellazione.

Material	Modulus (MPa)	Poisson 'ratio	Cohesion (C)	Internal Friction angle (°)
Stone masonry	1427.6	0.25	0.7	46
Brick masonry	1223.6	0.25	0.3	34

Tab. n.1 – Proprietà macchiniche assunte per la muratura nel modello FEM

Per garantire che il modello numerico riflettesse accuratamente il comportamento dinamico della struttura, è stato necessario calcolare oltre 100 modi di vibrare, così da ottenere una copertura della massa partecipante di almeno il 90% in tutte le direzioni. I modi di vibrare, fondamentali nell'analisi modale, rappresentano le configurazioni di deformazione che la struttura assume spontaneamente sotto frequenze di oscillazione naturali.

Ognuno di questi modi offre una rappresentazione delle risposte strutturali, evidenziando le aree in cui le sollecitazioni si concentrano maggiormente. Calcolare un numero sufficiente di modi di vibrare è cruciale per assicurare che le analisi successive, come l'analisi pushover, siano basate su una rappresentazione accurata del comportamento globale strutturale dell'edificio.

Per eseguire l'analisi pushover, è stata applicata una forza statica orizzontale di 2381,1 kN sia al centro di massa ipotetico situato sulla soletta in calcestruzzo armato alla sommità dell'edificio, sia a un nodo specifico di una delle facciate, come mostrato dalle due stelle in Figura 25.

La forza statica, applicata in modo crescente, permette di simulare progressivamente il comportamento della struttura sotto un carico sismico che aumenta in modo costante e progressivo, fornendo un'indicazione della capacità di carico residua e delle potenziali modalità di collasso. L'analisi pushover si focalizza sul raggiungimento del limite di resistenza strutturale, osservando i punti in cui le prime rotture locali e plasticizzazioni si manifestano, suggerendo i meccanismi di collasso locali che caratterizzano l'edificio.

Il primo meccanismo di collasso locale individuato è illustrato in Figura 28 (a). Questo tipo di meccanismo rappresenta il punto in cui la struttura cede in modo irreversibile a livello locale, anticipando la modalità con cui i carichi sismici superano la capacità dell'edificio di mantenere la stabilità. La simulazione di tale comportamento ha richiesto circa sette ore di calcolo su una workstation dotata di un processore da 2,80 GHz, garantendo una risoluzione adeguata per ottenere una maggiore affidabilità nei risultati.

Il valore dell'accelerazione di picco al suolo (PGA) è stato stimato attraverso il rapporto A_g/g , dove A_g rappresenta il limite dell'accelerazione massima che la struttura è in grado di sopportare prima del collasso e g è l'accelerazione gravitazionale terrestre.

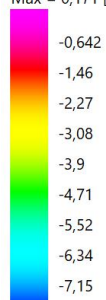
La PGA è un parametro chiave nelle analisi sismiche, poiché descrive l'intensità del movimento del terreno che una struttura può tollerare, e varia a seconda dell'orientamento delle forze sismiche.

Nel presente studio, i valori ottenuti per l'accelerazione di picco al suolo (PGA) sono pari a 0,262 a 0° e 0,125 a 90° . Questi angoli indicano rispettivamente l'orientamento della forza orizzontale F lungo l'asse principale (0°) e perpendicolare (90°), applicata sempre nel medesimo punto di controllo scelto per l'analisi.

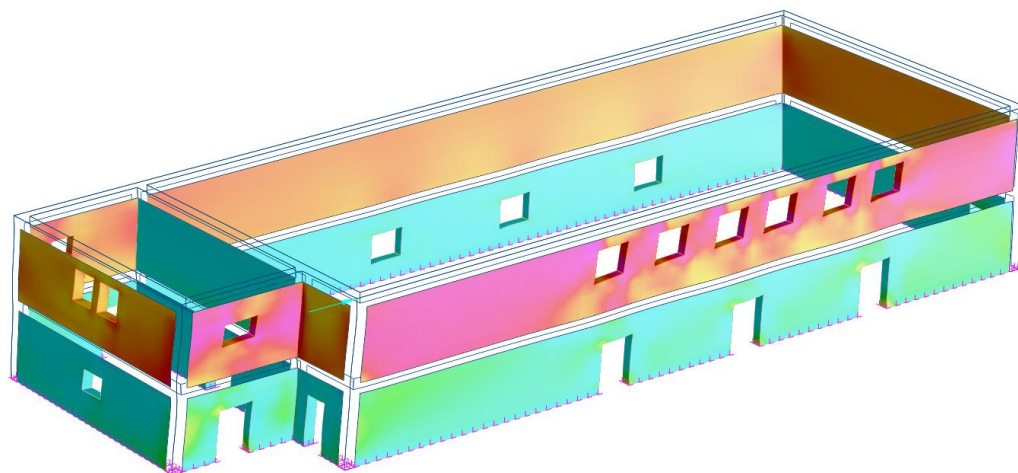
La scelta di valutare la PGA in queste due direzioni risponde alla necessità di comprendere come la struttura risponda in base all'orientamento della sollecitazione sismica, in modo da identificare eventuali direzioni di maggiore vulnerabilità. In pratica, applicando la forza statica in entrambe le direzioni (0° e 90°) rispetto al punto di controllo, è stato possibile osservare come la risposta sismica dell'edificio sia influenzata dalla sua geometria e dalle caratteristiche dei materiali.

La significativa differenza tra i valori di PGA ottenuti per le due direzioni mostra come l'orientamento della forza sismica possa alterare la capacità di resistenza strutturale, evidenziando il ruolo fondamentale della rigidità nella valutazione della vulnerabilità sismica, riflettendo come la direzione del carico sismico influenzi significativamente la risposta strutturale. Questi valori della PGA e l'individuazione del primo meccanismo di collasso locale contribuiscono a delineare un quadro completo della vulnerabilità sismica dell'edificio, consentendo di analizzare in dettaglio come la struttura risponde alle sollecitazioni in base alla sua configurazione geometrica e ai materiali costitutivi.

Brick Stress: Mohr-Coulomb (kg/cm²)
Max = 0,171 [Bk:2293;Nd:9629]

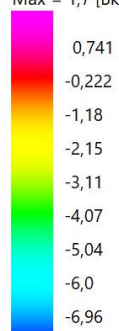


Min = -7,96 [Bk:5914;Nd:2899]

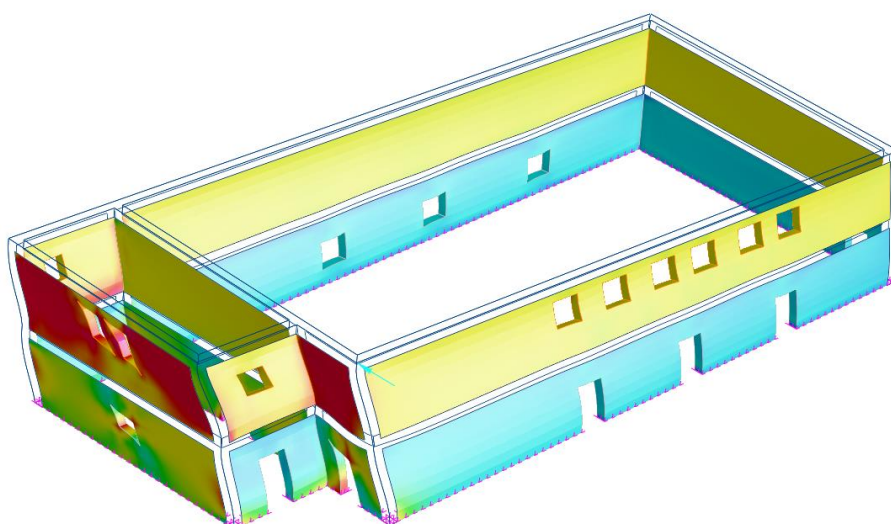


(a) $A_g/g = 0,262$

Brick Stress: Mohr-Coulomb (kg/cm²)
Max = 1,7 [Bk:2765;Nd:6245]



Min = -7,92 [Bk:4591;Nd:5677]



(b) $A_g/g = 0,125$

Fig. 28 – Modello FEM Strand7 - primo meccanismo di rottura locale mediante analisi pushover a 0° (a) e 90° (b)

2.3.1.2 Risposta strutturale tramite metodo DELA3D

La sezione seguente presenta nel dettaglio la metodologia di modellazione numerica DELA3D, sviluppata da [97], utilizzata per valutare la vulnerabilità sismica di diverse pagode in Cina, strutture caratterizzate da una complessa architettura in muratura massiccia.

Questa metodologia, nel presente lavoro di tesi, è stata successivamente adattata e verificata nell'analisi di edifici in muratura di forma regolare, come l'ex cinema descritto in questo studio, consentendo di valutarne la robustezza e affidabilità anche in un contesto strutturale differente. La modellazione DELA3D prevede la discretizzazione della struttura in elementi esaedrici (Hexa8), connessi tramite interfacce quadrilatere inelastiche, nelle quali si concentra tutta la dissipazione interna dell'energia. Questo approccio alle interfacce non lineari è cruciale, poiché consente di rappresentare le proprietà dissipative della muratura e simulare il comportamento effettivo della struttura sotto carico sismico.

Il metodo si dimostra particolarmente efficace per analizzare i meccanismi di collasso di strutture in muratura, che spesso presentano una combinazione di materiali con caratteristiche meccaniche differenti. La possibilità di gestire queste variazioni nel modello, modificando il peso specifico dei materiali attraverso del subroutine in MATLAB, è stata introdotta dagli autori rispetto alla prima versione del codice.

Questa implementazione consente un'analisi più rappresentativa delle strutture reali, come gli edifici in muratura mista. Tali adattamenti nella modellazione sono di grande importanza per edifici che, come quello analizzato, combinano elementi di muratura eterogenei, ciascuno con proprietà strutturali e capacità di resistenza al carico sismico variabili.

Oltre ai parametri meccanici normalmente considerati nei modelli FEM, la metodologia DEM consente di definire le proprietà dissipative specifiche delle interfacce tra gli elementi durante l'analisi (Tabella 2). Questa caratteristica offre un vantaggio significativo, poiché le interfacce tra gli elementi esaedrici diventano i punti cruciali per il controllo della propagazione delle sollecitazioni. Durante un evento sismico, tali interfacce regolano la trasmissione delle forze attraverso i giunti, permettendo al modello di simulare accuratamente le deformazioni plastiche e la formazione di fessure o meccanismi di collasso locali.

La capacità di rappresentare i punti di dissociazione o rottura nella muratura mediante queste interfacce dissipa attivamente l'energia in modo più realistico, offrendo una valutazione più precisa della vulnerabilità sismica della struttura.

La metodologia DELA3D si avvale, dunque, della possibilità di variare il peso specifico dei materiali nel modello numerico, un aspetto che si rivela essenziale per rappresentare in modo realistico la composizione eterogenea dell'edificio. Questa funzione, insieme alle altre

caratteristiche del codice, è stata sviluppata in ambiente MATLAB, al fine di consentire un controllo preciso delle proprietà meccaniche durante l'analisi.

La fase preliminare prevede la modellazione geometrica della struttura, realizzata sempre in Strand7, dove gli elementi brick sono definiti e categorizzati secondo le specifiche funzionali, assegnando diverse proprietà a seconda del tipo di materiale e della funzione strutturale di ciascun componente.

Ad esempio, nel caso studio oggetto di ricerca, agli elementi a contatto con il terreno viene assegnata la "proprietà 1" mentre quelli che costituiscono la muratura in pietrame sono caratterizzati dalla "proprietà 2," e gli elementi in mattoni dalla "proprietà 3."

Questa categorizzazione consente di predisporre le basi per la fase di analisi successiva, nella quale le proprietà materiali, come il peso specifico, vengono assegnate e gestite in MATLAB. Qui, il modello può essere ottimizzato per includere variazioni nelle caratteristiche meccaniche di ciascun elemento brick, garantendo che la simulazione sismica tenga conto delle specificità dei materiali, come la diversa densità e capacità di resistenza.

Inoltre, con lo stesso metodo, è possibile includere elementi di rinforzo come tiranti metallici o altri sistemi di stabilizzazione, assegnando specifiche proprietà di resistenza e rigidità ai componenti di rinforzo. Questi elementi possono essere aggiunti in modo mirato nelle aree di maggior vulnerabilità strutturale, contribuendo ad aumentare la capacità di resistenza sismica della struttura senza alterarne la geometria complessiva. La possibilità di modellare tiranti o rinforzi direttamente in MATLAB permette di gestire in maniera dettagliata sia le caratteristiche materiali degli elementi esistenti sia l'effetto dei rinforzi, che possono così essere integrati nel modello mantenendo coerenza con le caratteristiche costruttive originali.

Questa configurazione duale migliora la rappresentazione della risposta sismica dell'edificio, poiché i materiali e i rinforzi sono definiti in base alla loro reale capacità di assorbire e trasmettere sollecitazioni. MATLAB assume il controllo delle specifiche di vincolo e delle funzioni dissipative, assegnando a ciascun elemento le proprietà meccaniche ottimali e rendendo l'analisi complessiva più affidabile per la valutazione della vulnerabilità sismica.

Vengono riassunte, nella tabella n.2, le proprietà meccaniche nelle interfacce che simulano la presenza della malta. Queste derivano dalla letteratura degli autori (Milani et al) e la valori

similari. Si evidenzia come, il valore dell'angolo di frizione interna (in letteratura pari a $20/25^\circ$), sia stato incrementato a causa della presenza, nell'edificio in esame, di un telaio in cemento non armato, che in passato veniva utilizzato per compattare le costruzioni la muratura. Tale presenza, dunque, tende a rendere più coesa la muratura, aumentandone di fatto la resistenza e quindi, di conseguenza dell'angolo di frizione a rottura interna.

Material	tensile (MPa)	Compressive (MPa)	Cohesion (C)	Internal friction angle ($^\circ$)
Mortar	0.05	2.5	0.05	55

Tab. n.2 – Proprietà meccaniche assunte per le interfacce nel modello DELA3D

L'azione sismica, in entrambi i casi studio, è stata definita come una distribuzione di tipo triangolare, nota anche come distribuzione G1, ampiamente utilizzata nelle analisi sismiche per rappresentare un incremento lineare delle forze sismiche lungo l'altezza dell'edificio. Questo tipo di distribuzione, a forma di "triangolo inverso," è proporzionale alla massa moltiplicata per l'altezza di applicazione del carico, conferendo maggiori sollecitazioni alle sezioni superiori della struttura, dove l'ampiezza delle vibrazioni può risultare più significativa. Tale distribuzione è motivata anche dall'elevata simmetria strutturale dell'edificio, che permette una valutazione coerente della risposta sismica lungo l'altezza.

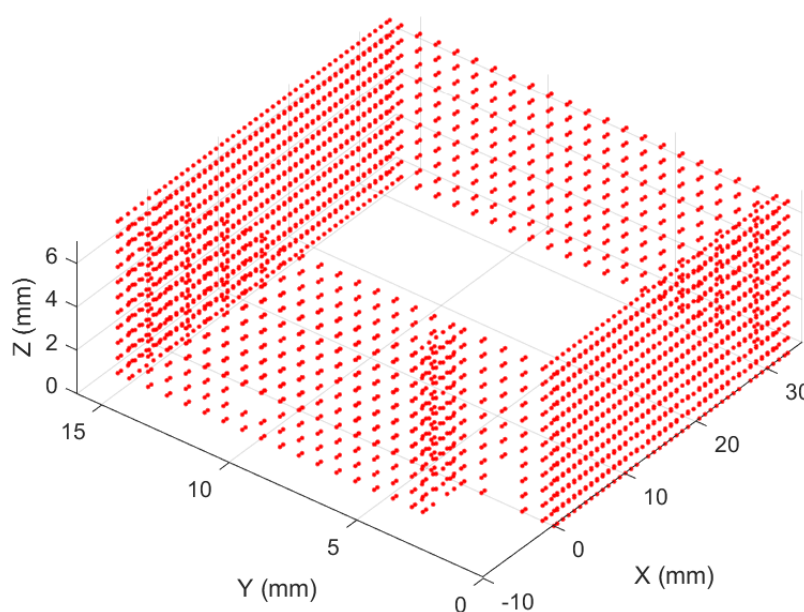


Fig.29 – Verifica della geometria, degli elementi nodi e brick, modello MATLAB

Per l'analisi, sono state considerate direzioni sismiche principali a 0° , 15° , 30° , 45° e 90° , direzioni che permettono di valutare la risposta strutturale in funzione dell'orientamento del carico e di identificare eventuali punti deboli in direzioni oblique rispetto agli assi principali

della struttura. Questi angoli rappresentano una gamma di orientamenti necessari per garantire una copertura completa del comportamento strutturale sotto diverse inclinazioni del carico sismico.

La mesh utilizzata per l'analisi limite è stata progettata sulla base del modello FEM, mantenendo una configurazione volutamente semplificata per migliorare l'efficienza computazionale senza compromettere la precisione dei risultati. In particolare, è stato scelto di inserire un elemento minimo lungo lo spessore della parete, concentrando gli elementi in corrispondenza delle sezioni critiche per rappresentare efficacemente la propagazione delle sollecitazioni senza sovraccaricare l'elaborazione. Questo approccio permette di ridurre i tempi di calcolo mantenendo una rappresentazione realistica delle deformazioni flessionali della parete, necessarie per simulare accuratamente il comportamento della muratura sotto carico.

Gli studi di riferimento consultati per la modellazione dimostrano che una mesh più semplice ha un impatto minimo sull'errore nei risultati dell'analisi limite per questo tipo di struttura, rendendo la configurazione utilizzata una soluzione ottimale in termini di bilanciamento tra accuratezza e rapidità di calcolo.

La mesh semplificata garantisce dunque una base solida per l'analisi delle deformazioni e della risposta al collasso, minimizzando il tempo computazionale pur mantenendo una definizione adeguata della geometria strutturale e del comportamento meccanico.

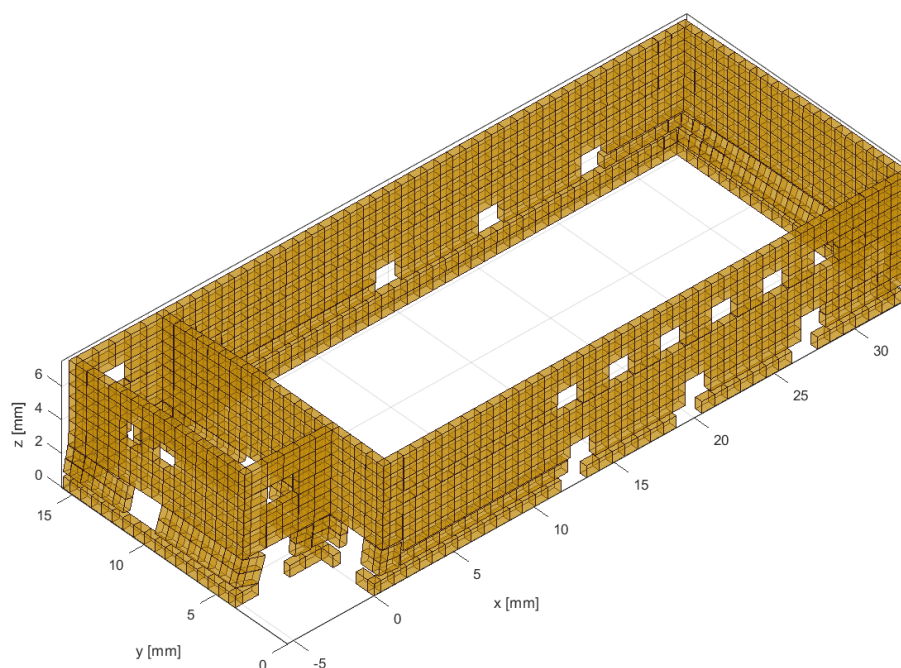


Fig.30 – Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 0° .

$A_g/g = 0,241$

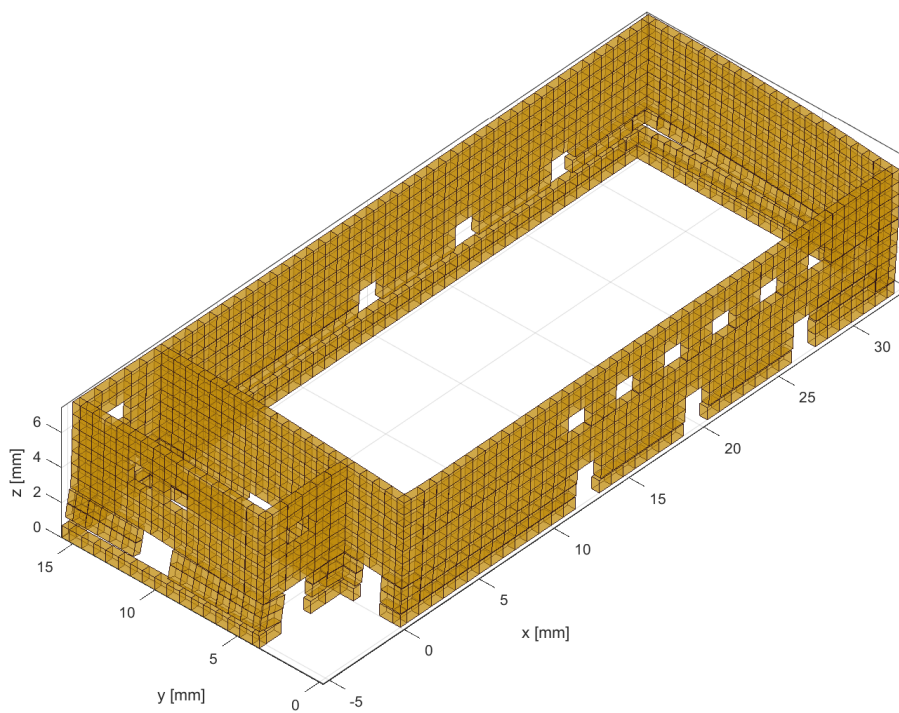


Fig.31 – Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 15° .
 $A_g/g = 0,243$

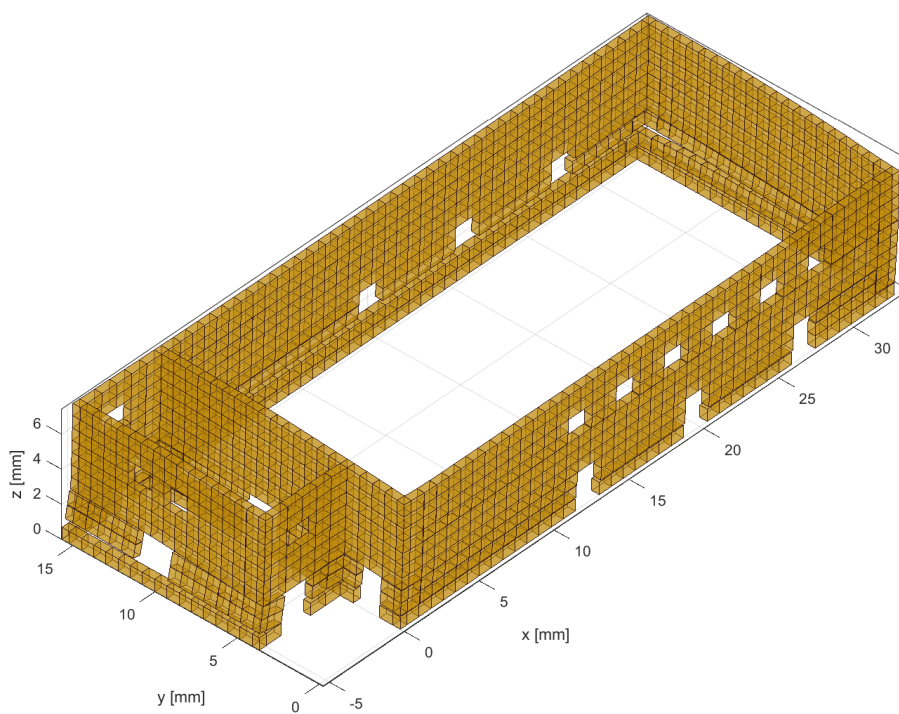


Fig.32 – Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 30° .

$$A_g/g = 0,226$$

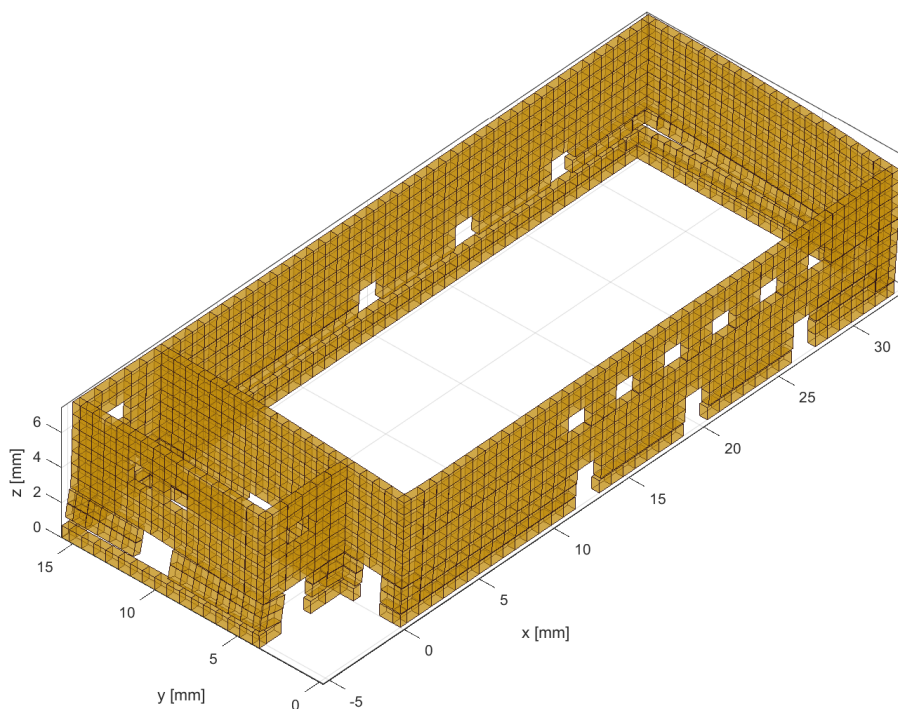


Fig.33 – Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 45° .

$$A_g/g = 0,181$$

2.3.1.3 Comparazione metodi FEM e DELA3D 1° caso studio

È stato stimato che il rapporto A_g/g , che rappresenta l'accelerazione di picco al suolo in rapporto all'accelerazione gravitazionale, vari significativamente per tutte le direzioni sismiche analizzate ($0^\circ - 90^\circ$). I valori ottenuti sono pari a 0,241 a 0° e 0,118 a 90° , indicando una risposta strutturale diversa a seconda dell'orientamento della forza sismica. Il valore di A_g/g a 0° ottenuto dal modello DELA3D è paragonabile a quello ottenuto dal modello FEM, mostrando una coerenza tra i due approcci.

