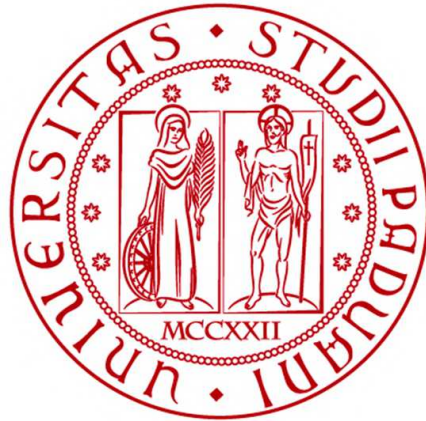


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE  
*Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo Unico in Ingegneria Edile-Architettura



**TESI DI LAUREA**

**Analisi di un edificio in muratura danneggiato dal sisma  
del 2016: influenza dell'aggregato edilizio**

**Relatore:**

Chiar.ma Prof.ssa Francesca da Porto

**Correlatori:**

Dott. Ing. Luca Sbrogiò

Dott. Ing. Elisa Saler

Dott. Ing. Matteo Salvalaggio

**Laureando: BELLINI LORENZO**

**Matricola: 1187412**

**ANNO ACCADEMICO 2023-2024**









## Sommario

I terremoti del Centro Italia nel 2009 a L'Aquila e nel 2016 ad Amatrice e Norcia hanno evidenziato le vulnerabilità sismiche degli edifici, in particolar modo degli aggregati in muratura, molto frequenti in quelle zone e soprattutto nei centri storici: questa risulta essere una problematica relativamente recente, individuata a livello normativo solo a partire dal 2008.

A fronte di questo problema, la ricerca si pone l'obiettivo di studiare: i) l'influenza sulla risposta sismica dell'aggregazione e della posizione delle singole celle nell'aggregato; ii) l'effetto derivante dalla presenza di discontinuità a causa della costruzione in diverse epoche delle unità strutturali (U.S.); iii) l'influenza dei materiali di cui sono costituite.

L'obiettivo viene raggiunto analizzando, mediante analisi statiche non lineari su modelli FEM nel software DIANA, un caso studio di quattro U.S. composte a formare una schiera e situate a Castelsantangelo sul Nera (MC). Vengono analizzati diversi modelli dell'aggregato tra cui il modello completo con e senza discontinuità, l'aggregato in una prima suddivisione in macro gruppi di U.S. con e senza discontinuità e poi in singole U.S. Si analizzano anche modelli in cui viene implementata la diversità locale dei materiali.

I risultati vengono poi confrontati tramite curve di capacità taglio-spostamento, accelerazioni di capacità ( $a_g$ ) e quadro delle deformazioni a trazione, confrontato anche con il quadro fessurativo reale rilevato post sisma del 2016.

I risultati osservati portano a concludere che il comportamento di un'U.S. in aggregato, sia in termini di curva pushover sia di verifica da normativa, possa essere simulato semplificando l'aggregato con la sola modellazione delle U.S. adiacenti, sebbene il quadro delle deformazioni a trazione tra i due modelli non sia perfettamente coerente. Allo stesso modo risulta che un'U.S. trae il beneficio dell'aggregazione dall'U.S. adiacente nella direzione opposta alla direzione di spinta (l'incremento di taglio alla base può arrivare ad un valore del 150%).

L'influenza delle discontinuità si nota in termini di curve pushover (arrivando a valori di taglio alla base inferiori di circa il 30%) e di  $a_g$  di verifica, mentre la corrispondenza con il quadro fessurativo risulta meno precisa in quanto il danno si concentra al contatto tra le U.S. invece che nei maschi murari. Infine, l'influenza dei diversi materiali costituenti le U.S. risulta più evidente nel momento in cui sono implementati in maniera simultanea e con le discontinuità.



## Abstract

The earthquakes of Central Italy in 2009 in L'Aquila and in 2016 in Amatrice and Norcia highlighted the seismic vulnerabilities of existing masonry buildings, especially those in urban clusters, very frequent in those areas and especially in historic centers. This appears to be a relatively recent issue, identified at the regulatory level only since 2008.