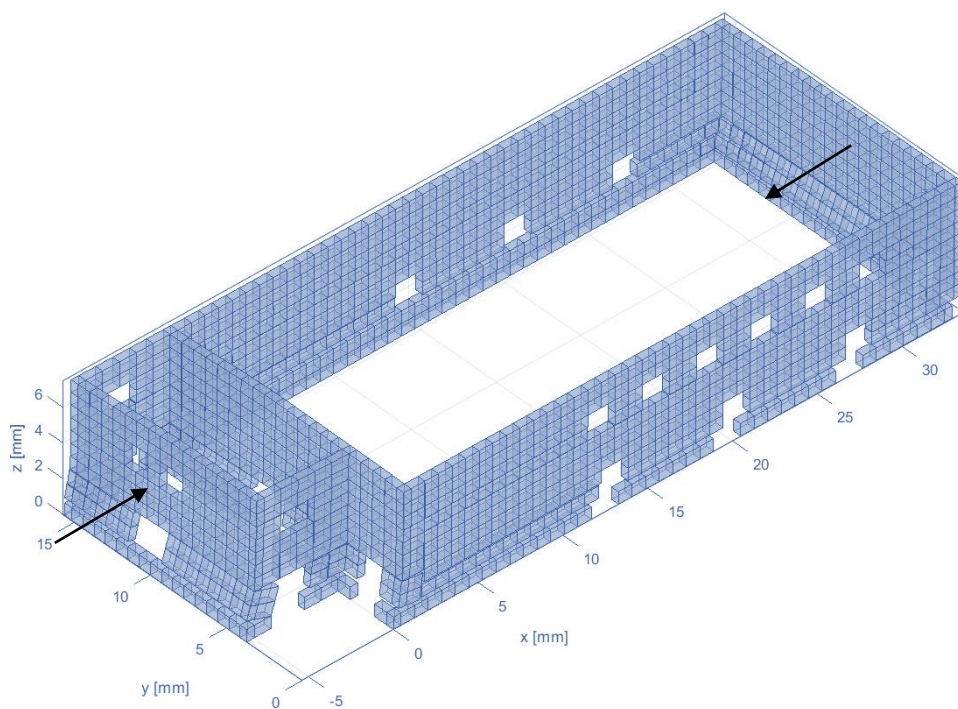
L'errore relativo in percentuale, calcolato come $100 \cdot (A_{g,FEM} - A_{g,DELA3D}) / A_{g,DELA3D}$, è risultato inferiore all'8% per entrambe le direzioni prese in esame (0° e 90°), confermando la comparazione e l'affidabilità dei risultati.

L'analisi limite, condotta attraverso il modello DELA3D, ha prodotto risultati estremamente simili a quelli ottenuti mediante il modello FEM, con una differenza inferiore all'8% per le direzioni di carico a 0° e 90° . Questo livello di accuratezza è stato raggiunto con un notevole

risparmio di tempo computazionale: il modello DELA3D ha richiesto circa venti volte meno tempo rispetto all'analisi FEM, un traguardo significativo in termini di efficienza.

La rapidità dell'analisi DELA3D rappresenta un vantaggio strategico, poiché consente di eseguire un numero elevato di simulazioni in tempi molto ridotti, rendendo l'approccio ideale per applicazioni in cui il modello deve essere iterato più volte, come nei processi di machine learning o nei sistemi di ottimizzazione parametrici.

Questa efficienza rende l'approccio sviluppato in [97] particolarmente vantaggioso per analisi automatiche o ripetute, in cui i parametri meccanici della struttura vengono sistematicamente modificati per esplorare l'intera gamma di possibili risposte strutturali. Ad esempio, in applicazioni di machine learning, è essenziale che i modelli siano eseguiti in modo rapido e ripetuto per ottenere un dataset completo, utile alla formazione dell'algoritmo. La velocità del modello DELA3D consente di sperimentare una vasta gamma di configurazioni strutturali e di carico, migliorando significativamente l'accuratezza e la capacità predittiva degli algoritmi di apprendimento automatico e ottimizzazione. La Figura 32 mostra i risultati dell'analisi limite, in cui vengono illustrate le deformazioni cinematiche indotte dall'azione sismica nelle condizioni di collasso per le direzioni di carico a 0° e 90° . La figura evidenzia che il collasso avviene alla base dell'edificio quando il carico sismico è applicato a 0° (Fig. 32a), mentre si verifica alla sommità dell'edificio con un angolo di 90° (Fig. 32b). Questo comportamento differenziale sottolinea la sensibilità della struttura all'orientamento del carico sismico, rivelando i punti di maggiore vulnerabilità a seconda della direzione della forza.



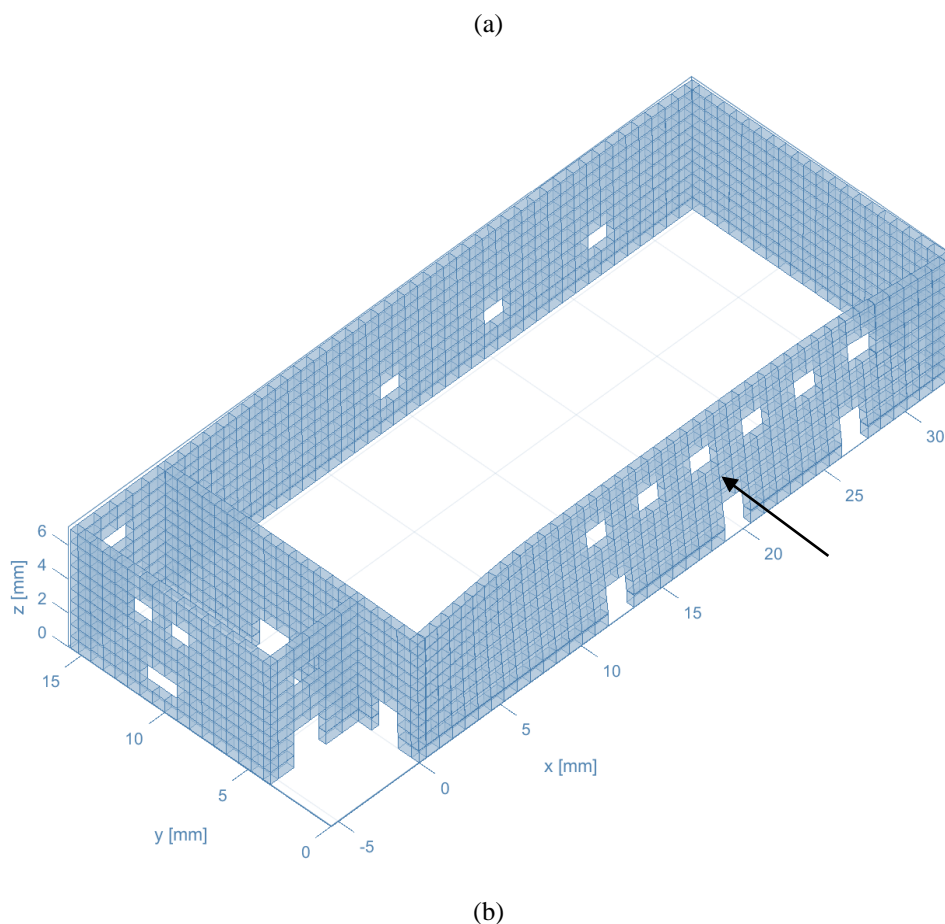


Fig. 34 - Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1 $A_g/g= 0,241$ con direzione del carico sismico pari a 0° (a) e $0,118$ (b) con direzione del carico sismico pari a 90° ; I cali indicano l'area critica di collasso.

Le deformazioni indicate in Figura 32 riflettono le aree critiche in cui il collasso diventa inevitabile, rappresentate da cedimenti significativi nella base o nella parte superiore dell'edificio in base all'angolo di applicazione del carico.

Il confronto tra le deformazioni cinematiche in Figura 32, ottenute con l'approccio analitico di [97], e quelle illustrate in Figura 28, derivanti dall'analisi FEM, evidenzia una coerenza sostanziale tra i due metodi, confermando la capacità del modello DELA3D di riprodurre accuratamente la risposta sismica prevista dal modello FEM.

La consistenza nei risultati dimostra che l'approccio DELA3D può rappresentare fedelmente il comportamento dell'edificio sotto diverse direzioni di carico sismico, fornendo una visione completa delle condizioni di collasso per una valutazione approfondita della vulnerabilità sismica. Le zone di cedimento evidenziate nella Figura 32 rappresentano le aree critiche di collasso, fornendo informazioni dettagliate sui punti di maggiore vulnerabilità della struttura e facilitando la formulazione di strategie di rinforzo mirate.

La tabella sotto riportata (Tabella n.3) presenta un confronto sintetico tra i due metodi, DELA3D e FEM (Strand7), per il caso di studio in oggetto, evidenziandone, tramite la comparazione i principali punti di forza.

Metodo	Macchina usata	Software	Tempo di calcolo [hh:mm:ss]	Qualità dei risultati (scala da 1 a 5)
	Laptop Intel(R)		mesh grezza	
DELA3D limit analysis	i7-7700HQ CPU@2.80GHz RAM 8 GB	Mat Lab + CPLEX	2-5m mesh raffinata 20m-3h	3-4
FEM Pushover analysis		Straus7	7h 34m 35s	3

Tab. n.3 – Comparazione dei due diversi metodi applicati al 1° caso studio – ex cinema Fatima

È possibile osservare come il tempo di calcolo risulti significativamente ridotto con il metodo DELA3D, mantenendo al contempo un'elevata qualità dei risultati che potrebbe essere ulteriormente incrementata lavorando con una mesh più raffinata,

La qualità dei risultati è stata valutata su una scala da 1 a 5, come riportato in letteratura, per offrire una misura standardizzata della precisione e della coerenza delle risposte fornite dai due metodi.

Un ulteriore vantaggio del metodo DELA3D riguarda il carico computazionale complessivo, che, dopo una breve fase di apprendimento sull'uso di MATLAB, risulta meno oneroso rispetto all'approccio FEM tradizionale implementato in Strand7. Questo rende il metodo DELA3D particolarmente vantaggioso per analisi iterative o applicazioni parametriche, dove la rapidità e la flessibilità nella gestione dei dati assumono un ruolo cruciale.

È quindi evidente come l'analisi limite in esame rappresenti una soluzione più accurata, veloce e affidabile per la valutazione della risposta sismica, specialmente quando sono necessari tempi di calcolo contenuti che non compromettono l'affidabilità dei risultati. Questo equilibrio tra efficienza e affidabilità rende il metodo DELA3D uno strumento versatile per studi di vulnerabilità sismica, con potenziali applicazioni in contesti dove la modellazione iterativa e la capacità di gestione di ampie variazioni parametriche sono essenziali.

2.3.2 Torretta medievale

Poiché anche questo secondo caso di studio è situato sempre nel comune di Deliceto (FG) e presenta le stesse condizioni al contorno, come gli spettri di risposta sismica (Fig. 26) e i parametri meccanici determinati mediante martinetti piatti (Fig. 27), si premette che, in questo caso studio si seguirà un approccio più sintetico, evitando così di essere ripetitivi con dettagli già trattati nel primo edificio in esame.

Di conseguenza, in questa comparazione dei due metodi di analisi, verranno richiamati solo i riferimenti necessari, concentrando il focus del presente paragrafo sulle caratteristiche specifiche della torre medievale, sulle particolarità strutturali che influenzano la sua risposta sismica e sulla mera comparazione dei due metodi, senza ripetizioni di immagini e informazioni già illustrate nel caso precedente.

L'edificio oggetto di questo secondo caso di studio è una torretta medievale. La torre, che si eleva per circa 13 metri, è situata strategicamente all'ingresso del centro storico, nelle immediate vicinanze delle antiche mura di cinta che un tempo proteggevano il castello.

Tale collocazione rivela il suo ruolo originario come struttura di difesa e di controllo, integrata in un sistema più ampio di fortificazioni.

Dal punto di vista storico, la torre rappresenta un raro esempio di architettura medievale sopravvissuta in quest'area. Costruita con tecniche costruttive e materiali tipici dell'epoca, come pietre locali e malte a base di calce, la struttura si inserisce perfettamente nel contesto urbano storico. Il suo stato di conservazione contribuisce non solo al patrimonio architettonico di Deliceto, ma anche al valore culturale della regione.

Trattandosi di un bene architettonico di rilevanza storica, la torre è riconosciuta come simbolo della storia locale e delle tradizioni edilizie medievali italiane, incarnando un legame profondo tra passato e presente, nonché tra architettura e paesaggio.

Dal punto di vista architettonico, questa torre rappresenta un elemento di grande pregio e significato: essendo integrata con un edificio residenziale aggregato, la torre risulta connessa e strutturalmente affiancata ad abitazioni storiche più recenti, che testimoniano l'evoluzione dell'area e l'adattamento della torre a usi anche residenziali.

Questa complessità strutturale rende il caso di studio particolarmente interessante, poiché evidenzia come le torri medievali possano sopravvivere in un contesto urbano integrato, senza perdere il loro carattere originario.



Fig.35 - Mappa fotografica di Deliceto (Italia) con identificazione dell'edificio oggetto di studio, estratta dal Sistema Informativo Territoriale del Comune

Dal punto di vista architettonico la torretta si presenta su tre livelli sovrapposti, ciascuno di circa 9 metri quadrati, mantenendo così una verticalità imponente rispetto al tessuto urbano circostante, che si sviluppa prevalentemente su due piani e con volumetrie meno accentuate.

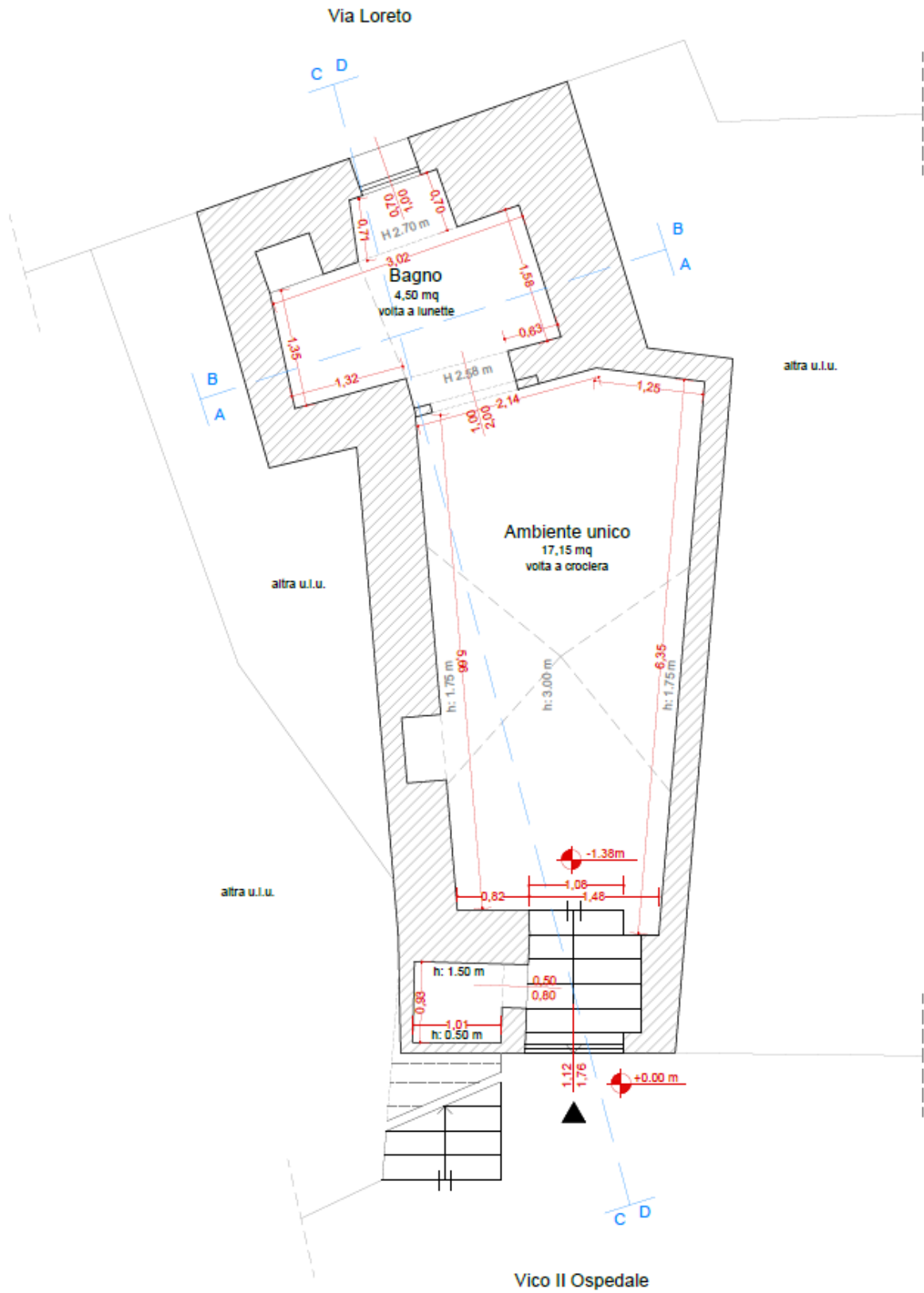
La torretta è considerata un bene di valore che necessita di tutela e valorizzazione per il suo significato storico e architettonico. L'analisi sismica di questo caso diventa quindi uno strumento fondamentale non solo per la salvaguardia del patrimonio, ma anche per pianificare interventi che ne garantiscano la stabilità e preservino il suo valore simbolico e culturale.

In caso di eventi sismici, la torre, con la sua struttura snella e sviluppata in altezza, è particolarmente vulnerabile a sollecitazioni orizzontali che potrebbero compromettere la sua integrità. Valutare accuratamente la sua vulnerabilità sismica permette di implementare strategie di protezione e consolidamento, assicurando che questo bene architettonico possa continuare a svolgere il suo ruolo di memoria storica per le generazioni future.

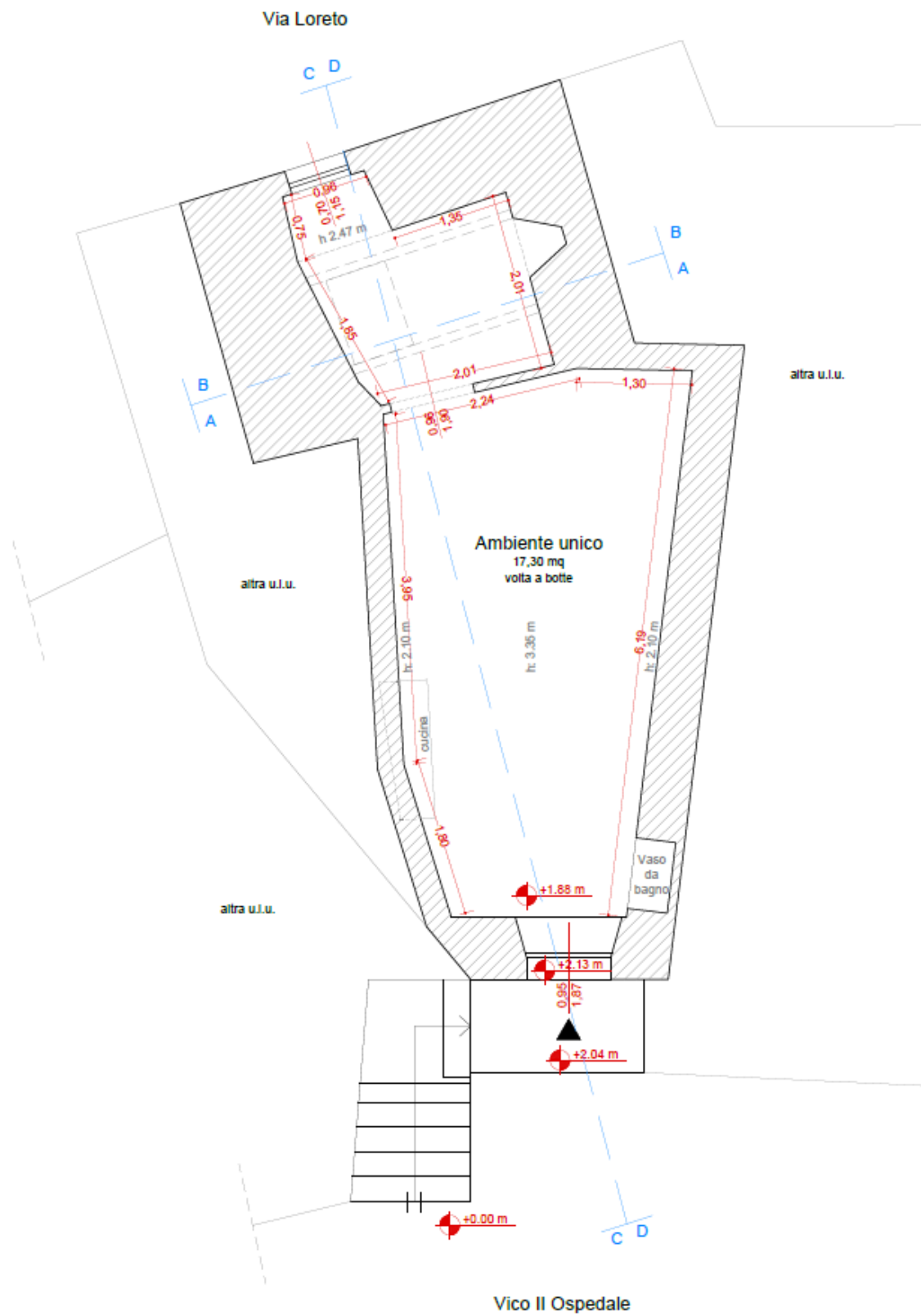
In sintesi, con questo secondo caso di studio si svolge anche l'obiettivo di tutela del patrimonio storico, in quanto la torre medievale di Deliceto rappresenta un patrimonio culturale di notevole storicità, il cui valore va oltre l'architettura e si estende alla testimonianza di secoli di storia e

difesa della comunità. L'obiettivo di questa analisi è contribuire alla sua conservazione e valorizzazione, proteggendo una struttura che non solo caratterizza il paesaggio urbano, ma mantiene viva la memoria storica del borgo e del comune.

Vengono riportati di seguito i particolari e le architetture del secondo caso studio in esame, tramite piante, prospetti e sezioni. (Fig. 34 -36).

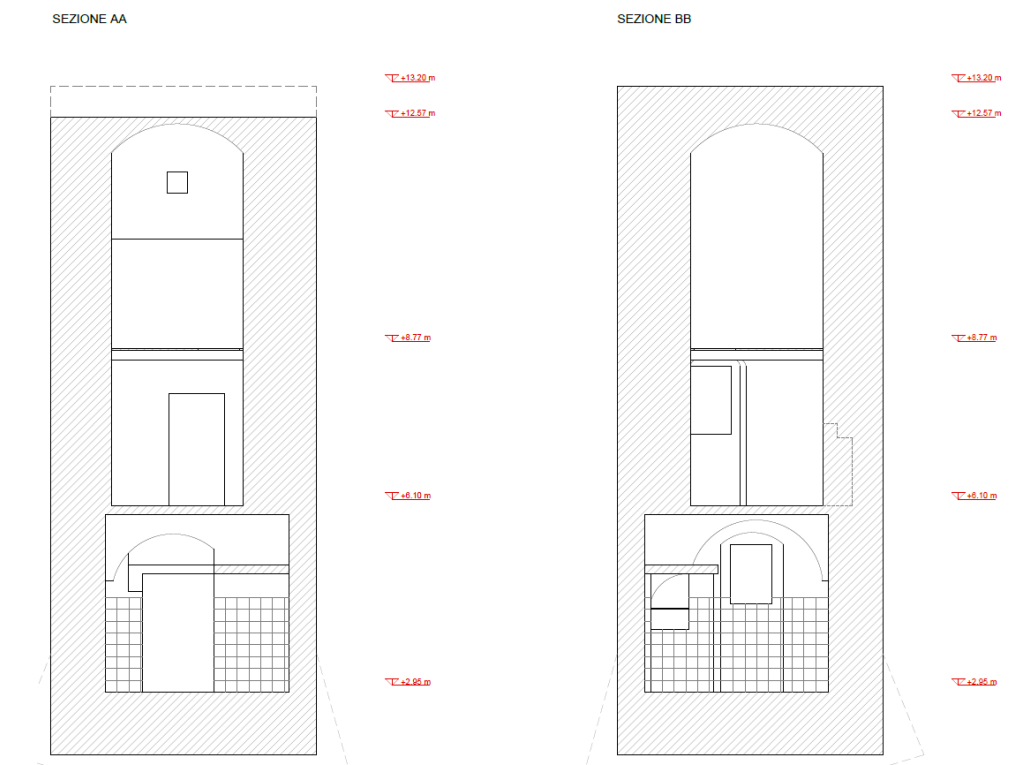


(a)

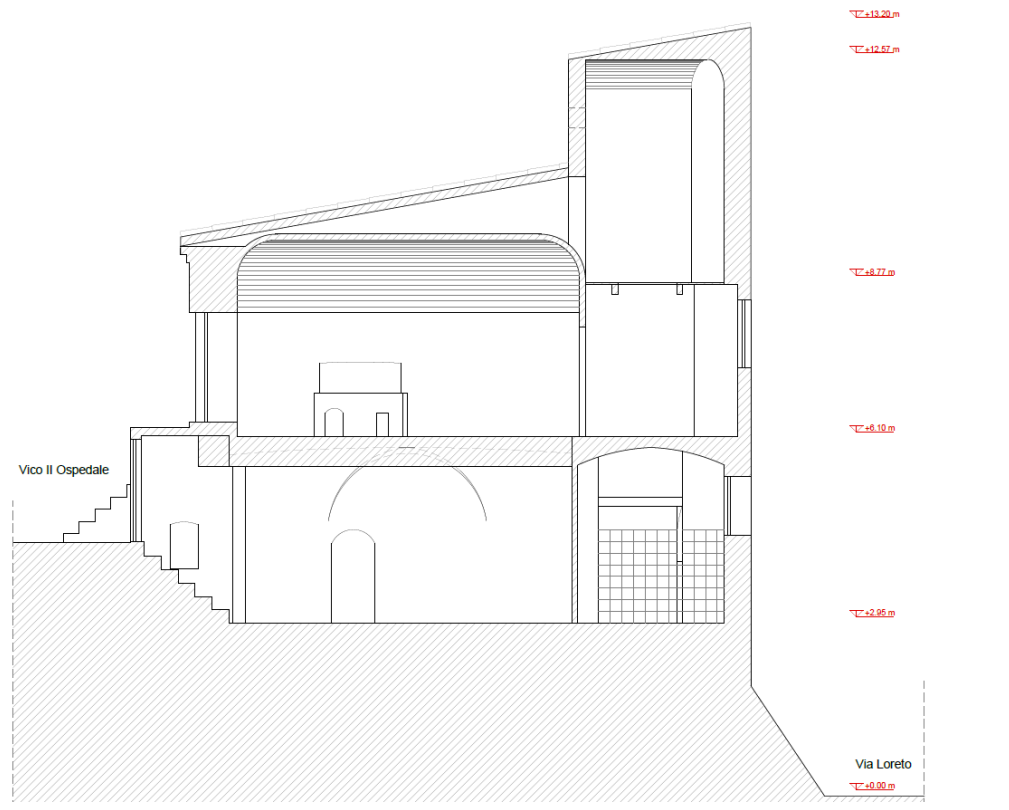


(b)

Fig. 36 – Planimetria stato dei luoghi torretta medievale, pianta piano terra (a) e pianta piano primo (b)



(a)



(b)

Fig. 37 – Sezioni stato dei luoghi torretta medievale, sez. AA e BB (a) e sez. verticale CC (b)



Fig.38 – Prospetto stato dei luoghi su Vico II ospedale e via Loreto

2.3.2.1 Risposta strutturale tramite metodo FEM

La prima parte dell'analisi, volta alla successiva comparazione dei risultati, riguarda la modellazione numerica della torretta medievale. Le analisi strutturali sono state eseguite utilizzando il software Strand7, un programma di calcolo basato sul metodo degli elementi finiti (FEM). Prima della modellazione, anche in questo secondo caso di studio, sono state definite in situ le caratteristiche geometriche e dei materiali attraverso sopralluoghi e indagini specifiche. Sono stati identificati i parametri della muratura che caratterizzano questo caso studio e le condizioni al contorno, come gli spettri di risposta sismica orizzontale e verticale, i quali sono i medesimi del primo edificio in esame (Fig.27).

Dopo l'analisi dei carichi, sono stati applicati i coefficienti di carico G_1 , G_2 , Q_{k3} e Q neve per simulare le condizioni di esercizio e i carichi accidentali.

Il modello FEM della torretta (Figura 36) è stato creato utilizzando elementi di tipo “brick” con caratteristiche Hexa8, ossia elementi esaedrici a otto nodi. La muratura della torre è stata modellata con due strati sovrapposti, ciascuno dello spessore di 0,25 m, per uno spessore complessivo di 0,50 m. Il modello FEM ha un totale di 4.557 nodi e 2.776 elementi brick, dimensionato per catturare adeguatamente le deformazioni e la risposta sismica verticale della struttura. L’orizzontamento di chiusura in questo caso è del tipo voltato in muratura, posizionato sulla sommità della torretta, più limitata in termini di area rispetto alla struttura del cinema (1° caso). Anche nella seguente modellazione è stata considerata come un elemento infinitamente rigido nel proprio piano, contribuendo alla distribuzione delle sollecitazioni durante l’evento sismico. Le masse derivate dai carichi permanenti e accidentali sono state concentrate nei giunti della muratura, permettendo una simulazione efficace del comportamento dinamico della struttura. Per rappresentare accuratamente il comportamento della muratura in condizioni sismiche, la non-linearità dei materiali è stata modellata secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, che permette di simulare le condizioni di collasso dei materiali lapidei in base alle caratteristiche di coesione e attrito. Tutte queste ipotesi risultano necessarie per l’analisi pushover della torre, in conformità con quanto previsto dagli Eurocodici e adattate per le specificità di una struttura storica con caratteristiche uniche come la torretta medievale.

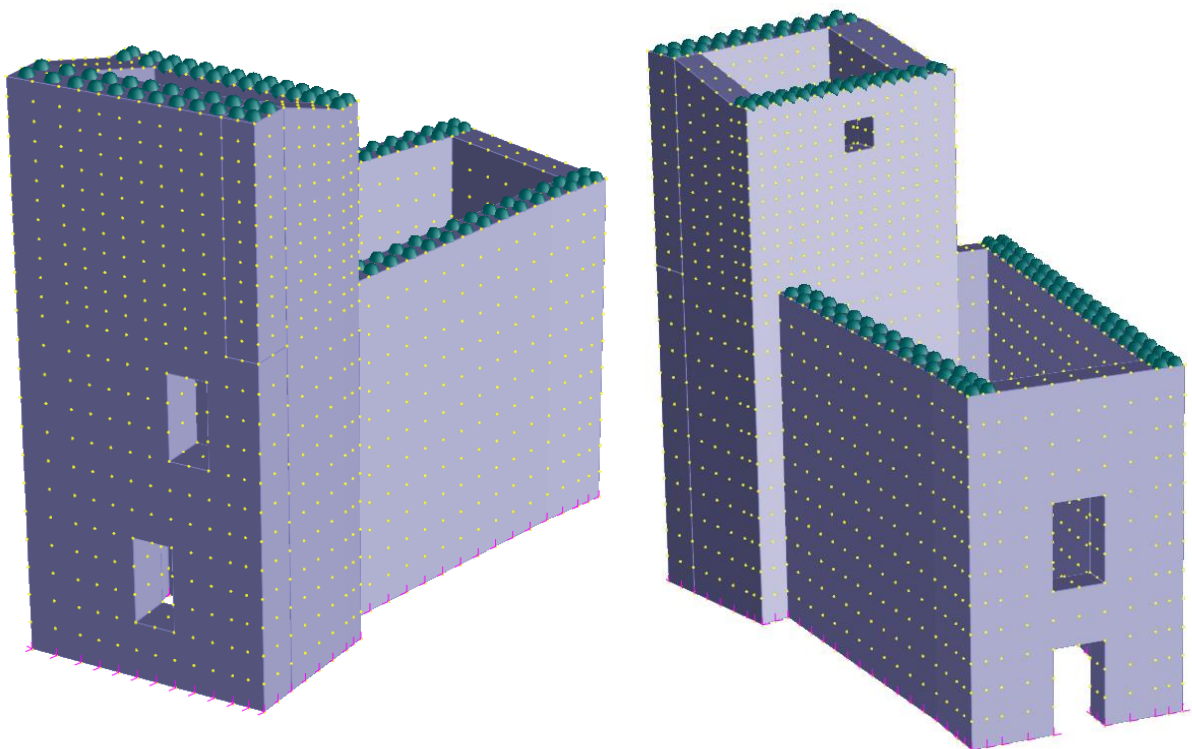


Fig. 39 – Modello FEM Strand7; identificazione dei nodi, degli elementi brick e dei carichi applicati come masse non strutturali.

Allo stesso modo del primo caso architettonico oggetto di tale lavoro di ricerca, si sono definite le condizioni al contorno (spettro di risposta sismica, carichi permeanti e acc,) e le proprietà meccaniche della muratura in pietrame (legame costitutivo da martinetti piatti), che in questo caso risulta essere l'unico materiale da costruzione.



Fig. 40 – Documentazione fotografica Torretta con delimitazione dei limiti di proprietà e identificazione materiale di costruzione

Nella Tabella n.4 qui riportata, vengono riassunte le proprietà meccaniche assunte in fase di modellazione.

Material	Modulus (MPa)	Poisson 'ratio	Cohesion (C)	Internal Friction angle (°)
Stone masonry	1427.6	0.25	0.7	46

Tab. 4 – Proprietà macchiniche assunte per la muratura nel modello FEM

Per garantire che il modello numerico riproducesse accuratamente il comportamento dinamico della torre medievale, è stato necessario calcolare oltre 100 modi di vibrare, al fine di

raggiungere una copertura della massa partecipante di almeno il 90% in tutte le direzioni. I modi di vibrare, fondamentali nell'analisi modale, rappresentano le configurazioni di deformazione che la struttura tende ad assumere sotto l'influenza delle proprie frequenze naturali di oscillazione.

L'inclusione di un numero sufficiente di modi di vibrare è essenziale per garantire che le analisi successive, come l'analisi pushover, siano basate su una rappresentazione precisa del comportamento globale della torre. Questo assicura che le caratteristiche dinamiche dell'edificio, influenzate dalla sua forma slanciata e dalle caratteristiche della muratura omogenea, siano correttamente rappresentate.

Considerando la particolare morfologia della torretta e della sua integrazione con l'abitazione adiacente, l'analisi pushover è stata condotta utilizzando un singolo punto di controllo.

Questa configurazione considera la torretta vincolata alla struttura abitativa a cui è incorporata, migliorando la rappresentazione della rigidità complessiva del sistema strutturale, che risulta così più aderente alla realtà.

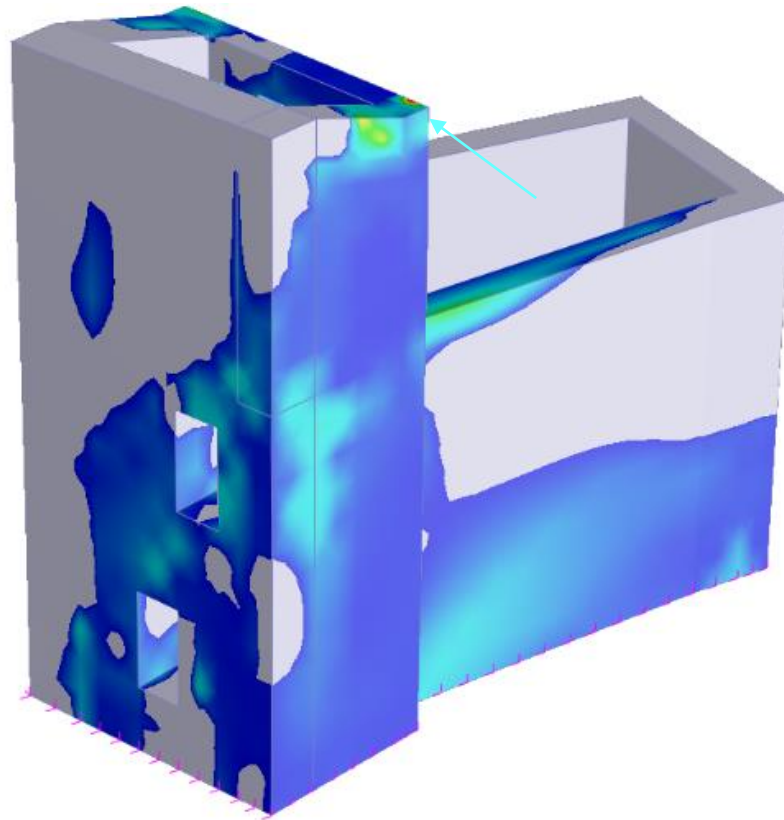
Ripetendo quanto già fatto nel primo caso, si è applicata una forza statica orizzontale F , calcolata in base alla massa sollecitata, pari a 1475,3 kN che è stata applicata in modo crescente al nodo di controllo selezionato sulla torre, al fine di simulare l'effetto di un carico sismico progressivo. Tale configurazione consente di ottenere una stima della capacità di resistenza e dei potenziali meccanismi di collasso.

L'analisi pushover si concentra sul raggiungimento del limite di resistenza, identificando le aree in cui si manifestano i primi cedimenti locali e i fenomeni di plasticizzazione, cruciali per comprendere i meccanismi di collasso tipici della torre.

Il primo meccanismo di collasso individuato è mostrato in Figura 38(a). Questo meccanismo rappresenta il punto in cui la struttura cede in modo irreversibile a livello locale, anticipando il modo in cui i carichi sismici superano la capacità della torre di mantenere la stabilità. La simulazione di questo comportamento ha richiesto circa sei ore di elaborazione su una workstation con processore a 2,80 GHz.

L'accelerazione di picco al suolo (PGA) è stata calcolata attraverso il rapporto A_g/g , con il punto di controllo impostato nel nodo della torretta, ottenendo un valore di 0,211.

La scelta di un unico punto di controllo per la torretta in esame tiene conto dell'influenza della rigidità aggiuntiva data dall'integrazione con l'edificio adiacente.



$A_g/g = 0,211$

Fig. 41 – Modello FEM Strand7 - primo meccanismo di rottura locale mediante analisi pushover a 0°

Questa configurazione di analisi mostra come l'orientamento e la distribuzione della forza sismica influenzino significativamente la capacità di resistenza della torre, e come la rigidità strutturale possa alterare la risposta dell'edificio alle sollecitazioni. La combinazione di questi valori e l'individuazione del primo meccanismo di collasso locale contribuiscono a delineare un quadro complessivo della vulnerabilità sismica della torre, permettendo di analizzare dettagliatamente la risposta strutturale in base alla sua configurazione e alle proprietà dei materiali costitutivi.

2.3.2.2 Risposta strutturale tramite metodo DELA3D

Come mostrato nel primo caso di studio (2.3.1.2), anche per la torretta medievale in oggetto, si prosegue nella comparazione delle analisi andando a validare la metodologia proposta da Milani et al. con il metodo FEM sopra riportato.

La sezione seguente illustra in dettaglio l'applicazione del metodo DELA3D, sviluppata da [97]. Tale metodologia è stata adattata e verificata alla torretta medievale descritta in questo secondo caso studio.

La modellazione DELA3D prevede la discretizzazione della torretta in elementi esaedrici (Hexa8), connessi attraverso interfacce quadrilatere inelastiche, nelle quali si concentra l'intera dissipazione interna dell'energia. La gestione delle interfacce non lineari è un aspetto fondamentale del modello, poiché consente di rappresentare con accuratezza le proprietà dissipative della muratura omogenea della torretta, simulando il comportamento reale della struttura sotto carico sismico.

Questo metodo risulta particolarmente efficace per analizzare i meccanismi di collasso in edifici in muratura, soprattutto come nel caso di studio n.2, quando presentano elementi di muratura con caratteristiche uniformi.

Oltre ai parametri meccanici di base considerati nei modelli FEM, la metodologia DELA3D consente di definire proprietà dissipative specifiche sulle interfacce tra gli elementi durante l'analisi (Tabella 5). Questa peculiarità permette di controllare la propagazione delle sollecitazioni attraverso i giunti della muratura, che diventano i punti di trasmissione delle forze sismiche. Durante un evento sismico, queste interfacce regolano il trasferimento delle forze, permettendo al modello di simulare con precisione le deformazioni plastiche e la formazione di fessure, così come i potenziali meccanismi di collasso locali. L'abilità di rappresentare i punti di dissociazione o rottura della muratura tramite queste interfacce non lineari migliora la realistica dissipazione dell'energia, offrendo una valutazione accurata della vulnerabilità sismica della struttura.

Nella fase preliminare, la modellazione geometrica della torretta viene realizzata in Strand7, dove gli elementi brick sono definiti e categorizzati secondo le specifiche funzionali. A ogni elemento viene assegnata una proprietà unica, come ad esempio il "Tipo 1" per gli elementi di base della muratura, che sono poi vincolati in MATLAB.

Questa configurazione preliminare facilita la fase successiva di analisi, in cui le proprietà materiali, come il peso specifico, sono gestite e ottimizzate in MATLAB per riflettere con maggiore precisione le caratteristiche meccaniche della muratura omogenea della torretta.

Questa configurazione integrata migliora la rappresentazione della risposta sismica della torretta, poiché sia i materiali che i rinforzi sono definiti in base alla loro reale capacità di assorbire e trasmettere sollecitazioni. MATLAB gestisce le specifiche di vincolo e le funzioni dissipative, assegnando a ogni elemento le proprietà meccaniche ottimali, rendendo l'analisi complessiva più affidabile per una valutazione approfondita della vulnerabilità sismica.

Vengono riassunte, nella tabella n.5, le proprietà meccaniche nelle interfacce che simulano la presenza della malta. Queste derivano dalla letteratura degli autori (Milani et al) e la valori simili.

Material	tensile (MPa)	Compressive (MPa)	Cohesion (C)	Internal friction angle (°)
Mortar	0.05	2.5	0.05	25

Tab. n.5 - Proprietà meccaniche assunte per le interfacce nel modello DELA3D

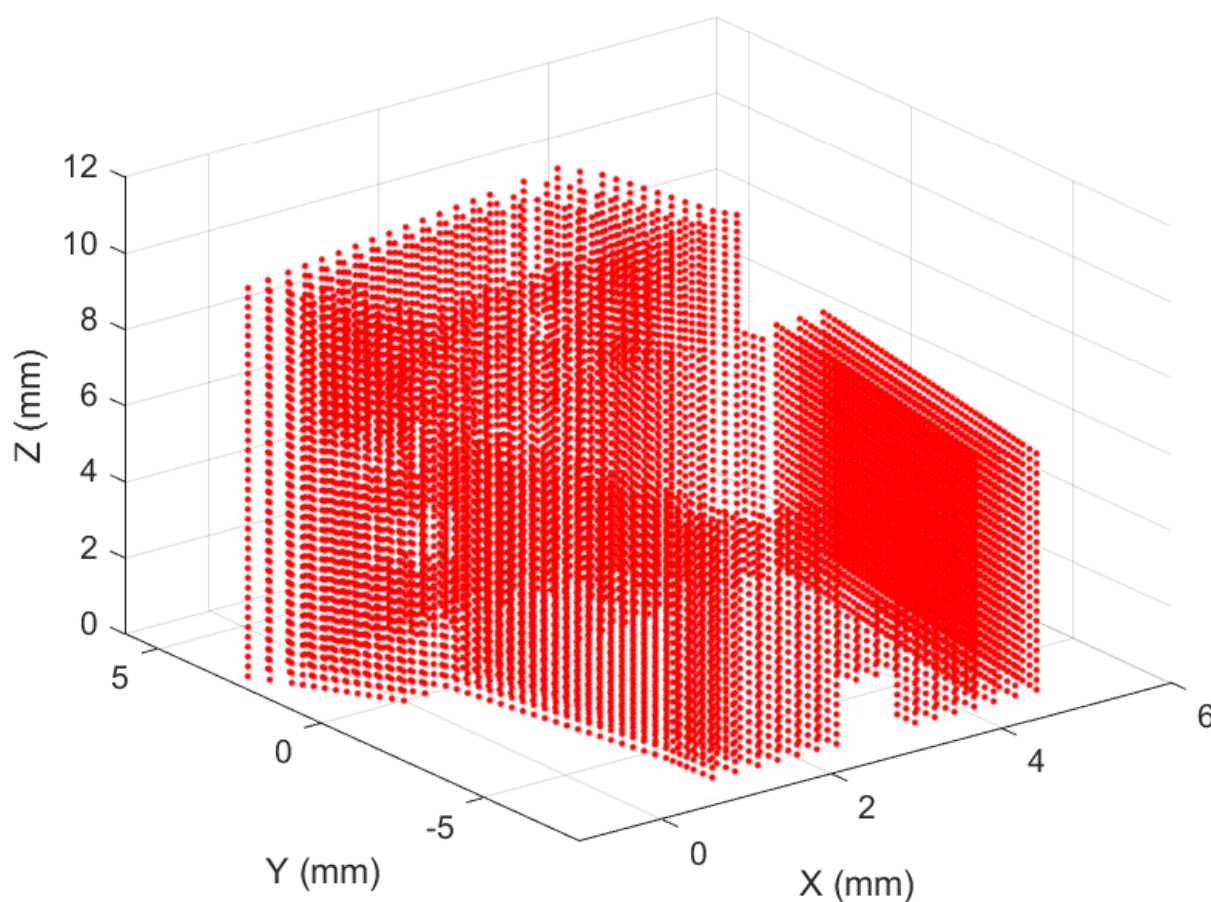


Fig.42 – Verifica della geometria, degli elementi nodi e brick, modello MATLAB

L'azione sismica, in entrambi i casi studio, è stata definita come una distribuzione di tipo triangolare, nota anche come distribuzione G1, ampiamente utilizzata nelle analisi sismiche per rappresentare un incremento lineare delle forze sismiche lungo l'altezza dell'edificio.

Per l'analisi sono state considerate direzioni sismiche principali a 0° , 45° e 90° , direzioni che permettono di valutare la risposta strutturale in funzione dell'orientamento del carico e di identificare eventuali punti deboli in direzioni oblique rispetto agli assi principali della struttura. Questi angoli rappresentano una gamma di orientamenti necessari per garantire una copertura completa del comportamento strutturale sotto diverse inclinazioni del carico sismico.

Anche per questo secondo caso studio, la mesh utilizzata per l'analisi limite è stata realizzata sulla base del modello FEM, adottando una struttura semplificata per aumentare l'efficienza computazionale senza ridurre la precisione dei risultati. Si è scelto, come nel precedente edificio oggetto di analisi, di utilizzare un numero minimo di elementi lungo lo spessore della parete. Questo approccio consente di ridurre i tempi di elaborazione pur mantenendo una simulazione fedele delle deformazioni flessionali della parete, necessarie per rappresentare in modo realistico il comportamento della muratura sotto carico.

Gli studi di riferimento utilizzati per la modellazione indicano che una griglia più essenziale influisce in modo trascurabile sull'errore dei risultati dell'analisi limite per questo tipo di struttura, rendendo la configurazione adottata una soluzione ottimale per bilanciare accuratezza e velocità di calcolo. Pertanto, questa mesh semplificata, offre una base affidabile per l'analisi delle deformazioni e della risposta al collasso, minimizzando il tempo di computazione ma conservando una rappresentazione adeguata della geometria e del comportamento meccanico della struttura.

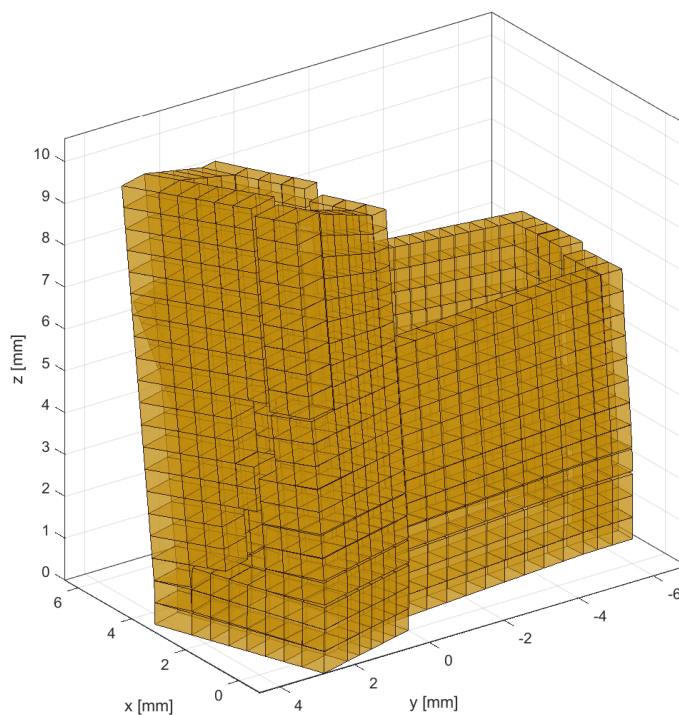


Fig.43 – Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 0°

$A_g/g = 0,211$

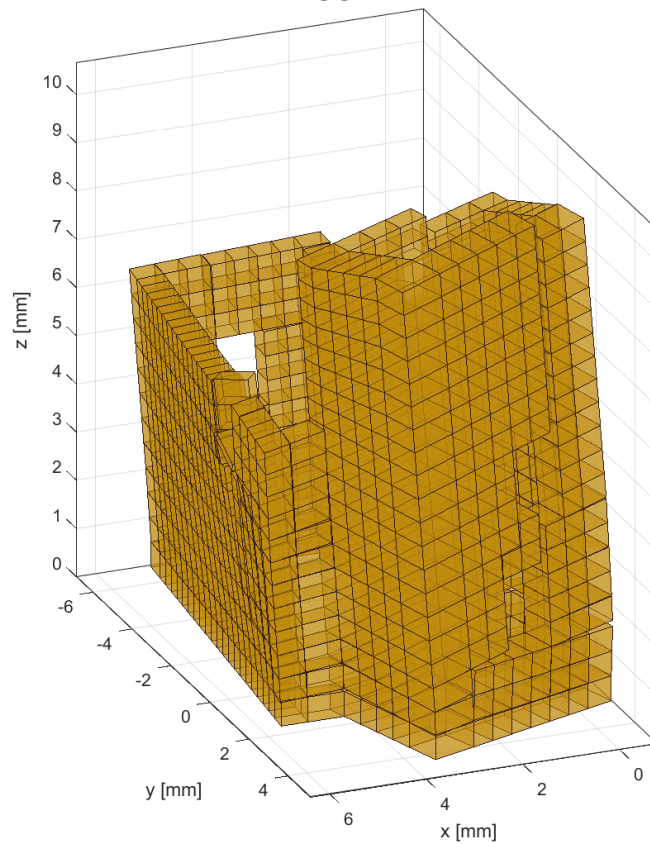


Fig.44 – Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 45°

$A_g/g = 0,185$

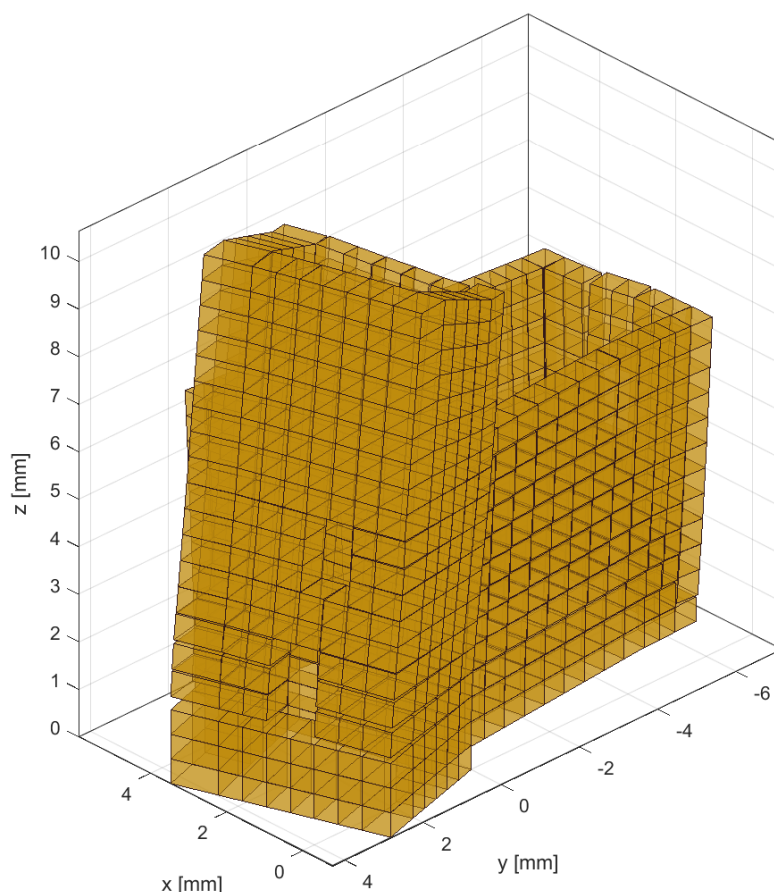


Fig.45 – Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 90°
 $A_g/g = 0,228$

2.3.2.3 Comparazione metodi FEM e DELA3D 2° caso studio

È stato stimato che il rapporto A_g/g , il quale rappresenta l'accelerazione di picco al suolo in rapporto all'accelerazione gravitazionale, vari significativamente per tutte le direzioni sismiche analizzate ($0^\circ - 90^\circ$). Il valore ottenuto dal metodo FEM è pari a 0,211 con angolo sismico 0° . Si evince, anche in questo secondo caso dalla morfologia più caratteristica e dalla maggiore rilevanza storica, che la comparazione del valore di A_g/g a ottenuto dal modello DELA3D è validato da quello ottenuto dal modello FEM, mostrando una coerenza tra i due approcci.