Faced with this problem, the research aims to study: i) the influence on the seismic response of the aggregation and the position of individual cells in the cluster; ii) the effect of the discontinuities due to the construction at different times of the structural units (S.U.); iii) the influence of the materials of which they are constituted.

The goal is achieved by analyzing, through nonlinear static analysis on FEM models in DIANA software, a case study of four S.U. composed to form a terrace located in Castelsantangelo sul Nera (MC). Different cluster models are analyzed including the complete model with and without discontinuities and their subdivision, firstly in macro groups of S.U., with and without discontinuities and then in individual S.U. Models with local differences of masonry material are also implemented and analysed. The results are then compared by means of shear-displacement capacity curves, capacity accelerations ( $a_g$ ) and tensile strains, also compared with the real crack pattern detected after the earthquake of 2016.

The observed results lead to the conclusion that the behavior of clustered S.U. in terms of both pushover curve and regulatory verification can be simulated by simplifying the cluster to the adjacent S.U. of the two sides, although the tensile strains between the two models are not perfectly consistent. Similarly, it appears that a S.U. benefits of the clustering from the adjacent S.U. in the direction opposite to the thrust (the shear increment at the base can reach a value of 150%).

The influence of discontinuities can be seen in terms of pushover curves (resulting in base shear values of about 30%) and  $a_g$  verification, while the correspondence with the crack pattern is less precise because the damage is concentrated in the contact between the S.U. instead of in the piers. Finally, the influence of the different materials that make up the S.U. is more evident when they are implemented simultaneously and with discontinuities.



# Indice

<b>Introduzione</b>	<b>1</b>
<b>1 Il rischio sismico degli edifici in muratura</b>	<b>3</b>
1.1 Il rischio sismico del territorio italiano . . . . .	3
1.2 Il materiale muratura . . . . .	5
1.2.1 Comportamento degli edifici in muratura . . . . .	5
1.2.2 Meccanismi di collasso . . . . .	7
1.2.3 Analisi della Qualità Muraria . . . . .	9
1.3 Vulnerabilità tipiche degli edifici in muratura . . . . .	12
1.4 Modellazione agli elementi finiti . . . . .	14
1.4.1 Scala di modellazione della muratura . . . . .	15
1.4.2 Elementi utilizzati nel FEM . . . . .	16
1.4.3 Legame costitutivo: Total Strain Crack Model . . . . .	18
<b>2 Gli edifici in aggregato in muratura</b>	<b>21</b>
2.1 Comportamento degli aggregati a forze orizzontali: l'effetto aggregato .	23
2.2 Modalità di studio degli edifici in aggregato . . . . .	27
2.3 Vulnerabilità specifiche degli aggregati in muratura . . . . .	38
<b>3 Metodologia</b>	<b>41</b>
3.1 Obiettivi . . . . .	41
3.2 Scelta del caso studio . . . . .	42
3.2.1 Epoca di costruzione . . . . .	43
3.2.2 Tipo di aggregato . . . . .	43
3.2.3 Numero di U.S. . . . .	44
3.2.4 Tipo di muratura . . . . .	44
3.2.5 Pendenza del terreno . . . . .	45
3.2.6 Tipi di orizzontamenti . . . . .	45
3.2.7 Interventi eseguiti . . . . .	46
3.2.8 Vulnerabilità . . . . .	47
3.2.9 Il caso studio . . . . .	48
3.3 Fase di conoscenza . . . . .	48
3.4 Modellazione FEM . . . . .	48
3.5 Calibrazione . . . . .	49