L'errore relativo in percentuale, calcolato come $100 \cdot ((A_{(g,FEM)} - A_{(g,DELA3D)}) / A_{(g,DELA3D)})$, è risultato inferiore all'10% per la direzione prese in esame (0°), confermando la comparazione e l'affidabilità dei risultati.

L'analisi limite, condotta attraverso il modello DELA3D, ha prodotto risultati estremamente simili a quelli ottenuti mediante il modello FEM, con una differenza inferiore all'10% per le direzioni di carico. Questo livello di accuratezza è stato raggiunto con un notevole risparmio di

tempo computazionale: il modello DELA3D ha richiesto circa venti volte meno tempo rispetto all'analisi FEM, un traguardo significativo in termini di efficienza.

La rapidità dell'analisi DELA3D rappresenta un vantaggio strategico, poiché consente di eseguire un numero elevato di simulazioni in tempi molto ridotti, rendendo l'approccio ideale per applicazioni in cui il modello deve essere iterato più volte, come nei processi di machine learning o nei sistemi di ottimizzazione parametrici.

Questa efficienza rende l'approccio sviluppato in [97] particolarmente vantaggioso per analisi automatiche o ripetute, in cui i parametri meccanici della struttura vengono sistematicamente modificati per esplorare l'intera gamma di possibili risposte strutturali. Ad esempio, in applicazioni di machine learning, è essenziale che i modelli siano eseguiti in modo rapido e ripetuto per ottenere un dataset completo, utile alla formazione dell'algoritmo.

La Figura 43 mostra i risultati comparati delle due analisi, in base ai valori di A_g/g , in cui vengono illustrate le deformazioni indotte dall'azione sismica nelle condizioni di collasso per la direzione di carico in esame.

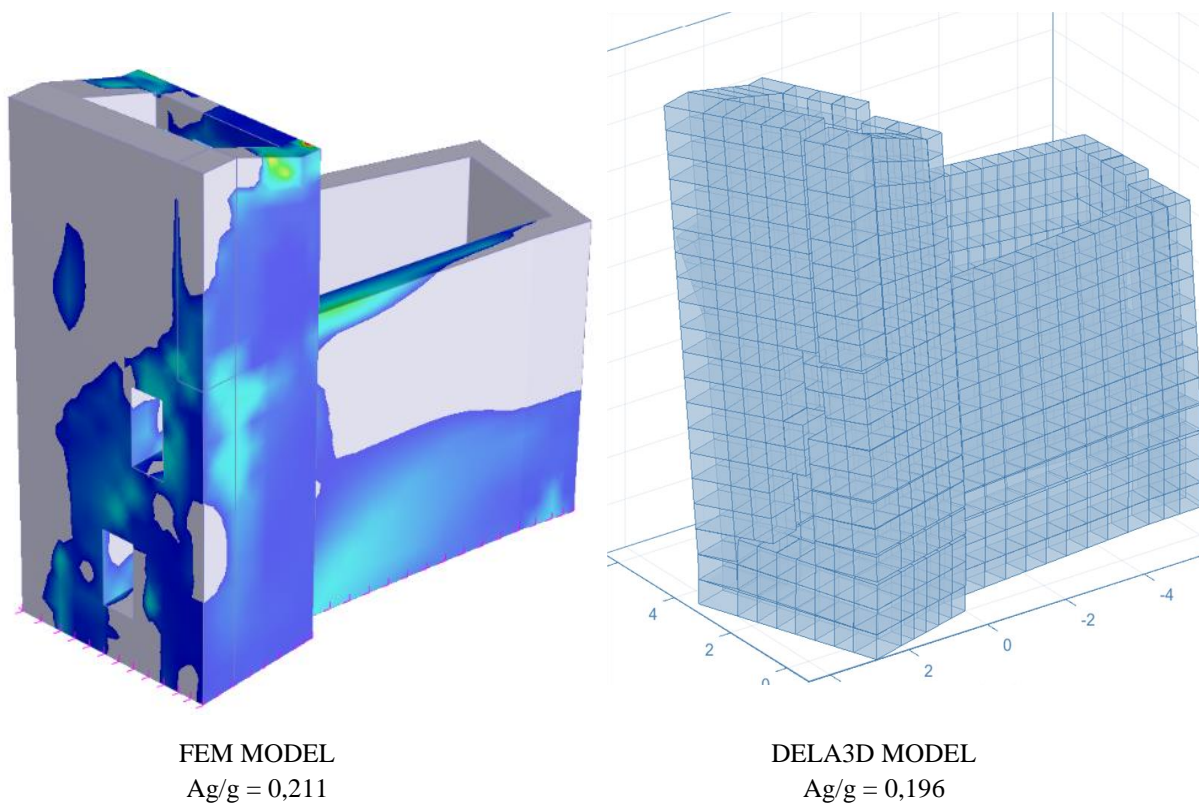


Fig.46 – Comparazione analisi FEM e DELA3D 2° caso di studio

Il confronto tra le deformazioni cinematiche in Figura 43, ottenute con l’approccio analitico di [97] evidenzia una coerenza sostanziale tra i due metodi, confermando la capacità del modello DELA3D di riprodurre accuratamente la risposta sismica prevista dal modello FEM, validando di fatto, anche per edifici in muratura aventi molteplici caratteristiche, il metodo proposto in questo lavoro di ricerca

La consistenza nei risultati dimostra che l’approccio DELA3D può rappresentare fedelmente il comportamento dell’edificio sotto diverse direzioni di carico sismico, fornendo una visione completa delle condizioni di collasso per una valutazione approfondita della vulnerabilità sismica.

La tabella qui riportata (Tabella n.6) presenta un confronto sintetico tra i due metodi, DELA3D e FEM (Strand7), per il caso di studio in oggetto, evidenziandone, tramite la comparazione i principali punti di forza.

Metodo	Macchina usata	Software	Tempo di calcolo [hh:mm:ss]	Qualità dei risultati (scala da 1 a 5)
	Laptop Intel(R)		mesh grezza	
DELA3D limit analysis	i7-7700HQ CPU@2.80GHz RAM 8 GB	Mat Lab + CPLEX	2-5m mesh raffinata 20m-3h	3-4
FEM Pushover analysis		Straus7	6h 24m 55s	3

Tab. n.6 – Comparazione dei due diversi metodi applicati al 2° caso studio – Torretta

Come già dimostrato per il caso precedente, Il metodo DELA3D consente una notevole riduzione dei tempi di calcolo rispetto all’approccio FEM tradizionale, pur mantenendo un’elevata qualità dei risultati, che potrebbe migliorare ulteriormente con una mesh più dettagliata. La qualità è stata valutata su una scala standardizzata da 1 a 5, secondo la letteratura, offrendo una misura comparabile della precisione.

Questa configurazione rappresenta un equilibrio ottimale tra efficienza e affidabilità, che rende DELA3D uno strumento versatile per studi di vulnerabilità sismica in contesti con ampia gestione parametrica.

2.4 Conclusione e validazione dei risultati

A conclusione di questo secondo paragrafo del presente lavoro di ricerca, si può affermare, dunque, che il metodo DELA3D, è stato validato attraverso il confronto con il metodo FEM, mostrando una notevole affidabilità e versatilità nella valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in muratura.

L'applicazione del metodo su due casi di studio distinti – un ex cinema con una struttura regolare in muratura mista e una torretta medievale caratterizzata da una geometria slanciata e una muratura omogenea – ha permesso di evidenziare i vantaggi e la flessibilità del metodo proposto. Nel caso del cinema, caratterizzato da una muratura di tipo misto e da una forma strutturale regolare, i risultati dell'analisi hanno confermato che una mesh semplificata è sufficiente per ottenere una rappresentazione accurata, garantendo al contempo un'elevata efficienza computazionale. Per la torretta medievale, invece, la modellazione con un singolo punto di controllo vincolato alla struttura abitativa adiacente ha consentito di riprodurre fedelmente la maggiore rigidità complessiva, riflettendo la sua configurazione morfologica unica. L'analisi limite applicata a entrambi i casi con DELA3D ha prodotto valori di accelerazione di picco al suolo (PGA) che risultano estremamente simili a quelli ottenuti con il metodo FEM, con una differenza inferiore al 10%, dimostrando l'elevata coerenza del metodo nel riprodurre il comportamento sismico reale.

I vantaggi offerti dal metodo DELA3D sono quindi molteplici: l'efficienza computazionale garantita dalla mesh semplificata e dal controllo preciso delle interfacce, la possibilità di calibrare specifiche proprietà meccaniche dei materiali tramite l'uso di MATLAB, e una notevole riduzione dei tempi di calcolo rispetto al metodo FEM. Questi aspetti rendono DELA3D uno strumento particolarmente utile per analisi parametriche e iterative, che richiedono flessibilità nella gestione dei dati e un'elevata capacità di adattamento a strutture con differenti caratteristiche geometriche e materiali.

In sintesi, i risultati ottenuti per le due strutture analizzate confermano la validità del metodo DELA3D come strumento affidabile e preciso per lo studio della vulnerabilità sismica, evidenziando un equilibrio ottimale tra accuratezza e rapidità di calcolo.

Questo approccio si presta pertanto ad applicazioni su larga scala, dove la varietà dei materiali e delle configurazioni strutturali richiede un metodo versatile e capace di mantenere l'affidabilità dei risultati, dimostrando al contempo la capacità di operare in contesti diversi con prestazioni comparabili al metodo FEM.

3. ABACO DI PROGETTO: STIMA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA CON METODO DELA3D CON SET DI DATI E STRUTTURE SELEZIONATE

3.1 Premessa

La configurazione e la morfologia degli aggregati edilizi, dei centri storici italiani, rappresentano una specificità unica e complessa, frutto di secoli di adattamenti e di un consolidato tessuto urbano. Questa varietà morfologica è data dall'affiancamento di edifici disposti in modo compatto e irregolare, dove ogni struttura è spesso connessa e vincolata alle altre. La disposizione degli edifici all'interno di questi aggregati urbani – così come la loro altezza, profondità e l'inclinazione delle pareti – produce effetti significativi sulla risposta sismica, influenzando sia il comportamento di ciascun edificio che la stabilità dell'insieme.

La variabilità delle configurazioni strutturali implica che, per valutare in modo efficace la vulnerabilità sismica di questi edifici, sia essenziale prendere in considerazione una vasta gamma di casi studio.

Il lavoro sviluppato in questo triennio di ricerca mira a fornire uno strumento base, un abaco di progetto, che attraverso implementazioni in Matlab, è stato in grado di analizzare oltre 30.000 casi studio con modelli di intelligenza artificiale tramite reti neurali artificiali (ANN).

Questo approccio consente di esplorare e valutare le risposte sismiche di edifici in muratura in modo ampio e approfondito, adattando l'analisi ai molteplici contesti morfologici che caratterizzano i tessuti storici italiani.

L'utilizzo delle reti neurali rappresenta un'importante innovazione in questo ambito: grazie alla loro capacità di gestire grandi moli di dati, queste reti consentono di analizzare rapidamente un ampio insieme di configurazioni e di identificare pattern significativi nella risposta strutturale agli eventi sismici. La rete neurale, adeguatamente allenata attraverso il set di configurazioni fornite dall'abaco, permette di ottenere curve di progetto predittive che stimano la vulnerabilità sismica degli edifici in funzione delle loro caratteristiche morfologiche. Questi modelli predittivi non solo forniscono stime precise, ma permettono anche di esplorare scenari diversi e di ottimizzare le strategie di conservazione e intervento.

Un ulteriore vantaggio delle reti neurali è la loro capacità di adattarsi ai dati in ingresso e di migliorare la propria precisione man mano che il set di dati cresce. In questo lavoro, l'ANN si rivela uno strumento prezioso per gestire la complessità delle diverse configurazioni, offrendo risultati che altrimenti sarebbero molto più onerosi da ottenere con approcci tradizionali.

La flessibilità della rete neurale ha la capacità di valutare in modo sistematico l'intera gamma di configurazioni murarie tipiche dei centri storici italiani, rendendo possibile un approccio predittivo alla valutazione della vulnerabilità sismica che risulta scalabile e replicabile.

Questo lavoro di ricerca, come già riportato nell'abstract, si pone l'obiettivo di essere una base, uno strumento, con cui stimare edifici dalla morfologia sempre più complessa.

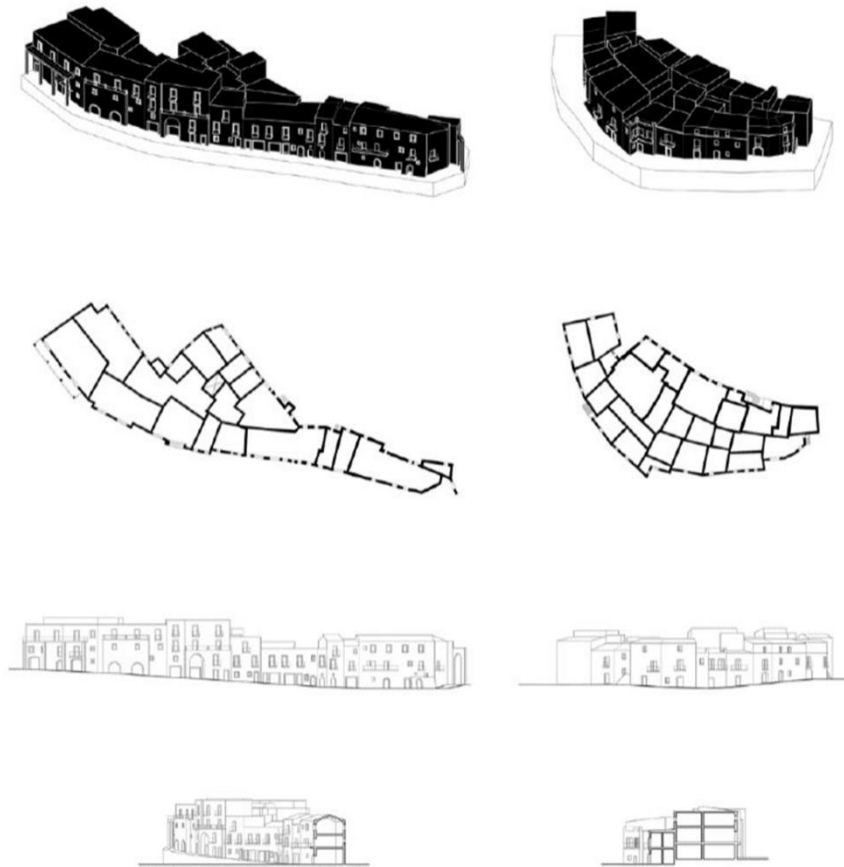


Fig.47 – Esempio di morfologia tipica degli aggregati in muratura

3.2 Configurazione geometrica e meccanica

Per costruire un modello predittivo di vulnerabilità sismica degli edifici storici in muratura tramite una rete neurale artificiale (ANN), è stato fondamentale stabilire un campione geometrico rappresentativo che rispecchiasse le configurazioni tipiche di questi edifici. Negli studi di valutazione sismica, l'approccio basato su un ampio campione geometrico è stato impiegato in diversi lavori per mappare la vulnerabilità in contesti storici, dove le geometrie e le configurazioni degli edifici variano notevolmente a seconda dell'epoca costruttiva e del tipo di muratura (e.g., D'Ayala e Ansal, 2013; Lourenço e Milani, 2018).

Il lavoro proposto in questa ricerca è bastato, per la costruzione dell'abaco, su un set-up geometrico così stabilito:

- 4 dimensioni in pianta;
- 3 altezze dell'edificio;
- 3 configurazioni di aperture per porte e finestre.

Tali basi geometriche, annesse con le combinazioni delle proprietà meccaniche, alleneranno oltre 34.560 casi studio, una base dati ampia e complessa, particolarmente adatta all'addestramento di ANN in ambito strutturale.

La scelta delle dimensioni in pianta (a e b) e dell'altezza dell'edificio (h) è stata fatta sulla base di studi che indicano come le proporzioni e le altezze degli edifici storici influiscano sulla loro risposta sismica, poiché determinano il centro di massa e i modi di vibrazione principali, in linea con quanto sostenuto da Singh e Mazzolani (2019) per gli edifici in muratura mista.

Le dimensioni in pianta selezionate ($a = 6$ m; $b = 6, 9, 12$ e 15 m) e le altezze ($h = 3, 6$ e 9 m) sono state scelte per riflettere configurazioni realistiche, che spaziano da edifici a pianta quadrata e compatta a forme rettangolari allungate, rappresentative degli edifici nei centri storici. Per le aperture (fattore volumetrico di riempimento ρ), sono state selezionate tre configurazioni di porte e finestre che variano dal minimo al massimo livello di superficie vuota rispetto alla muratura piena. Questo parametro, rappresentato da ρ , è calcolato come rapporto tra il volume totale dell'edificio senza e con aperture.

Studi precedenti hanno mostrato che l'inclusione di diverse configurazioni di aperture è fondamentale per modellare la risposta sismica in modo accurato (D'Ayala et al., 2009), poiché le aperture influenzano la rigidità e l'interconnessione strutturale delle pareti, soprattutto nei centri storici dove le tecniche di costruzione tradizionali tendono a lasciare le pareti ortogonali spesso non collegate tra loro.

3.2.1 Caratteristiche Meccaniche dei Materiali

Vengono ora evidenziati, nel presente sotto paragrafo, i parametri meccanici utilizzati i quali riflettono le proprietà tipiche della muratura nei centri storici italiani e comprendono la coesione c della muratura (0,05, 0,1, 0,15 e 0,2 MPa), la densità γ della muratura (1800 e 2000 kg/m³), e le resistenze a compressione σ_c (2,5, 5,0, 8,0 e 12,0 MPa) e a trazione σ_t (0,05, 0,1 e 0,15 MPa).

Questi parametri sono stati scelti in base a studi sulle proprietà meccaniche degli edifici storici in muratura, in cui si è evidenziato come la variabilità della densità e delle resistenze influisca

sul comportamento strutturale in caso di sisma (Lourenço, 2006; Milani et al., 2010). Inoltre, il valore dell'accelerazione di picco al suolo Ag/g , un parametro chiave per valutare la risposta sismica degli edifici, è stato calcolato in funzione della direzione sismica θ (ossia, 0, 15, 30 e 45 gradi) e della forma del carico sismico G , che può essere uniforme o a forma triangolare, secondo quanto suggerito dagli Eurocodici e dai recenti studi sui modelli di vulnerabilità sismica

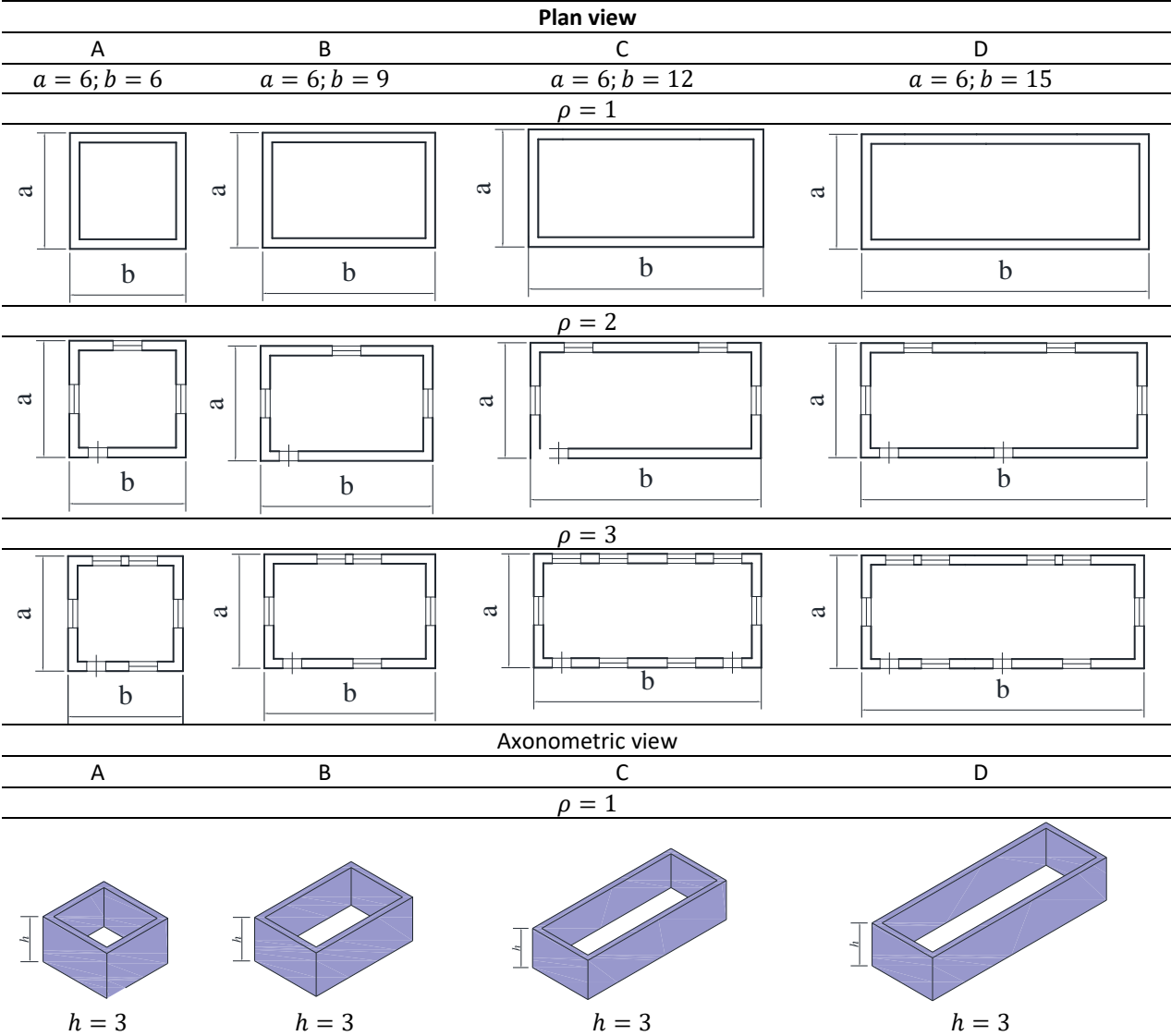
3.2.2 Configurazione e Obiettivi dell'Abaco di Progetto

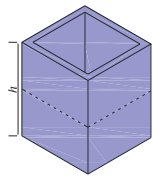
L'abaco di progetto sviluppato in questo periodo di ricerca, come mostrato in Fig.45, rappresenta una matrice di configurazioni strutturali che copre diverse dimensioni, altezze, spessori e configurazioni di aperture. Le configurazioni per le porte e le finestre sono state definite per coprire una vasta gamma di geometrie comuni, con particolare attenzione alle configurazioni di tipo C e D, che, prive di pareti interne ortogonali al lato lungo, rappresentano edifici storici privi di collegamenti tra pareti ortogonali, una situazione comune che aumenta la vulnerabilità sismica. Le tre altezze selezionate (3, 6 e 9 m) riflettono le dimensioni più comuni per le costruzioni storiche in muratura, secondo l'analisi svolta da Lagomarsino e Cattari (2014) sugli edifici in centri storici ad alta vulnerabilità sismica.

Per l'addestramento della rete neurale artificiale, tutti i 34.560 casi sono stati modellati utilizzando il metodo validato nel capitolo 2 DELA3D [97]. La risposta in termini di Ag/g è stata stimata per ogni configurazione, con tempi di calcolo che variano dai 30 secondi ai 2 minuti a seconda della densità del caso valutato. Come riportato in letteratura, una convergenza numerica soddisfacente è stata raggiunta con un errore ridotto fino al 10^{-6} in tutte le configurazioni, garantendo l'accuratezza necessaria per l'addestramento della rete neurale.

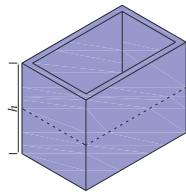
L'utilizzo di una rete neurale per il modello predittivo presenta vantaggi significativi rispetto ai metodi tradizionali di analisi strutturale. Le reti neurali offrono infatti una grande flessibilità, poiché possono analizzare ampie moli di dati e identificare pattern ricorrenti nelle configurazioni strutturali e nei parametri di resistenza, consentendo previsioni affidabili anche in presenza di variabili complesse. Studi recenti hanno dimostrato come le reti neurali siano particolarmente efficaci nella gestione di variabili strutturali eterogenee, rendendole uno strumento potente per l'analisi predittiva di edifici in muratura (Fabbrocino et al., 2018; Gentile et al., 2020).

L'ANN impiegata in questo lavoro è stata progettata per produrre curve di progetto predittive che rispecchiano la vulnerabilità sismica degli edifici in base alle loro configurazioni geometriche e ai parametri meccanici selezionati. Grazie alla capacità delle reti neurali di apprendere dai dati e migliorare progressivamente la propria accuratezza, questa metodologia offre non solo precisione ma anche una capacità di adattamento che consente di esplorare un'ampia gamma di configurazioni strutturali e di fornire stime di vulnerabilità affidabili. Questo approccio rappresenta quindi un contributo importante per gli studi di vulnerabilità sismica dei centri storici, con una metodologia scalabile che apre la strada a future applicazioni su larga scala.

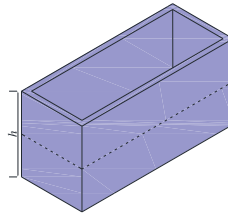




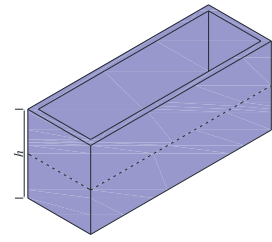
$h = 6$



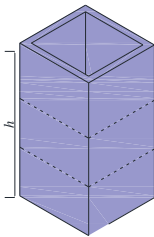
$h = 6$



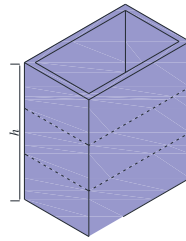
$h = 6$



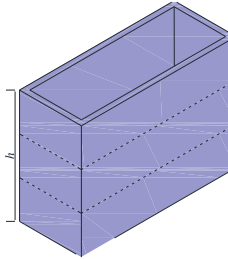
$h = 6$



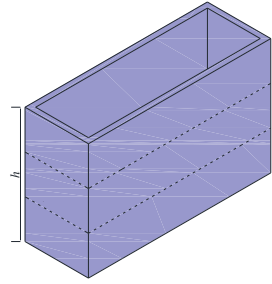
$h = 9$



$h = 9$

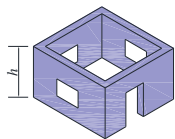


$h = 9$

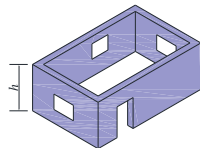


$h = 9$

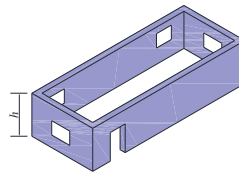
$\rho = 2$



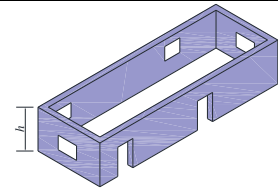
$h = 3$



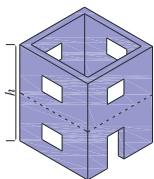
$h = 3$



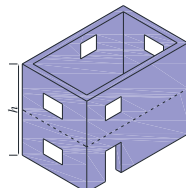
$h = 3$



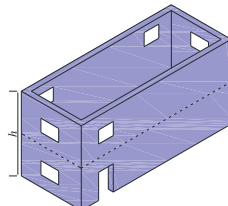
$h = 3$



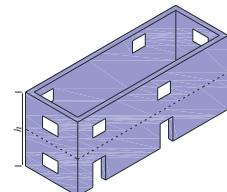
$h = 6$



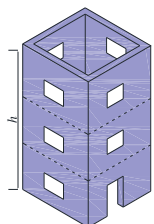
$h = 6$



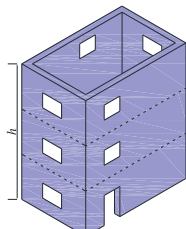
$h = 6$



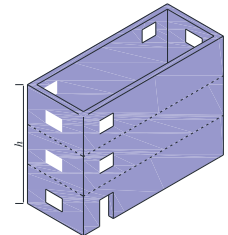
$h = 6$



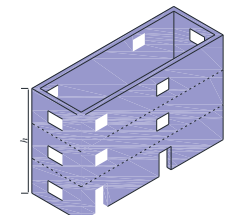
$h = 9$



$h = 9$

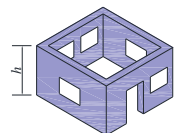


$h = 9$

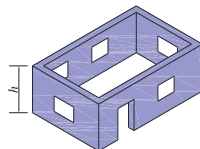


$h = 9$

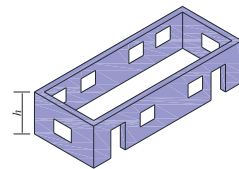
$\rho = 3$



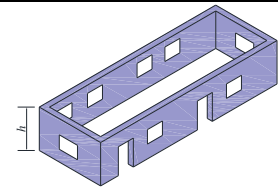
$h = 3$



$h = 3$



$h = 3$



$h = 3$

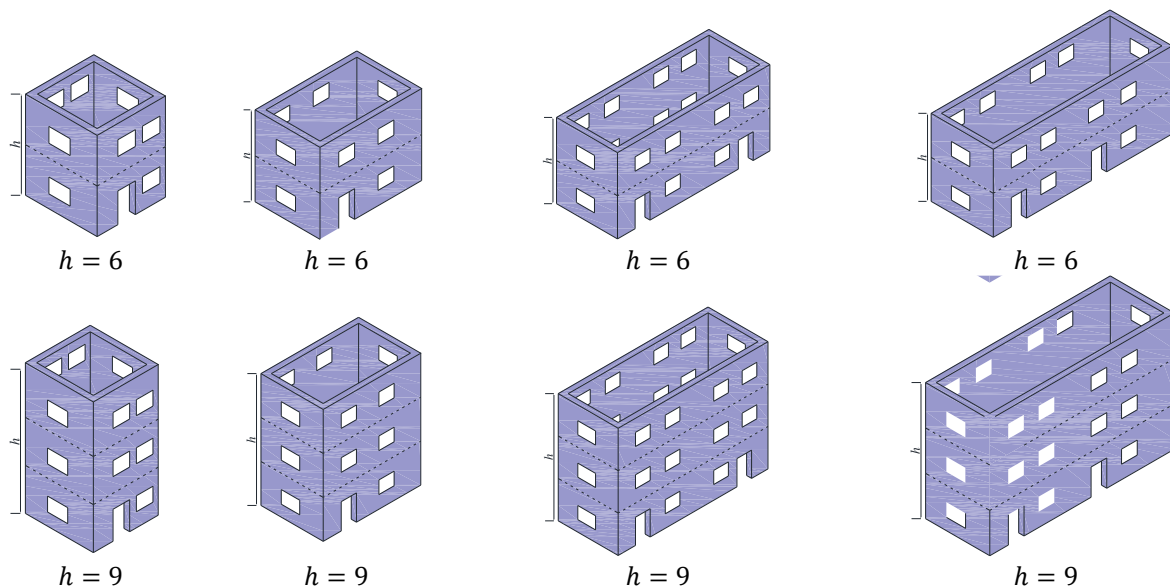


Fig. 48 – Abaco di progetto

3.3 Generalizzazione attraverso una rappresentazione polinomiale del rapporto Ag/g : definizione delle curve di progetto

Per fornire una rappresentazione sintetica dell'intero database di valori (ossia i rapporti Ag/g) stimati tramite analisi limite oggetto del presente lavoro di ricerca, è stata sviluppata una formulazione polinomiale, riportata nella Eq (1) sottostante. Tale equazione consente di esprimere la variazione del rapporto Ag/g in funzione della coesione dei giunti (c) e delle direzioni sismiche (θ).

La scelta di una formulazione polinomiale nasce dall'esigenza di ridurre la complessità computazionale associata alla gestione di un vasto insieme di dati. Questo approccio permette di catturare le relazioni principali tra i parametri di coesione e direzione sismica in un unico modello analitico, sintetizzando con efficacia i risultati delle analisi limite condotte. La polinomiale, quindi, non solo rappresenta una sintesi numerica del comportamento sismico delle strutture, ma facilita anche l'interpretazione dei risultati da parte della rete neurale, che può così elaborare le informazioni con maggiore efficienza.

Attraverso Eq (1), è possibile dunque prevedere come la variazione della coesione dei giunti influisca sul rapporto Ag/g in base alle diverse direzioni del carico sismico. Questa formulazione si rivela fondamentale per l'addestramento della rete neurale, poiché consente di sintetizzare migliaia di configurazioni in un modello rappresentativo, migliorando la capacità predittiva delle curve di progetto senza dover processare il database completo in ogni singola iterazione.

$$\frac{A_g}{g} = c_1 + c_2 \times c + c_3 \times \theta + c_4 \times c^2 + c_5 \times \gamma_s \times \theta + c_6 \times \theta^2 + c_7 \times c^2 \times \theta + c_8 \times \gamma_s \times \theta^2 + c_9 \times c^3 \quad (1)$$

Per consentire una stima accurata del rapporto A_g/g in relazione alla coesione dei giunti (c) e alle direzioni sismiche (θ), le tabelle riportate in questo paragrafo n.7, 8 e 9 elencano i coefficienti polinomiali per alcuni degli esempi specifici analizzati in questo studio.

Questi esempi considerano un valore della resistenza a compressione σ_c di 8.0 MPa, una resistenza a trazione σ_t di 0.1 MPa, una densità muraria γ di 2000 kg/m³ e tre altezze dell'edificio (h), rispettivamente di 3 m, 6 m e 9 m.

Tali coefficienti polinomiali rappresentano una versione surrogata delle stime ottenute tramite la metodologia proposta in [97], permettendo di sintetizzare le risposte strutturali in un modello analitico che preserva l'affidabilità e la precisione dei dati originali.

L'approccio polinomiale, adottato per generare i coefficienti, è particolarmente vantaggioso in quanto consente di ridurre la complessità della gestione del vasto set di dati, mantenendo però un'accurata rappresentazione delle relazioni principali tra i parametri. Infatti, tramite i coefficienti riportati, è possibile derivare rapidamente stime per A_g/g in base alle variazioni di coesione e angolo sismico, facilitando l'analisi di molteplici configurazioni di struttura senza la necessità di eseguire nuovamente simulazioni dettagliate.

Questo approccio semplificato è essenziale in studi che, come il presente, richiedono l'elaborazione di un numero elevato di configurazioni strutturali.

Le figure 46, 47 e 48 illustrano graficamente alcune delle curve di progetto (rappresentazioni polinomiali) sviluppate della superficie polinomiale secondo l'equazione di riferimento (Eq.1), che verranno poi riportate interamente negli allegati del presente lavoro.

In queste figure, sono mostrati quattro valori di resistenza a compressione σ_c (2.5, 5.0, 8.0 e 14.0 MPa) e tre valori di resistenza a trazione σ_t (0.05, 0.1 e 0.15 MPa), mantenendo per semplicità un valore costante di densità muraria γ pari a 2000 kg/m³. Il fattore volumetrico di riempimento ρ , che riflette le configurazioni di aperture per porte e finestre, è rappresentato da tre valori distinti in Fig.45: $\rho=1$ (Fig.10), $\rho=2$ (Fig.11) e $\rho=3$ (Fig.12).

Questa variabilità nelle aperture ha un impatto diretto sulla rigidezza e sulle modalità di collasso della struttura, influenzando i valori di A_g/g in base alla resistenza e alla deformabilità muraria.

Il grafico delle superfici polinomiali non solo sintetizza le variazioni di A_g/g in funzione dei parametri meccanici e geometrici, ma fornisce anche una chiara rappresentazione visiva di

come la coesione dei giunti e l'orientamento sismico interagiscano per determinare la vulnerabilità strutturale. La variazione del fattore ρ , ad esempio, introduce una componente di variabilità nelle condizioni di rigidità, simulando realisticamente il comportamento degli edifici storici che, per la natura stessa della loro costruzione, presentano aperture disposte in modo irregolare. La scelta di parametri multipli per σ_c , σ_t e ρ rende questa analisi altamente rappresentativa delle condizioni reali degli edifici in muratura storici, in cui le proprietà dei materiali e le configurazioni geometriche variano notevolmente.

Utilizzando una rappresentazione polinomiale dei risultati, questo approccio permette una maggiore adattabilità alle variabili strutturali e facilita il confronto tra configurazioni differenti. Questa metodologia si rivela particolarmente utile nei casi in cui si desidera ottenere un equilibrio tra accuratezza e rapidità di calcolo, come spesso avviene negli studi di vulnerabilità sismica su larga scala.

L'uso dei coefficienti polinomiali per rappresentare il rapporto A_g/g in funzione delle diverse proprietà strutturali e della direzione sismica offre quindi una base solida per un'analisi parametrica estensiva. Essendo facilmente integrabili in algoritmi di apprendimento automatico, questi coefficienti semplificano ulteriormente l'addestramento di modelli predittivi, come le reti neurali, che beneficiano della rappresentazione sintetica del dataset. I valori del rapporto A_g/g , calcolati e rappresentati nelle superfici polinomiali, forniscono previsioni rapide e scalabili della vulnerabilità sismica, permettendo di esplorare un'ampia gamma di configurazioni strutturali senza compromettere l'accuratezza.

Tab. n.7: Coefficienti polinomiali per alcuni esempi di set di parametri geometrici e meccanici.
G1 = 1. σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0,1, $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$, $h=3 \text{ m}$, $a=6 \text{ m}$, $l=0,5 \text{ m}$.

Config. Ref. Fig. 45	b	ρ	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7	c_8	c_9
A	6	1	6.0E-01	0.0E+00	2.0E-01	0.0E+00	1.0E-01	-1.6E+01	0.0E+00	1.0E-01	5.8E+01
B	9	1	5.0E-01	0.0E+00	1.6E+00	0.0E+00	-1.0E-01	-5.5E+00	0.0E+00	6.0E-01	-2.0E+01
C	12	1	7.0E-01	0.0E+00	-3.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	2.8E+01	0.0E+00	3.0E-01	-1.0E+02
D	15	1	7.0E-01	0.0E+00	-3.0E+00	0.0E+00	0.0E+00	2.8E+01	0.0E+00	3.0E-01	-1.0E+02
A	6	2	1.8E+00	0.0E+00	-4.3E+01	0.0E+00	0.0E+00	4.1E+02	0.0E+00	1.0E-01	-1.1E+03
B	9	2	1.0E+00	0.0E+00	-1.3E+01	0.0E+00	1.0E-01	6.7E+01	0.0E+00	-1.2E+00	6.0E+01
C	12	2	8.0E-01	0.0E+00	-4.3E+00	0.0E+00	1.0E-01	2.7E+01	0.0E+00	0.0E+00	-5.1E+01
D	15	2	8.0E-01	0.0E+00	-4.3E+00	0.0E+00	1.0E-01	2.7E+01	0.0E+00	0.0E+00	-5.1E+01
A	6	3	5.0E-01	0.0E+00	3.6E+00	0.0E+00	1.0E-01	-8.1E+00	0.0E+00	1.0E-01	-2.3E+01

B	9	3	1.6E+00	0.0E+00	-3.4E+01	0.0E+00	1.0E-01	3.3E+02	0.0E+00	-2.0E-01	-8.5E+02
C	12	3	3.0E-01	0.0E+00	1.0E+01	0.0E+00	0.0E+00	-1.3E+02	0.0E+00	-6.0E-01	5.4E+02
D	15	3	3.0E-01	0.0E+00	1.0E+01	0.0E+00	0.0E+00	-1.3E+02	0.0E+00	-6.0E-01	5.4E+02

Tab. n.8: Coefficienti polinomiali per alcuni esempi di set di parametri geometrici e meccanici.

$G1 = 1$. σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0,1, $\gamma = 2000$ kg/m³, $h=6$ m, $a=6$ m, $l=0,5$ m

Config. Ref. Fig. 45	b	ρ	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7	c_8	c_9
A	6	1	5.8E-01	1.9E-03	1.2E+00	0.0E+00	1.2E-02	-2.4E+01	-5.0E-04	1.3E-01	7.8E+01
B	9	1	6.4E-01	3.2E-03	-1.2E+00	0.0E+00	-5.6E-02	1.0E+01	-1.0E-04	2.9E-01	-4.0E+01
C	12	1	7.1E-01	-8.1E-03	-1.2E+00	0.0E+00	6.9E-02	-1.3E+01	-3.0E-04	-8.7E-02	6.0E+01
D	15	1	7.1E-01	-8.1E-03	-1.2E+00	0.0E+00	7.0E-02	-1.3E+01	-3.0E-04	-8.7E-02	6.0E+01
A	6	2	1.4E+00	-3.4E-03	-2.7E+01	0.0E+00	2.8E-02	2.7E+02	-4.0E-04	2.7E-02	-7.3E+02
B	9	2	1.0E+00	2.4E-03	-1.5E+01	-1.0E-04	2.4E-02	1.1E+02	1.3E-03	-6.6E-01	-1.5E+02
C	12	2	1.0E+00	-1.6E-02	-1.0E+01	1.0E-04	1.3E-01	6.2E+01	-1.5E-03	1.9E-01	-1.6E+02
D	15	2	1.0E+00	-1.6E-02	-1.0E+01	1.0E-04	1.3E-01	6.3E+01	-1.5E-03	1.9E-01	-1.6E+02
A	6	3	1.9E-01	-3.8E-03	9.9E+00	0.0E+00	6.1E-02	-6.7E+01	-5.0E-04	-3.9E-02	1.4E+02
B	9	3	1.2E+00	-8.8E-03	-1.9E+01	1.0E-04	7.0E-02	2.0E+02	-6.0E-04	-1.3E-01	-5.5E+02
C	12	3	7.8E-01	-1.2E-03	-6.5E+00	-1.0E-04	2.2E-02	5.2E+01	1.0E-03	-4.8E-01	-7.1E+01
D	15	3	7.8E-01	-1.2E-03	-6.4E+00	-1.0E-04	2.2E-02	5.1E+01	1.0E-03	-4.8E-01	-6.9E+01

Tab. n.9: Coefficienti polinomiali per alcuni esempi di set di parametri geometrici e meccanici.

$G1 = 1$. σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0,1, $\gamma = 2000$ kg/m³, $h=9$ m, $a=6$ m, $l=0,5$ m

Config. Ref. Fig. 45	b	ρ	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7	c_8	c_9
A	6	1	6.3E-01	3.3E-03	-5.0E+00	0.0E+00	-1.1E-02	5.0E+01	-5.0E-04	2.2E-01	-1.5E+02
B	9	1	8.7E-01	2.0E-04	-8.2E+00	0.0E+00	1.5E-02	5.9E+01	-3.0E-04	6.3E-02	-1.4E+02
C	12	1	6.7E-01	1.0E-03	-3.1E+00	-1.0E-04	9.0E-04	1.6E+01	1.0E-04	9.2E-03	-2.8E+01
D	15	1	6.7E-01	1.0E-03	-3.2E+00	-1.0E-04	9.0E-04	1.6E+01	1.0E-04	9.6E-03	-2.9E+01
A	6	2	9.4E-01	-2.7E-03	-1.3E+01	0.0E+00	3.7E-02	1.3E+02	-2.0E-04	-6.1E-02	-3.4E+02
B	9	2	8.4E-01	1.3E-03	-9.0E+00	0.0E+00	-1.4E-02	8.0E+01	4.0E-04	-1.7E-01	-1.4E+02
C	12	2	9.6E-01	-2.8E-03	-1.1E+01	0.0E+00	5.6E-02	9.3E+01	-4.0E-04	8.0E-02	-2.4E+02
D	15	2	9.6E-01	-2.7E-03	-1.2E+01	0.0E+00	5.5E-02	9.3E+01	-4.0E-04	8.1E-02	-2.4E+02
A	6	3	3.8E-01	-5.2E-03	4.9E+00	1.0E-04	6.4E-02	-2.9E+01	-6.0E-04	-3.6E-02	5.2E+01
B	9	3	9.3E-01	-7.2E-03	-1.2E+01	1.0E-04	4.0E-02	1.4E+02	-6.0E-04	-2.8E-02	-3.8E+02
C	12	3	8.7E-01	-6.8E-03	-9.5E+00	0.0E+00	6.7E-02	8.5E+01	-1.0E-04	-3.1E-01	-1.8E+02

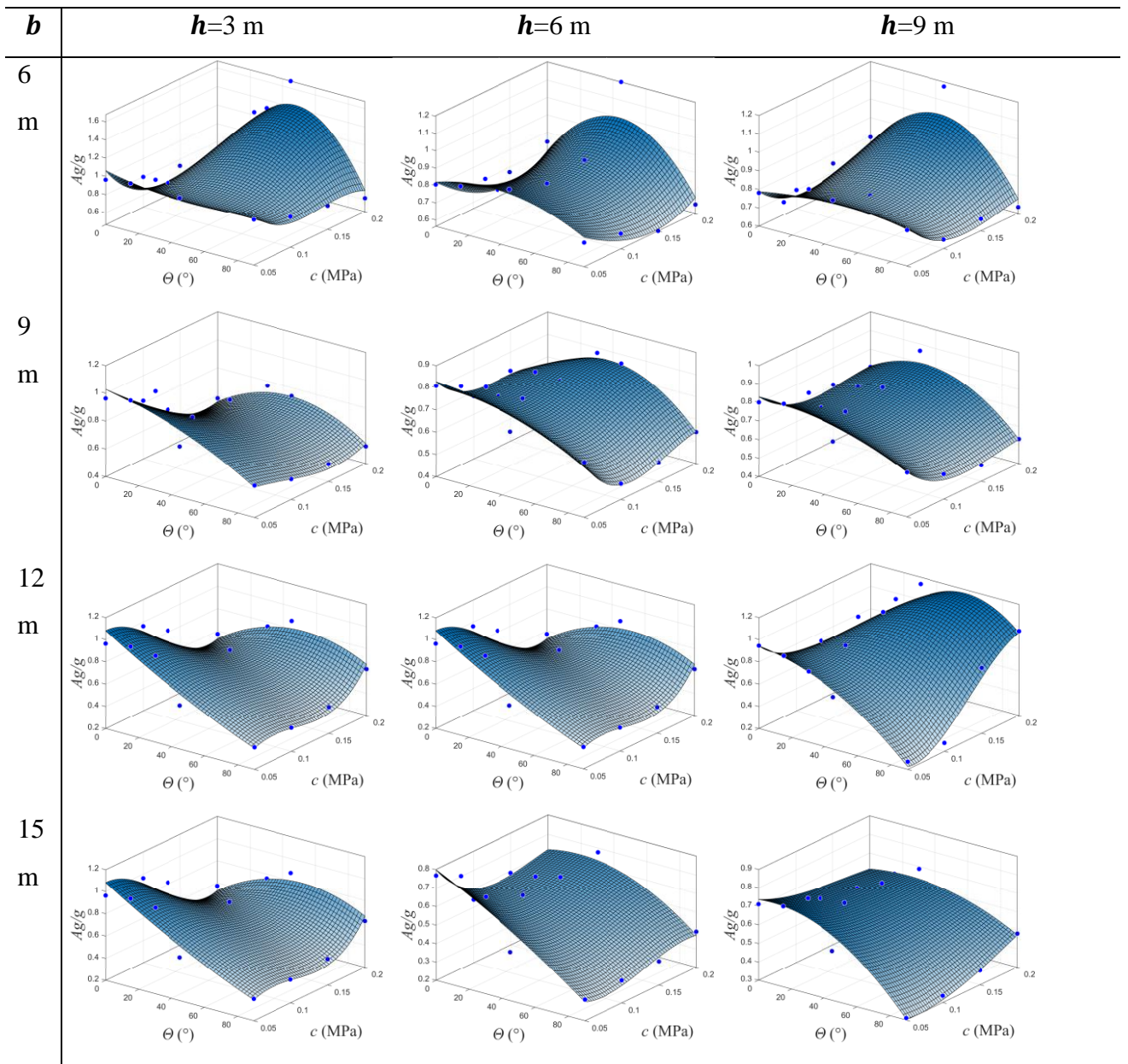


Fig. 49 – Esempio di rappresentazione polinomiale (i.e., curve di progetto) sviluppato con γ pari a 2000 kg/m³, $G_1=1$, σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0.1, ρ pari a 1, (Fig. 48).

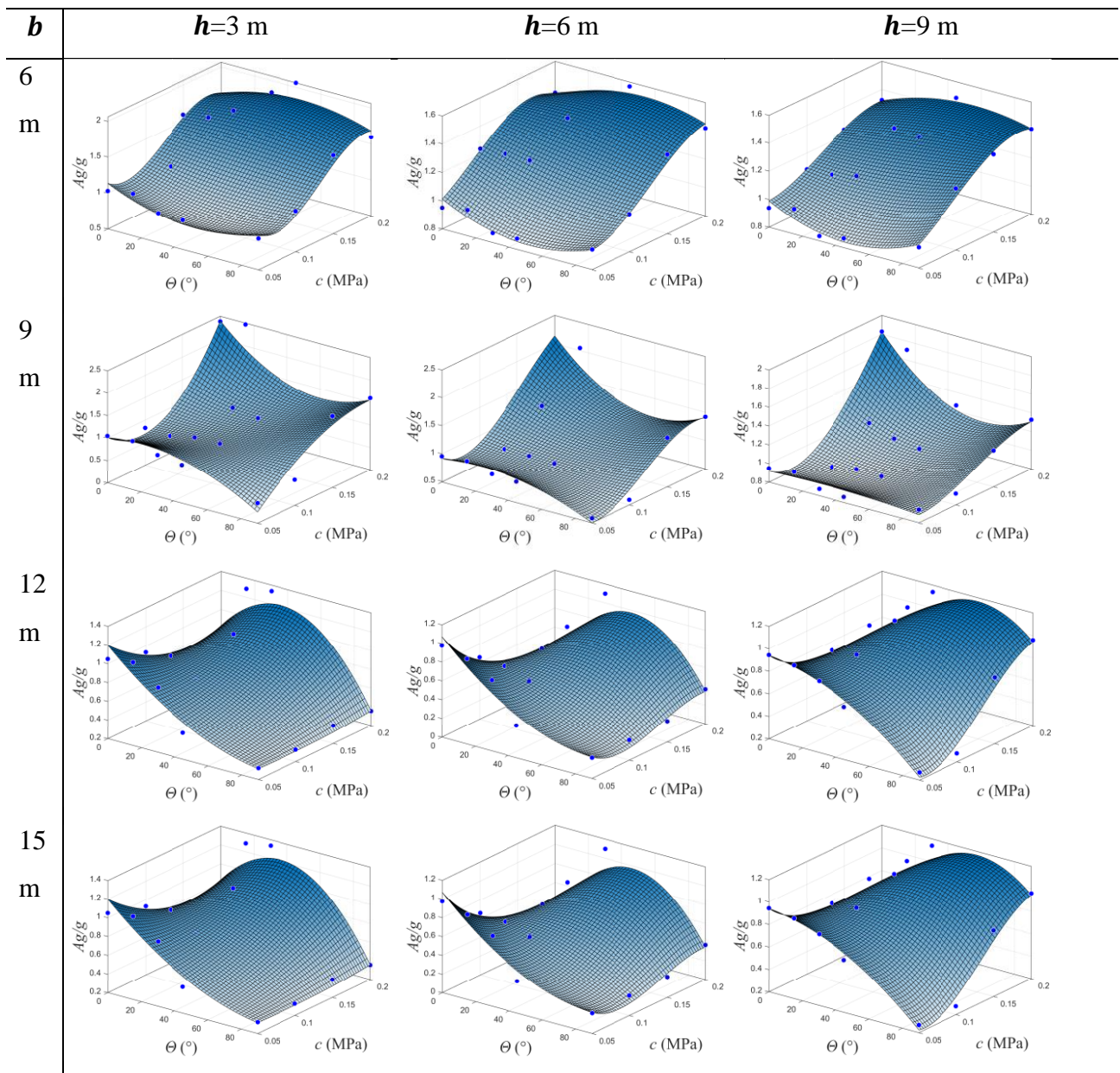


Fig. 50 - Esempio di rappresentazione polinomiale (i.e., curve di progetto) sviluppato con γ pari a 2000 kg/m³, $G_1=1$, σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0.1, ρ pari a 2, (Fig. 48).

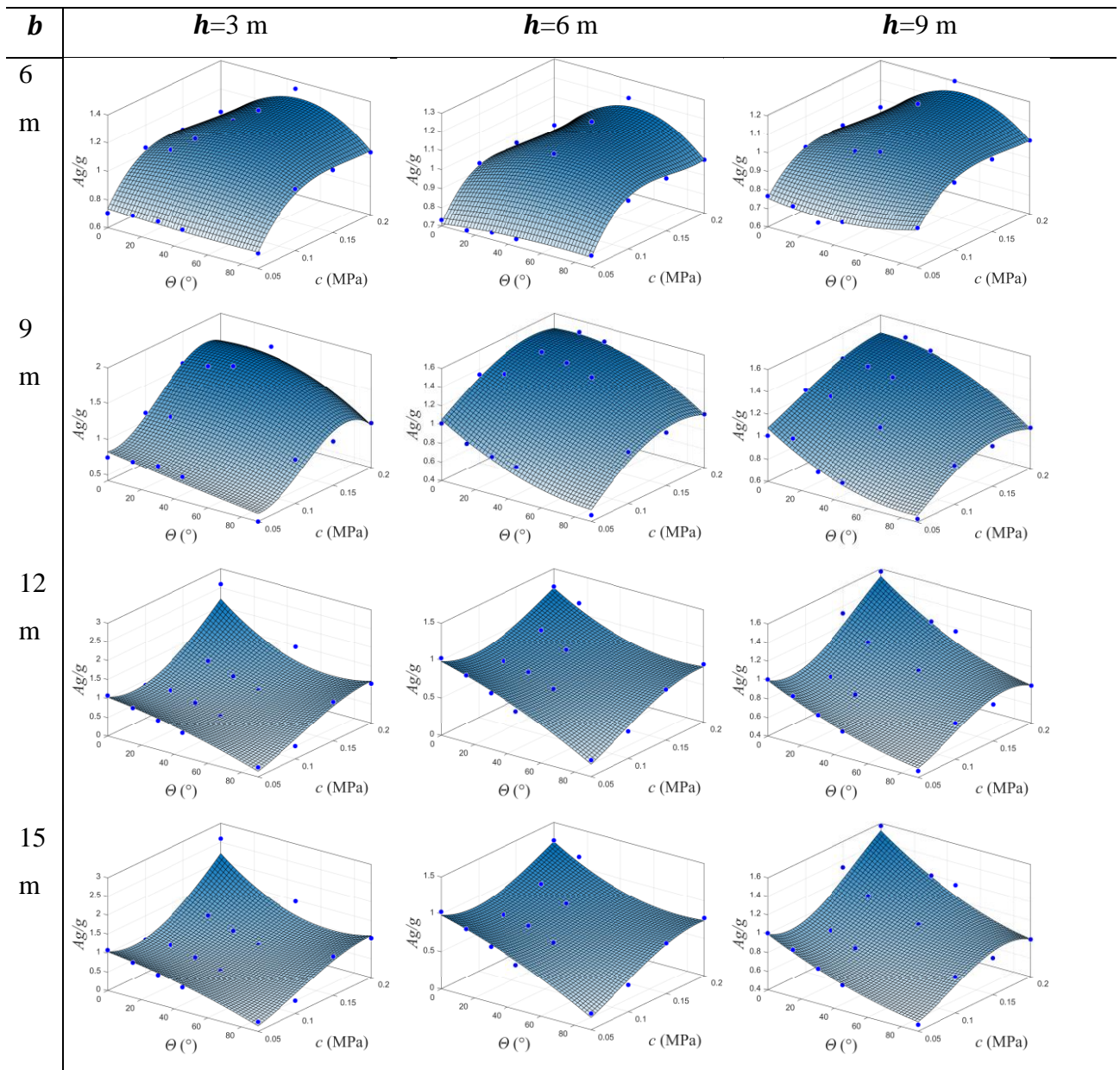


Fig. 51 – Esempio di rappresentazione polinomiale (i.e., curve di progetto) sviluppato con γ pari a 2000 kg/m³, $G1=1$, σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0.1, ρ pari a 3, (Fig. 48).

Come previsto, l'andamento del rapporto Ag/g rispetto all'altezza (h) mostra una lieve diminuzione tra i 6 e 9 m, mentre una riduzione significativa si osserva nell'intervallo tra 3 e 6 m. Questo trend di risultato riflette l'effetto previsto della rigidità complessiva: con l'aumento dell'altezza, la struttura tende ad avere una maggiore flessibilità, soprattutto quando si passa da altezze minori a valori intermedi.

L'accuratezza delle curve nel prevedere questa variazione indica che il modello polinomiale riesce a catturare in modo affidabile il comportamento dinamico della struttura, fornendo stime comparabili a quelle di un'analisi dettagliata.

L'analisi del rapporto A_g/g in funzione dell'angolo della direzione sismica (θ) evidenzia come, al variare della direzione dell'azione sismica, il modello riesca a prevedere correttamente le variazioni attese nella risposta strutturale. Quando θ è prossimo a 90° (direzione sismica parallela al lato lungo della struttura), il rapporto A_g/g diminuisce, suggerendo una minore resistenza della struttura a questa particolare angolazione. Questo risultato è coerente con studi precedenti, che indicano come le strutture a pianta rettangolare tendano a essere più vulnerabili quando l'azione sismica è parallela al lato lungo, poiché in questa configurazione la struttura risente maggiormente delle sollecitazioni flessionali.

Il valore minimo di A_g/g , stimato con una coesione dei giunti (c) pari a 0.05 e un angolo sismico di 90° , conferma l'accuratezza delle curve nell'identificare situazioni critiche, in linea con ciò che ci si potrebbe aspettare effettuando analisi su specifico caso studio.

Inoltre, l'effetto dell'aumento del parametro geometrico b , associato alla lunghezza della pianta, mostra un incremento del rapporto A_g/g con l'aumento di b . Questo comportamento appare intuitivo, poiché un aumento di b comporta una maggiore rigidità globale della struttura, dato che l'area muraria si espande in modo tale da incrementare la resistenza complessiva.

La coerenza dei risultati conferma la capacità del modello proposto di valutare, in maniera affidabile, come incida l'influenza dei parametri geometrici sulla vulnerabilità sismica, semplificando l'interpretazione di casi complessi che richiederebbero altrimenti un'analisi singola dettagliata.

Un'ulteriore conferma, sulla bontà del lavoro svolto, si riscontra confrontando le figure 46, 47 e 48, dove viene osservato un effetto graduale sul rapporto A_g/g al variare del fattore di riempimento volumetrico ρ da 1 a 3. Questo fattore, che rappresenta la densità di aperture come finestre e porte, influisce sulla rigidità e sulla vulnerabilità sismica della struttura: il modello mostra una diminuzione del rapporto A_g/g al crescere di ρ , un effetto atteso poiché un maggior numero di aperture tende a ridurre la resistenza complessiva della muratura. La previsione accurata di questa tendenza sottolinea l'efficacia delle curve nel rappresentare situazioni realistiche in cui queste influenzano la risposta strutturale, dimostrando come il modello sia in grado di riprodurre risultati che sarebbero ottenibili con analisi dettagliate e singole.

Nel complesso, le curve polinomiali generate in questo studio offrono una previsione accurata della vulnerabilità sismica in funzione delle principali variabili geometriche e meccaniche, simulando i comportamenti attesi che sarebbero identificabili attraverso analisi dettagliate di singole configurazioni.

Questa capacità predittiva rende il modello polinomiale (i.e. curve di progetto) uno strumento utile e affidabile per valutare rapidamente la risposta sismica di edifici in muratura in diverse configurazioni, geometriche e meccaniche, mantenendo una precisione che si avvicina a quella delle analisi individuali, con il vantaggio di una maggiore efficienza computazionale.

Le tabelle e le figure presentate in questo paragrafo offrono solo una parte della possibile rappresentazione completa e versatile dei dati di vulnerabilità sismica che si possono stimare con metodo proposto. Questa combinazione, basata su tabelle di coefficienti e superfici polinomiali, rappresenta una sintesi efficace dei risultati complessi, rendendo possibile l'utilizzo dei dati in applicazioni pratiche di ingegneria strutturale e valutazione del rischio, per un'analisi sempre più dettagliata e affidabile.

4. PROGETTO DI UNA ARTIFICIAL NEURAL NETWORK PREDITTIVA DEL COEFFICIENTE A_g/g

4.1 Premessa

In questo ultimo capitolo, il lavoro di ricerca si focalizza sull'implementazione e l'addestramento di una rete neurale artificiale (ANN) allo scopo di sviluppare modelli predittivi capaci di stimare la vulnerabilità sismica di edifici storici in muratura. A partire da un database esteso di configurazioni geometriche e caratteristiche meccaniche, l'ANN sarà dunque utilizzata per generare curve di progetto che permettano di prevedere le risposte strutturali in base a specifici parametri. Questo processo rappresenta una fase centrale del lavoro, poiché la capacità dell'ANN di gestire ed elaborare una grande quantità di dati rende possibile l'analisi sistematica di migliaia di casi studio, un obiettivo che sarebbe altrimenti difficilmente raggiungibile con approcci tradizionali.

L'obiettivo di questa fase è quindi quello di addestrare e validare l'ANN utilizzando un set di dati noti, che serviranno a fornire una rappresentazione accurata delle diverse condizioni strutturali simulate. L'analisi dei risultati consentirà di verificare la precisione delle curve di progetto generate, valutando così l'efficacia dell'ANN come strumento predittivo per studi futuri e applicazioni pratiche nel campo della vulnerabilità sismica.

È di fondamentale importanza, dunque, definire quelli che sono i principi alla base di questo straordinario strumento; Le reti neurali artificiali (ANN) sono sistemi computazionali ispirati alla struttura biologica del cervello umano, progettati per riconoscere pattern complessi e per eseguire compiti di previsione. Una tipica ANN è costituita da tre livelli principali: lo strato di input, lo strato nascosto (o strati nascosti) e lo strato di output, come mostrato in Figura 49. Lo strato di input riceve i dati iniziali definiti dall'utente, inclusi parametri geometrici, proprietà meccaniche della struttura e altre quantità fisiche che caratterizzano il sistema studiato. Questi dati vengono poi trasmessi agli strati successivi attraverso un sistema di nodi interconnessi, in cui ciascun nodo rappresenta un neurone.

Nelle ANN, ogni nodo in uno strato è collegato a tutti i nodi nel livello successivo, creando una rete densa che consente di elaborare le informazioni attraverso molteplici passaggi. Gli strati nascosti, che sono generati tramite calcoli basati sugli input, estraggono caratteristiche chiave e applicano trasformazioni che permettono alla rete di riconoscere pattern complessi tra i dati. Infine, lo strato di output restituisce i risultati finali delle operazioni, che possono

rappresentare previsioni di risposta sismica, vulnerabilità strutturale o altri indicatori di performance.

Una ANN può essere utilizzata per fare previsioni solo dopo aver completato un processo di addestramento, che richiede l'uso di un set di dati preesistenti di input-output. Questo addestramento è generalmente condotto attraverso un algoritmo di apprendimento supervisionato, noto come retro propagazione dell'errore (back-propagation), che ottimizza progressivamente i pesi della rete per ridurre l'errore nelle previsioni.

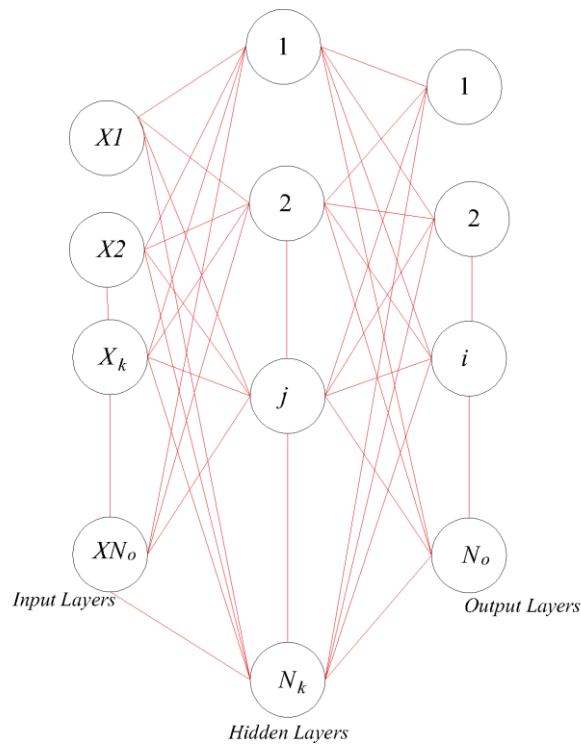


Fig. 52 – Architettura tipo della rete neurale (ANN)

4.2 Approccio ANN

La Figura 49 soprariportata illustra un'architettura tipica di una rete neurale artificiale (ANN), composta da neuroni distribuiti su tre livelli principali: lo strato di input, lo strato nascosto (o strati nascosti, se ve ne sono più di uno) e lo strato di output. Lo strato di input rappresenta la base del sistema, ricevendo le informazioni iniziali definite dall'utente, come ad esempio le geometrie strutturali, le proprietà meccaniche o altri parametri fisici rilevanti per la modellazione strutturale. Questi dati di input costituiscono il punto di partenza per il calcolo e vengono elaborati attraverso una rete di nodi interconnessi che trasmettono le informazioni agli strati successivi.

Nelle ANN, ogni nodo (o "neurone") in ciascun livello è connesso a ogni nodo del livello adiacente, creando una rete complessa che permette di elaborare le informazioni in modo non lineare. Gli strati nascosti, generati attraverso calcoli basati sugli input, giocano un ruolo fondamentale nell'estrarre e trasformare le caratteristiche dei dati. In questo processo, la rete apprende a riconoscere pattern complessi che descrivono le relazioni tra le variabili strutturali e i risultati attesi. Lo strato di output, infine, restituisce i risultati del processo di calcolo, che nel contesto strutturale possono rappresentare ad esempio la previsione della vulnerabilità sismica o altri indicatori di performance della struttura in esame.

Perché una ANN possa essere impiegata nelle previsioni, è essenziale che venga sottoposta a un processo di addestramento (training), che si basa sull'utilizzo di un set di dati di input-output già esistenti e conosciuti. Questo processo di addestramento consente alla rete di "imparare" a interpretare e a prevedere correttamente i risultati, basandosi sull'esperienza fornita dai dati iniziali. Un metodo comune per addestrare una ANN è l'algoritmo di apprendimento supervisionato con retropropagazione dell'errore (back-propagation), che ottimizza progressivamente la precisione delle previsioni della rete riducendo l'errore di stima.

Il processo di back-propagation è un metodo iterativo che minimizza l'errore tra i risultati previsti dalla rete e i risultati attesi. Questo processo prevede tre passaggi principali: il primo passo consiste nel fornire i dati di input (x_k) alla rete per generare i dati di output (y_i), un'operazione definita come feed-forward. In questo passaggio, i dati vengono trasmessi dallo strato di input allo strato di output attraverso uno o più strati nascosti. Ogni neurone dello strato nascosto applica una funzione di attivazione che elabora i dati provenienti dallo strato precedente. Nella Figura 11, si osserva l'output calcolato del neurone i -esimo nello strato di output, riferito a un'architettura specifica con un singolo strato nascosto. Questa operazione è definita matematicamente come:

$$y_i = g[w_{ij}g(v_{jk}x_k + \theta_{vj}) + \theta_{wi}] \quad (2)$$

dove g rappresenta la funzione di attivazione, w_{ij} e v_{jk} sono i pesi connettivi che modulano l'influenza di ciascun input, e θ_{vj} e θ_{wi} sono i termini di soglia (o bias) che regolano la sensibilità dei neuroni. I pesi e i bias sono inizialmente impostati con valori casuali e successivamente modificati durante il processo di apprendimento per minimizzare l'errore complessivo.

Il secondo passaggio del processo di back-propagation implica la valutazione dell'errore di stima per ogni output rispetto ai dati attesi, determinando quanto i risultati della rete si discostino dai valori desiderati. Nel terzo passaggio, l'algoritmo retropropaga l'errore, aggiornando i pesi e i bias della rete in modo che l'errore complessivo si riduca nelle iterazioni successive. Questo processo iterativo continua finché l'errore di stima raggiunge un valore accettabile, garantendo così che la rete sia sufficientemente accurata per svolgere previsioni affidabili.

Un aspetto critico dell'addestramento della ANN è la scelta della funzione di attivazione e del numero di neuroni negli strati nascosti, poiché influiscono direttamente sulla capacità della rete di modellare fenomeni complessi. Ad esempio, funzioni di attivazione non lineari come la funzione sigmoide o la funzione ReLU (Rectified Linear Unit) sono comunemente usate per garantire che la rete possa modellare comportamenti non lineari, come le variazioni di rigidità o deformabilità delle strutture sotto carichi sismici.

Per monitorare la performance della rete neurale, viene utilizzata una funzione di errore di sistema, definita come la differenza tra il valore desiderato e il valore calcolato di ciascun nodo nello strato di output. Questa funzione di errore guida un loop di retroazione nel processo di training, che consente alla rete di migliorare progressivamente la propria accuratezza. Durante questo processo, i pesi w_{ij} , v_{jk} e i bias θ_{vj} , θ_{wi} vengono aggiornati iterativamente finché l'errore non è minimizzato a un livello accettabile. Questo approccio iterativo continua fino al raggiungimento delle migliori prestazioni possibili, garantendo che la rete abbia appreso a interpretare i dati con la massima precisione, riducendo al minimo l'errore di stima tra gli output previsti e i valori attesi.

Nel contesto dell'ingegneria strutturale, la possibilità di utilizzare una ANN consente di ottenere previsioni rapide e accurate su come una struttura possa rispondere a vari tipi di sollecitazioni. Questo è particolarmente vantaggioso per analisi di vulnerabilità sismica, dove una grande quantità di dati può essere gestita e analizzata simultaneamente per identificare pattern di risposta strutturale senza la necessità di calcoli iterativi singoli, tradizionalmente più dispendiosi in termini di tempo e risorse computazionali.

4.3 Costruzione Framework ANN

In ambito matematico e computazionale, l'algoritmo di Levenberg–Marquardt (LMA), noto anche come metodo dei minimi quadrati smorzati (DLS), è uno strumento cruciale per risolvere problemi di minimizzazione non lineare, in particolare in contesti dove i dati devono essere adattati attraverso il metodo dei minimi quadrati, come accade nell'adattamento delle curve ai dati sperimentali (curve fitting). L'LMA è un metodo di ottimizzazione che sfrutta un'interpolazione tra l'algoritmo di Gauss-Newton (GNA) e il metodo della discesa del gradiente, consentendo di combinare la velocità del GNA con la stabilità della discesa del gradiente. Questa fusione permette all'LMA di migliorare la ricerca del minimo globale, dimostrandosi spesso più robusto rispetto al GNA. In pratica, ciò significa che l'LMA può trovare una soluzione anche quando i parametri iniziali sono distanti dal valore ottimale, una caratteristica preziosa in presenza di funzioni altamente non lineari e variabili. Tuttavia, per funzioni ben definite e parametri di partenza accurati, il GNA rimane generalmente più veloce. Dal punto di vista matematico, l'LMA può anche essere visto come un'estensione del metodo di Gauss-Newton che adotta un approccio "trust region", migliorando ulteriormente la capacità dell'algoritmo di adattarsi a una varietà di superfici di errore.

Nell'ambito di questa ricerca, l'LMA è stato utilizzato per addestrare la rete neurale artificiale (ANN), sfruttando i 34.560 valori generati attraverso la variazione sistematica di tutte le variabili rilevanti. Questi dati, derivati da un ampio range di configurazioni geometriche e proprietà meccaniche, costituiscono una base rappresentativa per addestrare il modello in modo completo, consentendo alla rete di apprendere le relazioni non lineari tra i parametri strutturali e la vulnerabilità sismica. Durante la fase di addestramento, il 70% dei valori è stato utilizzato per costruire e ottimizzare il modello predittivo, mentre il restante 30% è stato riservato per le fasi di test e validazione, allo scopo di verificare la capacità dell'ANN di generalizzare i risultati e di garantire un'accuratezza predittiva anche su nuovi dati.

Un aspetto chiave nell'implementazione dell'ANN è stata la scelta del numero ottimale di strati nascosti e neuroni. Questo parametro è cruciale poiché influisce direttamente sulla capacità della rete di modellare correttamente le relazioni complesse presenti nei dati. Attraverso un processo incrementale e iterativo, il numero di neuroni è stato aumentato gradualmente, monitorando a ogni incremento i coefficienti di regressione (R) durante le fasi di addestramento, validazione e test. Questo metodo di calibrazione progressiva

permette di identificare la configurazione della rete che massimizza l'accuratezza delle previsioni, evitando sia il rischio di underfitting, che si verifica quando la rete è troppo semplice per rappresentare il fenomeno, sia il rischio di overfitting, quando la rete è eccessivamente complessa e tende a modellare anche il rumore dei dati.

La Figura 50 offre una sintesi visiva di questa procedura di ottimizzazione, tracciando il numero di neuroni nello strato nascosto in relazione al coefficiente di regressione (R), che rappresenta il grado di accuratezza con cui la rete riproduce i risultati desiderati. Un coefficiente di regressione prossimo a 1 indica una correlazione forte tra i valori previsti e quelli attesi, segnalando un'ottima performance predittiva del modello. Questa fase di calibrazione ha evidenziato l'efficacia dell'LMA nell'ottimizzare il modello, portando la rete a convergere rapidamente verso una configurazione ottimale, riducendo al minimo l'errore tra le previsioni della rete e i valori reali.

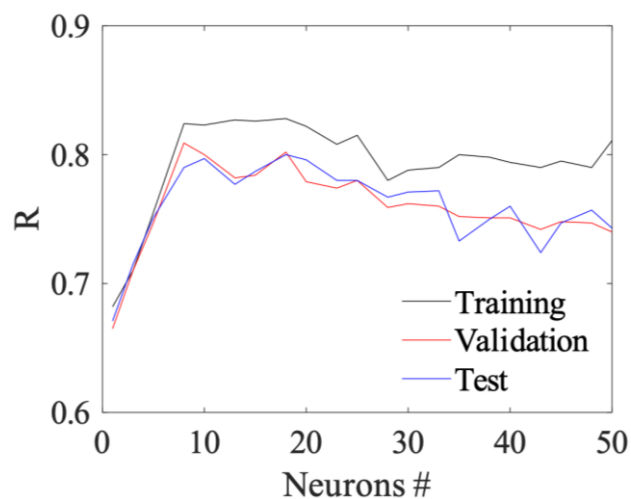


Fig. 53 - Variazione del coefficiente di regressione in funzione del numero di neuroni (hidden layers)

Grazie alla combinazione dell'algoritmo di Levenberg-Marquardt e della procedura di calibrazione iterativa dei neuroni, è stato possibile creare un modello predittivo con prestazioni elevate, capace di generalizzare le risposte a configurazioni strutturali diverse. Questo approccio, unito alla capacità dell'ANN di gestire una grande quantità di dati, si rivela particolarmente utile per l'analisi della vulnerabilità sismica, permettendo di effettuare previsioni rapide e accurate, che possono essere utilizzate per sviluppare strategie di mitigazione dei rischi per edifici storici in muratura e altre strutture simili. È stato osservato che, con un numero di neuroni superiore a 10 nello strato nascosto, le fluttuazioni del valore di R diminuiscono in modo significativo, indicando una stabilizzazione della rete neurale. In particolare, durante la fase di addestramento, il valore di R si mantiene costante

nell'intervallo tra 0.79 e 0.82, suggerendo così una buona capacità della rete di adattarsi ai dati di input e output senza variazioni marcate.

Questa stabilità di R è essenziale, poiché garantisce che l'ANN non sia soggetta a sovra-adattamento o a variazioni casuali nelle previsioni, dimostrandosi quindi affidabile e consistente.

Dopo aver condotto una serie di test per ottimizzare il numero di neuroni, è stato stabilito un valore di 18 neuroni per lo strato nascosto, come illustrato nella Figura 51.

Questa scelta è risultata ottimale per bilanciare la precisione delle previsioni con l'efficienza computazionale, evitando una complessità eccessiva che avrebbe potuto influenzare negativamente le prestazioni generali del modello. L'architettura risultante della rete neurale è quindi una configurazione $11 \times 18 \times 1$, composta da 11 neuroni nello strato di input, 18 neuroni nel livello nascosto e 1 neurone nello strato di output.

Per valutare la capacità della rete progettata di prevedere accuratamente il rapporto A_g/g , sono state effettuate variazioni sia nelle geometrie che nei parametri meccanici dei modelli. A tal fine, sono stati ripetuti i calcoli utilizzando il metodo DEL3D e confrontando i risultati ottenuti con quelli previsti dalla rete neurale. L'analisi dei risultati ha mostrato che la rete neurale tende a sovrastimare leggermente i valori del rapporto A_g/g , ma con un errore relativo che rimane inferiore al 10%. Questo grado di accuratezza è considerato accettabile nel contesto ingegneristico e dalla comunità scientifica che utilizza questo strumento come cardine delle proprie analisi, specialmente considerando la complessità delle interazioni tra i parametri strutturali e la natura non lineare delle risposte sismiche.

La capacità della ANN di mantenere un errore relativo sotto il 10% dimostra l'affidabilità del modello per previsioni strutturali su larga scala. Nonostante la leggera sovrastima, la rete neurale sviluppata e messa a servizio del presente lavoro di ricerca si rivela uno strumento preciso per valutare la vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, offrendo un'alternativa efficiente e rapida rispetto a metodi di calcolo più tradizionali, i quali risultano molto più onerosi.

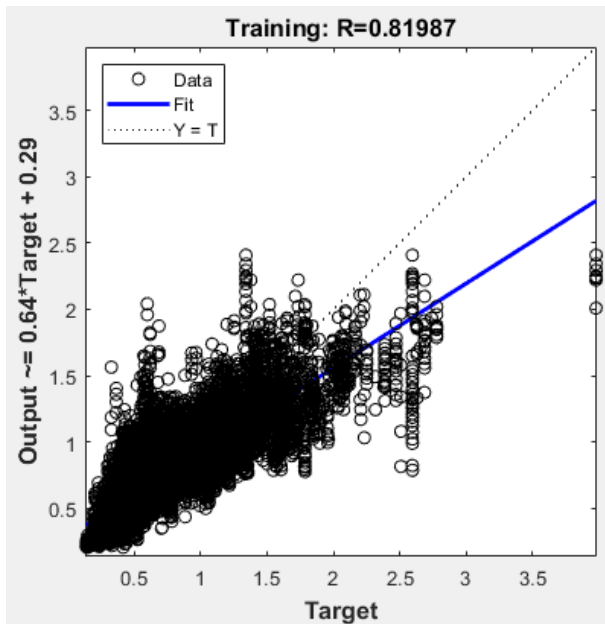
L'architettura scelta, con 18 neuroni nel livello nascosto, rappresenta un compromesso efficace tra la necessità di catturare la complessità del problema e la semplicità computazionale, garantendo una stabilità nei risultati che permette di applicare il modello su ampie configurazioni.

Infine, l'utilizzo dell'algoritmo di Levenberg–Marquardt per l'addestramento della rete ha ulteriormente migliorato la convergenza e la stabilità del modello, riducendo l'errore durante le fasi di ottimizzazione e accelerando il processo di addestramento.

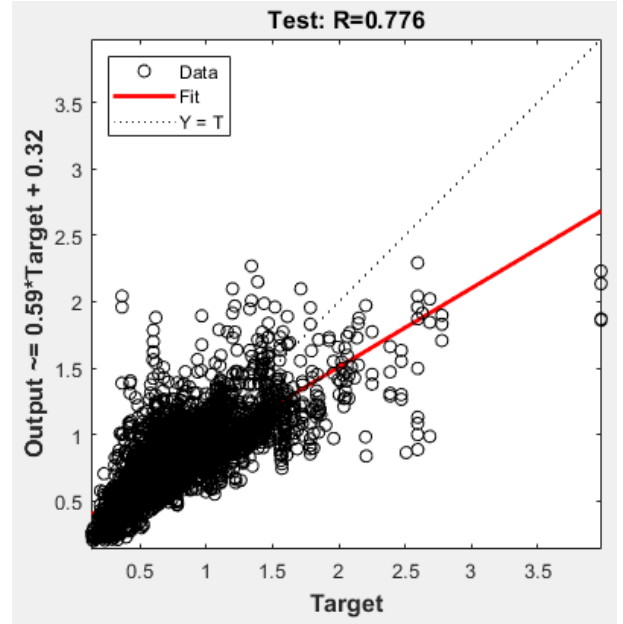
Questo approccio ha permesso alla rete di apprendere in modo accurato le relazioni complesse tra i parametri geometrici e meccanici e il rapporto A_g/g , facilitando una previsione affidabile della risposta sismica su un'ampia gamma di casi studio.

Grazie a questa metodologia, l'ANN si configura come uno strumento versatile e adatto per l'analisi predittiva su larga scala, capace di offrire risposte rapide e precise senza la necessità di ripetere calcoli dettagliati per ogni singola configurazione strutturale.

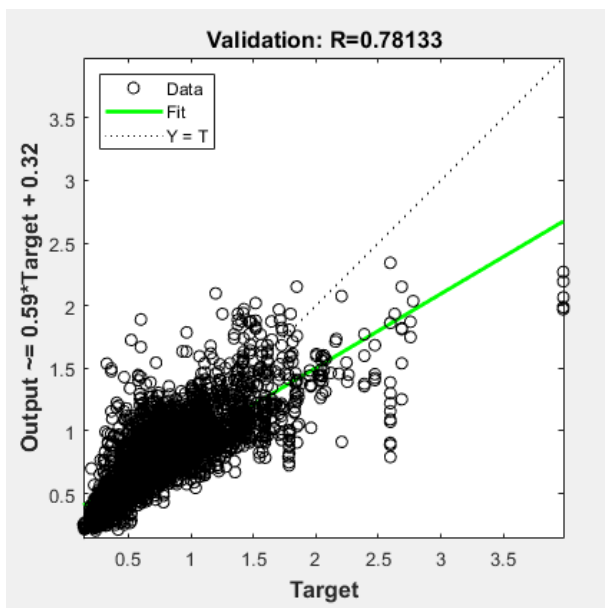
Vengono infine riportate, in Figura 51, le regressioni che hanno sviluppato un miglior coefficiente di regressione R.



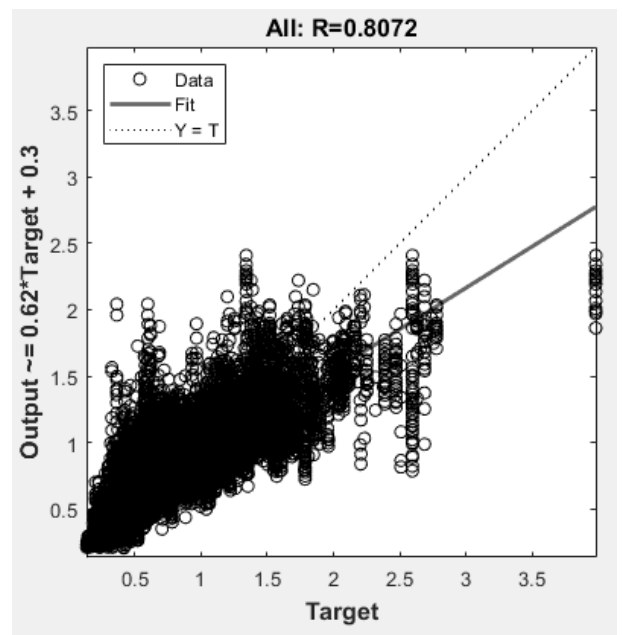
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 54 - Coefficiente di regressione della RNA nelle fasi di progettazione (b), test (d), validazione e tutte (e).

A conclusione del presente lavoro di ricerca, si è valutata l'analisi del miglior modello sviluppato (a) durante il processo di ottimizzazione della rete neurale. I risultati qui riportati si riferiscono al caso che ha mostrato le performance più elevate tra quelli testati, rappresentando una sintesi significativa degli sforzi compiuti e delle strategie adottate.

L'obiettivo è valutare il comportamento del modello e la sua capacità di rappresentare accuratamente la relazione tra le variabili target e gli output previsti.

Prestazione globale ($R = 0.81987$)

Il valore di R , pari a 0.81987, evidenzia una correlazione significativa tra i valori target e gli output della rete neurale. Questo risultato è indicativo di un modello capace di catturare efficacemente la struttura sottostante dei dati, posizionandosi come il più accurato tra quelli sviluppati durante la ricerca. La bontà del risultato conferma la validità delle scelte metodologiche adottate.

Lineare ma migliorabile (Fit):

La linea di regressione ottenuta presenta una pendenza di circa 0.64 e un'intercetta di 0.29, evidenziando una leggera deviazione rispetto alla linea ideale $Y = T$. Questo indica che, sebbene il modello riesca a rappresentare bene la relazione target-output, esistono margini per ridurre eventuali bias residui. Tuttavia, la consistenza generale suggerisce che la rete neurale sia ben addestrata e calibrata per il dataset considerato.

Distribuzione dei dati:

La concentrazione della maggior parte dei punti intorno alla linea $Y = T$, specialmente nell'intervallo di target compreso tra 1 e 2, dimostra che il modello è particolarmente efficace nel rappresentare le aree di maggiore densità del dataset. La dispersione nei valori estremi, pur presente, non compromette la capacità generale del modello di rappresentare fedelmente la relazione target-output.

Prospettive future:

La rete neurale sviluppata offre una base solida su cui costruire ulteriori miglioramenti. Le ottimizzazioni future potrebbero includere una calibrazione più accurata per i valori estremi, una revisione delle funzioni di perdita o un affinamento dell'architettura del modello. Nonostante questi margini di miglioramento, il modello proposto rappresenta già un risultato altamente significativo.

5. CONCLUSIONI

Il presente lavoro, che ha coinvolto per intero il triennio con studi e sperimentazioni di metodologie di modellazioni innovative, può essere così descritto nella sua totalità e conclusione.

La fase iniziale del presente lavoro di ricerca si è focalizzata sull'apprendimento approfondito della metodologia sviluppata da Milani et al. (DELA3D), un approccio analitico avanzato per la valutazione della vulnerabilità sismica di strutture in muratura massiccia. In questa fase, il metodo proposto è stato validato attraverso una rigorosa comparazione con il metodo degli elementi finiti (FEM), applicato a due casi studio distinti (paragrafo 2).

Questa validazione ha consentito di confrontare i risultati del modello DEL3D con quelli di un modello FEM dettagliato, evidenziando una buona concordanza in termini di risposta strutturale e un margine di errore inferiore all'8% per il rapporto A_g/g . Tali risultati hanno confermato l'affidabilità del metodo analitico proposto, dimostrando che questo può essere anche applicato con efficacia per stimare la risposta sismica di strutture storiche in muratura in configurazioni di complessità geometrica e meccanica variabile.

Successivamente, terminata con i risultati attesi questa prima fase della ricerca, il lavoro si è evoluto nelle fasi più avanzate con l'obiettivo di esplorare e analizzare sistematicamente una vasta gamma di configurazioni geometriche e parametri strutturali, utilizzando il metodo analitico validato.

La metodologia analitica di modellazione DEL3D, sviluppata in [97], è stata utilizzata in questo lavoro per stimare la risposta sismica di edifici in muratura con pianta rettangolare, con l'obiettivo di esplorare un ampio spettro di configurazioni geometriche e parametri strutturali. Sulla base di un abaco di progetto simulato è stato generato un database di 34.560 configurazioni geometriche utilizzando esclusivamente il metodo analitico DEL3D.

L'intero database è stato poi sintetizzato mediante una rappresentazione polinomiale, utile per una consultazione rapida e per rendere i dati più accessibili e applicabili da parte di altri ricercatori e progettisti. Questo lavoro di sintesi e parametrizzazione ha consentito di sviluppare una rappresentazione efficace delle risposte strutturali che copre una gamma significativa di casi di studio, facilitando l'analisi della vulnerabilità sismica di edifici in muratura con configurazioni e proprietà diverse.

Il database è stato poi utilizzato per addestrare, testare e validare una rete neurale artificiale (ANN), progettata per fornire uno strumento pratico per la stima preliminare della risposta sismica di strutture in muratura.

L'ANN, costruita e ottimizzata sulla base di quattro gruppi principali di parametri - parametri geometrici, parametri meccanici, direzione del carico sismico e forma del carico - ha mostrato un'elevata capacità predittiva. I risultati nel presente lavoro indicano che la rete sviluppata è in grado di prevedere la risposta sismica con un margine di errore inferiore al 10% rispetto ai risultati del metodo analitico di riferimento. Questo livello di accuratezza è particolarmente significativo per applicazioni in ambito sismico, dove una stima rapida e affidabile della vulnerabilità può fare la differenza nel contesto di interventi preventivi o di emergenza.

Si può dunque evidenziare come gli obiettivi principali di questo lavoro sono stati raggiunti con successo: il metodo DEL3D si è rivelato efficace per generare un'ampia base di dati, la quale è stata utilizzata per addestrare un modello di ANN capace di supportare analisi strutturali rapide e mirate. Questo approccio consente, infatti, di ottenere una stima preliminare della risposta sismica senza dover effettuare calcoli complessi per ogni singola configurazione.

In prospettiva, l'integrazione dell'ANN nei processi di analisi strutturale apre la possibilità di incorporare strumenti predittivi nei software di modellazione FEM, facilitando il lavoro di verifica e supportando progettisti e tecnici nelle decisioni in tempi ridotti.

Gli sviluppi futuri di questo lavoro sono molteplici, poiché il metodo può essere esteso a un'ampia varietà di configurazioni di edifici e parametri (i.e. edifici voltati).

L'approccio basato su ANN può essere così potenziato ulteriormente ampliando il campione geometrico e meccanico, incorporando ad esempio nuovi materiali, forme più complesse, configurazioni con aperture irregolari, diversi tipi di sollecitazioni o sistemi di rinforzo. Ogni nuova variabile aggiunge un livello di complessità che la rete neurale è in grado di gestire, rendendo questo metodo estremamente flessibile e applicabile a una vasta gamma di scenari strutturali.

L'ambizione a lungo termine, alla base e alla conclusione del periodo di ricerca, è stata sempre quella di creare un sistema predittivo integrato, in grado di valutare la vulnerabilità sismica di edifici storici e moderni, adattabile a contesti geografici e architettonici diversi. L'ulteriore sviluppo di questo strumento rappresenta un passo significativo verso la creazione di linee guida e standard che possano essere impiegati nella gestione del rischio sismico a locale e territoriale.

REFERENCES

- [1] Modeling Strategies for the Computational Analysis of Unreinforced Masonry Structures: Review and Classification (2019). D'Altri, Vasilis Sarhosis Gabriele Milani, Jan Rots, Serena Cattari, Sergio Lagomarsino, Elio Sacco, Antonio Tralli, Giovanni Castellazzi, Stefano de Miranda.
- [2] Como M (2013) Statics of historic masonry constructions. Springer, Berlin.
- [3] Hendry AW (1998) Structural masonry. Macmillan Education, London.
- [4] Page A (1981) The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc Inst Civ Eng* 71(3):893–906.
- [5] Page A, Samarasinghe W, Hendry A (1982) The in-plane failure of masonry. A review. *Proc Br Ceram Soc* 30:90.
- [6] Page A (1983) The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *Int J Mason Constr* 3(1):26–31.
- [7] Magenes G, Calvi GM (1997) In-plane seismic response of brick masonry walls. *Earthq Eng Struct Dyn* 26(11):1091–1112.
- [8] Calderini C, Cattari S, Lagomarsino S (2009) In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthq Eng Struct Dyn* 38(2):243–267.
- [9] Beyer K (2012) Peak and residual strengths of brick masonry spandrels. *Eng Struct* 41:533–547.
- [10] Petry S, Beyer K (2014) Influence of boundary conditions and size effect on the drift capacity of URM walls. *Eng Struct* 65:76–88.
- [11] Messali F, Rots J (2018) In-plane drift capacity at near collapse of rocking unreinforced calcium silicate and clay masonry piers. *Eng Struct* 164:183–194.
- [12] D'Altri AM, de Miranda S, Castellazzi G, Sarhosis V (2018) A 3D detailed micro-model for the in-plane and out-of-plane numerical analysis of masonry panels. *Comput Struct* 206:18–30.
- [13] Facconi L, Minelli F, Vecchio FJ (2018) Predicting uniaxial cyclic compressive behavior of brick masonry: new analytical model. *J Struct Eng* 144(2):04017213.
- [14] Sassoni E, Mazzotti C, Pagliani G (2014) Comparison between experimental methods for evaluating the compressive strength of existing masonry buildings. *Constr Build Mater* 68:206–219.

- [15] Kržan M, Gostič S, Cattari S, Bosiljkov V (2015) Acquiring reference parameters of masonry for the structural performance analysis of historical buildings. *Bull Earthq Eng* 13(1):203–236.
- [16] Esposito R, Messali F, Ravenshorst GJP, Schipper HR, Rots JG (2019) Seismic assessment of a lab-tested two-storey unreinforced masonry Dutch terraced house. *Bull Earthq Eng* 17(8):4601–4623. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00572-w>.
- [17] Messali F, Esposito R, Jafari S, Ravenshorst G, Korswagen P, Rots JG (2018) A multiscale experimental characterization of dutch unreinforced masonry buildings. In: *Proceedings of the 16th European conference on earthquake engineering, 16ECEE*.
- [18] Borri A, Castori G, Corradi M, Speranzini E (2011) Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in situ diagonal compression tests. *Constr Build Mater* 25(12):4403–4414.
- [19] Lumantarna R, Biggs DT, Ingham JM (2014) Compressive, flexural bond, and shear bond strengths of in situ New Zealand unreinforced clay brick masonry constructed using lime mortar between the 1880s and 1940s. *J Mater Civ Eng* 26(4):559–566.
- [20] McCann D, Forde M (2001) Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures. *NDT & E Int* 34(2):71–84.
- [21] Bosiljkov V, Bokan-Bosiljkov V, Strah B, Velkavr J, Cotič P (2010) Review of innovative techniques for the knowledge of cultural assets (geometry, technologies, decay). *PERPETUATE (EC-FP7 project), Deliverable D6*.
- [22] Borri A, Corradi M, Castori G, De Maria A (2015) A method for the analysis and classification of historic masonry. *Bull Earthq Eng* 13(9):2647–2665.
- [23] Tondelli M, Rota M, Penna A, Magenes G (2012) Evaluation of uncertainties in the seismic assessment of existing masonry buildings. *J Earthq Eng* 16(sup1):36–64.
- [24] Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage, International scientific committee for analysis and restoration of structures of architectural heritage, ratified as ICOMOS document by the General Assembly in Zimbabwe (2003).
- [25] Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, Brussels, Belgium (2005).
- [26] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011. Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.

- [27] Guide for the structural rehabilitation of heritage buildings, prepared by CIB commission W023—Wall structures (2010).
- [28] Cattari S, Lagomarsino S, Bosiljkov V, D’Ayala D (2015) Sensitivity analysis for setting up the investigation protocol and defining proper confidence factors for masonry buildings. *Bull Earthq Eng* 13(1):129–151.
- [29] Haddad J, Cattari S, Lagomarsino S (2019) Sensitivity and preliminary analyses for the seismic assessment of Ardinghelli Palace. In: *Structural analysis of historical constructions*. Springer, Berlin, pp 2412–2421.
- [30] Chiozzi A, Grillanda N, Milani G, Tralli A (2018) UB-ALMANAC: an adaptive limit analysis NURBS-based program for the automatic assessment of partial failure mechanisms in masonry churches. *Eng Fail Anal* 85:201–220.
- [31] Castellazzi G, D’Altri A, Bitelli G, Selvaggi I, Lambertini A (2015) From laser scanning to finite element analysis of complex buildings by using a semi-automatic procedure. *Sensors* 15(8):18360–18380.
- [32] Castellazzi G, D’Altri AM, de Miranda S, Ubertini F (2017) An innovative numerical modeling strategy for the structural analysis of historical monumental buildings. *Eng Struct* 132:229–248.
- [33] Korumaz M, Betti M, Conti A, Tucci G, Bartoli G, Bonora V, Korumaz AG, Fiorini L (2017) An integrated terrestrial laser scanner (TLS), deviation analysis (DA) and finite element (FE) approach for health assessment of historical structures. A minaret case study. *Eng Struct* 153:224–238.
- [34] D’Altri AM, Milani G, de Miranda S, Castellazzi G, Sarhosis V (2018) Stability analysis of leaning historic masonry structures. *Autom Constr* 92:199–213.
- [35] Cerone M, Croci G, Viskovic A (2000) The structural behaviour of colosseum over the centuries. In: *More than two thousand years in the history of architecture*.
- [36] Macchi G, Ruggeri G, Eusebio M, Moncecchi M (1993) Structural assessment of the leaning tower of pisa. In: *IABSE reports*. IABSE Internationa Association for Bridge, pp 401–401.
- [37] DeJong MJ, Belletti B, Hendriks MA, Rots JG (2009) Shell elements for sequentially linear analysis: lateral failure of masonry structures. *Eng Struct* 31(7):1382–1392.
- [38] Rots JG, Belletti B, Invernizzi S (2008) Robust modeling of RC structures with an “event-by-event” strategy. *Eng Fract Mech* 75(3–4):590–614.

- [39] Reddy JN (2004) *An introduction to nonlinear finite element analysis*. Oxford University Press, Oxford.
- [40] Clough RW, Penzien J (2003) *Dynamics of Structures*, (revised). Computers and Structures, Inc., Berkeley, Calif.
- [41] Heyman J (1966) The stone skeleton. *Int J Solids Struct* 2(2):249–279
- [42] Angelillo M (ed) (2014) *Mechanics of masonry structures*. Springer, Vienna
- [43] Huerta S (2001) *Mechanics of masonry vaults: The equilibrium approach*. SAHC 2001.
- [44] Giuffrè A, Carocci C (1993) *Statica e dinamica delle costruzioni murarie storiche*. pp 539–598.
- [45] Marmo F, Rosati L (2017) Reformulation and extension of the thrust network analysis. *Comput Struct* 182:104–118.
- [46] Chiozzi A, Milani G, Tralli A (2017) A genetic algorithm NURBS-based new approach for fast kinematic limit analysis of masonry vaults. *Comput Struct* 182:187–204.
- [47] Bauer S, Lackner R (2015) Gradient-based adaptive discontinuity layout optimization for the prediction of strength properties in matrix-inclusion materials. *Int J Solids Struct* 63:82–98.
- [48] Lourenço PB (2002) Computations on historic masonry structures. *Progress Struct Eng Mater* 4(3):301–319.
- [49] Roca P, Cervera M, Gariup G, Pela' L (2010) Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. *Arch Comput Methods Eng* 17(3):299–325.
- [50] Lagomarsino S, Cattari S (2015) PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structures. *Bull Earthq Eng* 13(1):13–47.
- [51] Dolatshahi KM, Yekrangnia M (2015) Out-of-plane strength reduction of unreinforced masonry walls because of in-plane damages. *Earthq Eng Struct Dyn* 44(13):2157–2176.
- [52] Minga E, Macorini L, Izzuddin BA (2018) A 3D mesoscale damage-plasticity approach for masonry structures under cyclic loading. *Meccanica* 53(7):1591–1611.
- [53] D'Altri AM, Messali F, Rots J, Castellazzi G, de Miranda S (2019) A damaging block-based model for the analysis of the cyclic behaviour of full-scale masonry

- structures. *Eng Fract Mech* 209:423–448. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2018.11.046>.
- [54] Lotfi HR, Shing PB (1994) Interface model applied to fracture of masonry structures. *J Struct Eng* 120(1):63–80.
- [55] Rots J (1991) Numerical simulation of cracking in structural masonry. *Heron* 36(2):49–63.
- [56] Rots JG (1997) Structural masonry: an experimental/numerical basis for practical design rules. AA Balkema, Leiden Lourenço PB, Rots JG (1997) Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *J Eng Mech* 123(7):660–668.
- [57] Sandoval C, Arnau O (2016) Experimental characterization and detailed micro-modeling of multi-perforated clay brick masonry structural response. *Mater Struct* 50(1):34.
- [58] Calderón S, Sandoval C, Arnau O (2017) Shear response of partially- grouted reinforced masonry walls with a central opening:testing and detailed micro-modelling. *Mater Des* 118:122–137.
- [59] Senthivel R, Lourenço P (2009) Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. *Eng Struct* 31(9):1930–1943
- [60] Oliveira DV, Lourenço PB (2004) Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Comput Struct* 82(17–19):1451–1461.
- [61] Gambarotta L, Lagomarsino S (1997) Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: the mortar joint model and its applications. *Earthq Eng Struct Dyn* 26(4):423–439.
- [62] Alfano G, Sacco E (2006) Combining interface damage and friction in a cohesive-zone model. *Int J Numer Methods Eng*(5):542–582.
- [63] Parrinello F, Failla B, Borino G (2009) Cohesive–frictional interface constitutive model. *Int J Solids Struct* (13):2680–2692.
- [64] Formica G, Sansalone V, Casciaro R (2002) A mixed solution strategy for the nonlinear analysis of brick masonry walls. *Comput Methods Appl Mech Eng* 191(51–52):5847–5876.
- [65] Malomo D, Pinho R, Penna A (2018) Using the applied element method for modelling calcium silicate brick masonry subjected to in-plane cyclic loading. *Earthq Eng Struct Dyn* 47(7):1610–1630.

- [66] Casolo S (2000) Modelling the out-of-plane seismic behavior of masonry walls by rigid elements. *Earthq Eng Struct Dyn* 29(12):1797–1813.
- [67] Orduña A (2017) Non-linear static analysis of rigid block models for structural assessment of ancient masonry constructions. *Int J.Solids Struct* 128:23–35.
- [68] Baraldi D, Cecchi A (2016) Discrete approaches for the nonlinear analysis of in plane loaded masonry walls: molecular dynamic and static algorithm solutions. *Eur J Mech-A/Solids* 57:165–17770.
- [69] Baraldi D, Cecchi A (2017) A full 3D rigid block model for the collapse behaviour of masonry walls. *Eur J Mech-A/Solids* 64:11–28.
- [70] Macorini L, Izzuddin B (2011) A non-linear interface element for 3D mesoscale analysis of brick-masonry structures. *Int J Numer Methods Eng* 85(12):1584–1608.
- [71] Chisari C, Macorini L, Amadio C, Izzuddin B (2015) An inverse analysis procedure for material parameter identification of mortar joints in unreinforced masonry. *Comput Struct* 155:97–105.
- [72] Chisari C, Macorini L, Amadio C, Izzuddin BA (2018) Identification of mesoscale model parameters for brick-masonry. *Int JSolids Struct* 146:224–240.
- [73] Minga E, Macorini L, Izzuddin B (2018) Enhanced mesoscale partitioned modelling of heterogeneous masonry structures. *IntJ Numer Methods Eng* 113(13):1950–1971.
- [74] Zhang Y, Macorini L, Izzuddin BA (2016) Mesoscale partitioned analysis of brick-masonry arches. *Eng Struct* 124:142–166.
- [75] Aref AJ, Dolatshahi KM (2013) A three-dimensional cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures. *Comput Struct* 120:9–23.
- [76] Wilding BV, Dolatshahi KM, Beyer K (2017) Influence of load history on the force-displacement response of in-plane loaded unreinforced masonry walls. *Eng Struct* 152:671–682.
- [77] Dolatshahi KM, Aref AJ (2016) Multi-directional response of unreinforced masonry walls: experimental and computational investigations. *Earthq Eng Struct Dyn* 45(9):1427–1449.
- [78] Dolatshahi KM, Nikoukalam MT, Beyer K (2018) Numerical study on factors that influence the in-plane drift capacity of unreinforced masonry walls. *Earthq Eng Struct Dyn* 47(6):1440–1459.

- [79] Kuang JS, Yuen Y (2013) Simulations of masonry-infilled reinforced concrete frame failure. *Proc Inst Civ Eng: Eng Comput Mech* 166(4):179
- [80] Miglietta PC, Bentz EC, Grasselli G (2017) Finite/discrete element modelling of reversed cyclic tests on unreinforced masonry structures. *Eng Struct* 138:159–169
- [81] Sarhosis V, Bagi K, Lemos JV, Milani G (2016) Computational modeling of masonry structures using the discrete element method. IGI Global, Pennsylvania
- [82] Cundall PA, Strack OD (1979) A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique* 29(1):47–65
- [83] Cundall PA (1980) UDEC-A generalised distinct element program for modelling jointed rock., tech. rep., Cundall (Peter) Associates Virginia Water (England)
- [84] Çaktı E, Saygılı Ö, Lemos JV, Oliveira CS (2016) Discrete element modeling of a scaled masonry structure and its validation. *Eng Struct* 126:224–236
- [85] Papantonopoulos C, Psycharis I, Papastamatiou D, Lemos J, Mouzakis H (2002) Numerical prediction of the earthquake
- [86] Sarhosis V, Lemos J (2018) A detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages. *Comput Struct* 206:66–81
- [87] Smoljanovic H, Nikolic Ž, Živaljic N (2015) A combined finite discret numerical model for analysis of masonry structures. *Eng Fract Mech* 136:1–14
- [88] Milani G, Beyer K, Dazio A (2009) Upper bound limit analysis of meso-mechanical spandrel models for the pushover analysis
- [89] D’Altri AM, Castellazzi G, de Miranda S (2018) Collapse investigation of the Arquata del Tronto medieval fortress after the 2016 Central Italy seismic sequence. *J Build Eng* 18:245–251
- [90] Bartoli G, Betti M, Vignoli A (2016) A numerical study on seismic risk assessment of historic masonry towers: a case study in San Gimignano. *Bull Earthq Eng* 14(6):1475–1518
- [91] Degli Abbatı S, D’Altri AM, Ottonelli D, Castellazzi G, Cattari, S, de Miranda S, Lagomarsino S (2019) Seismic assessment of interacting structural units in complex historic masonry constructions by nonlinear static analyses. *Comput Struct* 213:51–71. https://doi.org/10.1016/j.comps_truc.2018.12.001
- [92] Zampieri P, Zanini MA, Modena C (2015) Simplified seismic assessment of multi-span masonry arch bridges. *Bull Earthq Eng* 13(9):2629–2646
- [93] Petracca M, Pelà L, Rossi R, Oller S, Camata G, Spacone E (2016) Regularization of first order computational homogenization for multiscale analysis

- [94] Leonetti L, Greco F, Trovalusci P, Luciano R, Masiani R (2018) A multiscale damage analysis of periodic composites using a couple-stress/Cauchy multidomain model: application to masonry structures. *Compos Part B: Eng* 141:50–59.
- [95] Pietruszczak S, Niu X (1992) A mathematical description of macroscopic behaviour of brick masonry. *Int J Solids Struct* 29(5):531–546.
- [96] Chiozzi A, Milani G, Grillanda N, Tralli A (2018) A fast and general upper-bound limit analysis approach for out-of-plane loaded masonry walls. *Meccanica* 53(7):1875–1898.
- [97] Milani G., Wang P.: Specialized 3D Distinct element limit analysis approach for a fast seismic vulnerability evaluation of massive masonry structures: Application on traditional pagodas. *Engineering Structures* (5), 282, 1 May 2023, 115792.
- [98] Palmieri D.O., Wang P., Rizzo F., Milani G., Foti D. (2024) Comparative pushover and limit analysis during seismic events: a case study of a masonry structure in Southern Italy, I8thIB2MAC.
- [99] Palmieri D.O., Rizzo F., Milani G., Foti D. (2024) FEM and DELA3D modelling comparing through the seismic vulnerability assessment of a medieval small tower in southern Italy, IEEEE2024.
- [100] Diaferio, M., Foti, D., Sabbà, M.F. et al. A procedure for the seismic risk assessment of the cultural heritage. *Bull Earthquake Eng* 19, 1027–1050 (2021). <https://doi.org/10.1007/s10518-020-01022-8>.
- [101] Reccia E, Cazzani A, Cecchi A. FEM-DEM Modeling for Out-of-plane Loaded Masonry Panels: A Limit Analysis Approach. *The Open Civil Engineering Journal* 2012;6(1):231–8.
- [102] Pepe M, Pingaro M, Trovalusci P, Reccia E, Leonetti L. Micromodels for the in-plane failure analysis of masonry walls: Limit Analysis, FEM and FEM/DEM approaches. *Frattura ed Integrità Strutturale* 2019;14(51):504–16.
- [103] Funari MF, Mehrotra A, Lourenço PB. A tool for the rapid seismic assessment of historic masonry structures based on limit analysis optimisation and rocking dynamics. *Applied Sciences (Switzerland)* 2021;11(3):1–22.
- [104] Rizzo F., Caracoglia L., 2020. Artificial Neural Network model to predict the flutter velocity of suspension bridges. *Computers and Structures*, 233 (2020) 106236.
- [105] Rizzo F., Caracoglia L., 2021. Examination of Artificial Neural Networks to predict wind-induced displacements of cable net roofs, *Engineering Structures*, 245, 112956.

- [106] Chen CH, Wu JC, Chen JH. Prediction of flutter derivatives by artificial neural networks". *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2008; 96(10-11):1925–1937.
- [107] Peña FL, Casás VD, Gosset A, DuroRJ. A surrogate method based on the enhancement of low fidelity computational fluid dynamics approximations by artificial neural networks. *Comp. Fluids.* 2012; 58(0):112–119.
- [108] Lazarevska M, Cvetkovska M. Application of artificial neural networks in civil engineering. *Tehnicki Vjesnik* 2014; 21(6):1353-1359.
- [109] Möller O, Foschi RO, Quiroz LM, Rubinstein M. Structural optimization for performance-based design in earthquake engineering: Applications of neural networks. *Struct. Saf.* 2009; 31(6):490-499.
- [110] Kocabas F, Unal S, Unal B. A neural network approach for prediction of critical submergence of an intake in still water and open channel flow for permeable and impermeable bottom. *Comput. Fluids.* 2008; 37(8):1040–1046.
- [111] Deng J, Gu D, Li X, Qi Yue Z. Structural reliability analysis for implicit performance functions using artificial neural network. *Struct. Saf.* 2005; 27(1):25-48.
- [112] Bakhary N, Hao H, Deeks AJ. Damage detection using artificial neural network with consideration of uncertainties. *Eng. Struct.* 2007; 29(11):2806–2815.
- [113] Gomes HM, Awruch AM, Lopes PAM. Reliability based optimization of laminated composite structures using genetic algorithms and Artificial Neural Networks. *Struct. Saf.* 2011; 33(3):186-195.
- [114] Chojaczyk AA, Teixeira AP, Neves LC, Cardoso JB, Guedes Soares C. Review and application of Artificial Neural Networks models in reliability analysis of steel structures. *Struct. Saf.* 2015; 52(Part A):78–89.
- [115] Pathirage CSN, Lib J, Lia L, Hao H, Liu W, Ni P. Structural damage identification based on autoencoder neural networks and deep learning. *Eng. Struct.* 2018; 172(0):13–28.
- [116] Comerford L, Kougoumtzoglou IA, Beer M. An artificial neural network approach for stochastic process power spectrum estimation subject to missing data. *Struct. Saf.* 2015; 52:150-160.
- [117] Sładowski G, Szewczyk B, Sroka B, Radziszewska-Zielina, Using E. Stochastic decision networks to assess costs and completion times of refurbishment work in construction. *Symm.* 2019; 11(3):398.

- [118] Zarbafa SEHAM, Norouzi M, Allemang R, Hunt V, Helmicki A, Venkatesh C. Vibration-based cable condition assessment: A novel application of neural networks. *Eng. Struct.* 2018; 177(0):291–305.
- [119] Kuzniar K, Waszczyszyn Z. Neural analysis of vibration problems of real flat buildings and data pre-processing. *Eng. Struct.* 2002; 24(10):1327–1335.
- [120] De Lautour OR, Omenzetter P. Prediction of seismic-induced structural damage using artificial neural networks. *Eng. Struct.* 2009; 31(2):600-606.
- [121] Ferrario E., Pedroni N., Zio E., Lopez-Caballero F., (2017). “Bootstrapped Artificial Neural Networks for the seismic analysis of structural systems”. *Structural Safety* 67(0), 70-84.
- [122] Morfidisa K, Kostinakis K. Approaches to the rapid seismic damage prediction of r/c buildings using artificial neural networks. *Eng. Struct.* 2018; 165(0):120-141.
- [123] Fujisawa N. Neural network control of vortex shedding from a circular cylinder using rotational feedback oscillations. *J. Fluid. Struct.* 2002; 16(1):113-119.
- [124] Sarghini F, De Felice G, Santini S. Neural networks based subgrid scale modeling in large eddy simulations. *Comput. Fluids* 2003;32(1):97–108.
- [125] Martinez-Vazquez P, Rodriguez-Cuevas N. Wind field reproduction using neural networks and conditional simulation. *Eng. Struct.* 2007; 29(7):1442-1449.
- [126] Yu C, Li Y, Xiang H, Zhang M, (). Data mining-assisted short-term wind velocity forecasting by wavelet packet decomposition and Elman neural network. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2018; 175(0):136-143.
- [127] Saavedra-Moreno B, Salcedo-Sanz S, Carro-Calvo L, Gascón-Moreno J, Jiménez-Fernández S, Prieto L. Very fast training neural-computation techniques for real measure-correlate-predict wind operations in wind farms. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2013; 116(0): 49-60.
- [128] Mortazavi SM, Soltani MR, Motieyan H. A Pareto optimal multi-objective optimization for a horizontal axis wind turbine blade airfoil sections utilizing exergy analysis and neural networks. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2015; 136(0): 62-72.
- [129] Khanduri AC, Brdard C, Stathopoulos T. Modelling wind-induced interference effects using backpropagation neural networks. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 1997; 72(0):71-79.
- [130] English EC, Fricke FR. The interference index and its prediction using a neural network analysis of wind-tunnel data. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 1999; 83(1-3): 567-575.

- [131] Chen Y, Kopp GA, Surry D. Interpolation of wind-induced pressure time series with an artificial neural network. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2002; 90(6): 589-615.
- [132] Chen Y, Kopp GA, Surry D. Prediction of pressure coefficients on roofs of low buildings using artificial neural networks. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2003;91(3), 423-441.
- [133] Dongmei H, Shiqing H, Xuhui H, Xue Z. Prediction of wind loads on high-rise building using a BP neural network combined with POD. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2017; 170(0):1-17.
- [134] Gavalda X, Ferrer-Gener J, Kopp GA, Giralt F. Interpolation of pressure coefficients for low-rise buildings of different plan dimensions and roof slopes using artificial neural networks. *J. Wind Eng. Ind. Aerod.* 2011; 99(5): 658-664.
- [135] Le V, Caracoglia L. A neural network surrogate model for the performance assessment of a vertical structure subjected to non-stationary, tornadic wind loads. *Comput. Struct.* 2020; 231(0):106208.
- [136] Mangalathua S, Heo G, Jeon J. Artificial neural network based multi-dimensional fragility development of skewed concrete bridge classes. *Eng. Struct.* 2018; 162(0):166-176.
- [137] Fathalla E, Tanaka Y, Maekawaa K. Remaining fatigue life assessment of in-service road bridge decks based upon artificial neural networks. *Eng. Struct.* 2018; 171(0):602-616.
- [138] Sarhosis, V, Milani, G, Formisano, A., & Fabbrocino, F. (2018). Evaluation of different approaches for the estimation of the seismic vulnerability of masonry towers. In *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 16, Issue 3). Springer Netherlands.
- [139] Milani G, Lourenço PB, Tralli A. Homogenised limit analysis of masonry walls, Part I: Failure surfaces. *Comput Struct* 2006;84(3-4):166-80.
- [140] Milani G, Lourenço P, Tralli A. 3D homogenized limit analysis of masonry buildings under horizontal loads. *Eng Struct* 2007;29(11):3134-48.
- [141] Portioli F, Casapulla C, Gilbert M, Cascini L. Limit analysis of 3D masonry block structures with non-associative frictional joints using cone programming. *Comput Struct* 2014;143:108-21.
- [142] Pe~na F, Lourenço PB, Mendes N, Oliveira DV. Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower. *Eng Struct* 2010;32(5):1466-78.

- [143] Ferris MC, Tin-Loi F. Limit analysis of frictional block assemblies as a mathematical program with complementarity constraints. *Int J Mech Sci* 2001;43(1):209–24.
- [144] Aita D, Sinopoli A. Two Different Approaches for Collapse of Nonsymmetric Masonry Arches: Monasterio’s Treatment versus Limit Equilibrium Analysis. *J Eng Mech* 2021;147(10):1–18.
- [145] Alexakis H, Makris N. Limit equilibrium analysis and the minimum thickness of circular masonry arches to withstand lateral inertial loading. *Arch Appl Mech* 2014;84(5):757–72.
- [146] Cascini L, Brando G, Portioli FPA, Forgiione MR, Mazzanti C, Vasta M. Force-based seismic evaluation of retrofitting interventions of historic masonry castles by 3D rigid block limit analysis. *Applied Sciences (Switzerland)* 2020;10(15).
- [147] Degl’Innocenti S, Padovani C. A numerical method for the limit analysis of masonry structures. *Struct Eng Mech* 2004;18(1):1–20.
- [148] Nodargi NA, Bisegna P. Collapse capacity of masonry domes under horizontal loads: A static limit analysis approach. *Int J Mech Sci* 2021;212(August):106827.
- [149] Iannuzzo A, Dell’Endice A, Van Mele T, Block P. Numerical limit analysis-based modelling of masonry structures subjected to large displacements. *Comput Struct* 2021;242:106372.
- [150] Nodargi NA, Bisegna P. Collapse capacity of masonry domes under horizontal loads: A static limit analysis approach. *Int J Mech Sci* 2021;212(i).
- [151] Nodargi NA, Bisegna P. A finite difference method for the static limit analysis of masonry domes under seismic loads. *Meccanica* 2022;57(1):121–41.
- [152] Rios AJ, Pingaro M, Reccia E, Trovalusci P. Statistical Assessment of In-Plane Masonry Panels Using Limit Analysis with Sliding Mechanism. *J Eng Mech* 2022; 148(2):1–16.
- [153] Bui TT, Limam A, Sarhosis V, Hjiat M. Discrete element modelling of the in-plane and out-of-plane behaviour of dry-joint masonry wall constructions. *Eng Struct* 2017; 136:277–94.
- [154] Forgács T, Sarhosis V, Bagi K. Minimum thickness of semi-circular skewed masonry arches. *Eng Struct* 2017; 140:317–36.
- [155] Forgács T, Sarhosis V, Bagi K. Influence of construction method on the load bearing capacity of skew masonry arches. *Eng Struct* 2018;168(May):612–27.

- [156] Giamundo V, Sarhosis V, Lignola GP, Sheng Y, Manfredi G. Evaluation of different computational modelling strategies for the analysis of low strength masonry structures. *Eng Struct* 2014; 73:160–9.
- [157] Lemos JV, Sarhosis V. Discrete Element Bonded-Block Models for Detailed Analysis of Masonry. *Infrastructures* 2022;7(3).
- [158] Sarhosis V, Lemos JV. A detailed micro-modelling approach for the structural analysis of masonry assemblages. *Comput Struct* 2018; 206:66–81.
- [159] Sarhosis V, Oliveira DV, Lemos JV, Lourenco PB. The effect of skew angle on the mechanical behaviour of masonry arches. *Mech Res Commun* 2014; 61:53–9.
- [160] Sarhosis V, Forgács T, Lemos JV. A discrete approach for modelling backfill material in masonry arch bridges. *Comput Struct* 2019; 224:106108.
- [161] Saygili Ö, Lemos JV. Investigation of the structural dynamic behavior of the frontinus gate. *Applied Sciences (Switzerland)* 2020;10(17).
- [162] MINISTRY OF INFRASTRUCTURES AND TRANSPORT, Decree of 17 January 2018, Italian Norman Code, technical standards for constructions (NTC) 2018.

INDICE DELLE FIGURE

1. Esempio di edificio monumentale (a) e ordinario (b) in muratura.
2. Strategie di Modellazione per la muratura.
3. Esempi di muratura: mattoni (a), pietra con malta (b) e pietra a secco (c).
4. Modelli di rottura e domini limite della muratura: scala del materiale (a) e scala del pilastro.
5. Meccanismi di rottura della muratura: rottura a trazione del legame blocco-mortaiolo (a), scorrimento a taglio del legame blocco-mortaiolo (b), fessurazione diagonale della muratura (c), schiacciamento della muratura (d) e fessurazione a trazione di blocchi e malta (e).
6. Esempio d'angolo tra due pareti in muratura ortogonali: rientranza (a) e senza rientranza dell'angolo (b).
7. Esempio d'angolo tra due pareti in muratura ortogonali: rientranza (a) e senza rientranza dell'angolo (b).
8. Esempi di modelli a blocchi.
9. Esempio di un modello pionieristico basato sull'interfaccia
10. Esempi di approcci basati sul contatto, che includono la frantumazione della muratura
11. Esempi di modelli continui.

12. Esempi di approcci isotropici diretti al continuo applicati a strutture monumentali storiche.
13. Procedure di omogeneizzazione e approcci multi-scala: a) omogeneizzazione a priori b) approcci multi-scala passo-passo e c) approcci multi-scala adattivi.
14. Esempi di approcci di analisi limite FE omogeneizzati.
15. Esempi di approcci RBSM omogeneizzati.
16. Esempi di modelli a macro elementi.
17. Esempi di modelli basati sulla geometria.
18. Esempi di meccanismi di collasso da considerare nella valutazione sismica delle chiese in muratura tramite analisi limite cinematica.
19. Discretizzazione generica DEM di una struttura con elementi rigidi 3D Hexa8.
20. Interfaccia I tra gli elementi i e j, identificazione del centroide GI dell'interfaccia I, suddivisione dell'interfaccia in quattro triangoli piani.
21. Mappa fotografica di Deliceto (Italia) con identificazione dell'edificio oggetto di studio, estratta dal Sistema Informativo Territoriale del Comune.
22. Planimetria quotata ex cinema Fatima.
23. Modello architettonico 3D ex cinema Fatima.
24. Vista esterna ex cinema Fatima.
25. Modello FEM Strand7; identificazione dei diversi tipi di muratura e dei carichi applicati come masse non strutturali.
26. Spettro di risposta sismica orizzontale (a) e spettro di risposta sismica verticale (b).
27. Legame costitutivo muratura in pietrame (a) e muratura in mattoni (b) tramite martinetti piatti presenti in letteratura su lavori similari.
28. Modello FEM Strand7 - primo meccanismo di rottura locale mediante analisi pushover a 0° (a) e 90° (b).
29. Verifica della geometria, degli elementi nodi e brick, modello MATLAB.
30. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 0° .
31. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 15° .
32. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 30° .
33. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione G1, direzione del carico sismico 45° .

34. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione $G1$ $A_g/g= 0,241$ con direzione del carico sismico pari a 0° (a) e $0,118$ (b) con direzione del carico sismico pari a 90° .
35. Mappa fotografica di Deliceto (Italia) con identificazione dell'edificio oggetto di studio, estratta dal Sistema Informativo Territoriale del Comune.
36. Planimetria stato dei luoghi torretta medievale, pianta piano terra (a) e pianta piano primo (b).
37. Sezioni stato dei luoghi torretta medievale, sez. AA e BB (a) e sez. verticale CC (b).
38. Prospetto stato dei luoghi su Vico II ospedale e via Loreto
39. Modello FEM Strand7; identificazione dei nodi, degli elementi brick e dei carichi applicati come masse non strutturali.
40. Documentazione fotografica Torretta con delimitazione dei limiti di proprietà e identificazione materiale di costruzione.
41. Modello FEM Strand7 - primo meccanismo di rottura locale mediante analisi pushover a 0° .
42. Verifica della geometria, degli elementi nodi e brick, modello MATLAB.
43. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione $G1$, direzione del carico sismico 0° .
44. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione $G1$, direzione del carico sismico 45° .
45. Risultati dell'analisi limite con $c=0,05$ MPa, distribuzione $G1$, direzione del carico sismico 90° .
46. Comparazione analisi FEM e DELA3D 2° caso di studio.
47. Esempio di morfologia tipica degli aggregati in muratura.
48. Abaco di progetto.
49. Esempio di rappresentazione polinomiale (i.e., curve di progetto) sviluppato con γ pari a 2000 kg/m³, $G1=1$, σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0.1 , ρ pari a 1 , (Fig. 48).
50. Esempio di rappresentazione polinomiale (i.e., curve di progetto) sviluppato con γ pari a 2000 kg/m³, $G1=1$, σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0.1 , ρ pari a 2 , (Fig. 48).
51. Esempio di rappresentazione polinomiale (i.e., curve di progetto) sviluppato con γ pari a 2000 kg/m³, $G1=1$, σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0.1 , ρ pari a 3 , (Fig. 48).
52. Architettura tipo della rete neurale (ANN).
53. Variazione del coefficiente di regressione in funzione del numero di neuroni (hidden layers).

54. Variazione del coefficiente di regressione in funzione del numero di neuroni (hidden layers).

INDICE DELLE TABELLE

0. Tabella carichi verticali
1. Proprietà macchiniche assunte per la muratura nel modello FEM.
2. Proprietà meccaniche assunte per le interfacce nel modello DELA3D.
3. Comparazione dei due diversi metodi applicati al 1° caso studio – ex cinema Fatima.
4. Proprietà macchiniche assunte per la muratura nel modello FEM.
5. Proprietà meccaniche assunte per le interfacce nel modello DELA3D.
6. Comparazione dei due diversi metodi applicati al 2° caso studio – Torretta.
7. Coefficienti polinomiali per alcuni esempi di set di parametri geometrici e meccanici.
 $G1 = 1$. σ_c pari a 8 MPa e σ_t pari a 0,1, $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$, $h=3 \text{ m}$, $a=6 \text{ m}$, $l=0,5 \text{ m}$.
8. Coefficienti polinomiali per alcuni esempi di set di parametri geometrici e meccanici.
 $G1 = 1$. **σ_c** pari a 8 MPa e **σ_t** pari a 0,1, $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$, **$h=6 \text{ m}$** , **$a=6 \text{ m}$** , **$l=0,5 \text{ m}$** .
9. Coefficienti polinomiali per alcuni esempi di set di parametri geometrici e meccanici.
 $G1 = 1$. **σ_c** pari a 8 MPa e **σ_t** pari a 0,1, $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$, **$h=3 \text{ m}$** , **$a=9 \text{ m}$** , **$l=0,5 \text{ m}$** .

APPENDICE 1: stralcio dalle 1728 curve di progetto del presente lavoro di ricerca