---

3.6	Analisi . . . . .	49
3.7	Discussione dei risultati . . . . .	50
<b>4</b>	<b>Il caso studio: aggregato a Castelsantangelo sul Nera</b>	<b>53</b>
4.1	Inquadramento . . . . .	53
4.2	Descrizione del fabbricato . . . . .	53
4.2.1	Rilievo fotografico . . . . .	57
4.2.2	Fasi storiche . . . . .	58
4.2.3	Elementi strutturali verticali . . . . .	61
4.2.4	Elementi strutturali orizzontali . . . . .	62
4.2.5	Rilievo del danno . . . . .	62
4.3	Storia degli eventi sismici . . . . .	66
4.3.1	I sismi del 2016 . . . . .	68
4.4	Azione sismica . . . . .	70
<b>5</b>	<b>Analisi numerica della risposta sismica</b>	<b>73</b>
5.1	Introduzione . . . . .	73
5.2	Strategie di modellazione . . . . .	73
5.2.1	Creazione del modello numerico . . . . .	73
5.2.2	Elementi strutturali verticali . . . . .	74
5.2.3	Elementi strutturali orizzontali . . . . .	75
5.2.4	Vincoli . . . . .	76
5.2.5	Interfacce . . . . .	76
5.3	Modelli analizzati . . . . .	78
5.4	Discretizzazione del modello . . . . .	83
5.5	Analisi modale . . . . .	83
5.6	Analisi del peso proprio . . . . .	85
5.7	Analisi pushover . . . . .	85
5.7.1	Definizione delle analisi pushover . . . . .	85
5.8	Calibrazione del modello . . . . .	86
5.8.1	Modulo di Poisson $\nu$ . . . . .	87
5.8.2	Energia di frattura . . . . .	87
5.8.3	Resistenza residua . . . . .	90
5.8.4	Resistenza residua a taglio $\beta$ . . . . .	91
5.8.5	Rigidezza degli orizzontamenti . . . . .	91
5.8.6	Scelta dei valori . . . . .	92
5.8.7	Calibrazione delle interfacce . . . . .	92
5.9	Modello G0B . . . . .	95
<b>6</b>	<b>Risultati e discussioni</b>	<b>99</b>
6.1	Confronto tra curve pushover . . . . .	100
6.1.1	Influenza dell'aggregazione . . . . .	100
6.1.2	Modelli con le discontinuità . . . . .	106
6.1.3	Modelli G0Bd3, G0M1, G0M2 e G0DMd3 . . . . .	108

---

6.2	Confronto di $a_g$ di capacità tra i modelli . . . . .	109
6.2.1	Capacità globale dei modelli . . . . .	110
6.2.2	Modelli delle singole U.S. . . . .	115
6.3	Analisi del quadro fessurativo . . . . .	117
6.3.1	Confronto Quadro fessurativo - Modello G0B . . . . .	119
6.3.2	Confronto modelli G0B - G0D . . . . .	120
6.3.3	Confronto modelli G0B - G1B - G1D . . . . .	122
6.3.4	Confronto Quadro fessurativo - Modelli G2B . . . . .	124
6.3.5	Confronto Quadro fessurativo - Modelli G0M1, G0Bd1, G0Bd2 e G0Bd3 . . . . .	125
6.3.6	Confronto Quadro fessurativo - Modello G0M2 . . . . .	127
6.3.7	Confronto Quadro fessurativo - Modello G0DMd3 . . . . .	128
<b>Conclusioni</b>		<b>131</b>
<b>Bibliografia</b>		<b>140</b>
	Riferimenti normativi . . . . .	140
	Tesi di laurea consultate nell'ambito degli aggregati in muratura, Università degli Studi di Padova . . . . .	141
<b>Sitografia</b>		<b>142</b>





# Introduzione

I terremoti che hanno colpito il Centro Italia nel 2009 a L'Aquila e nel 2016 ad Amatrice e Norcia hanno evidenziato la vulnerabilità sismica del costruito storico, in particolar modo per gli aggregati di edifici in muratura, molto frequenti in quelle zone e in generale nei centri storici. La loro individuazione come “tipo” edilizio autonomo e il conseguente studio delle vulnerabilità specifiche è recente: la normativa ne prevede infatti una definizione solo a partire dal 2008.

L'importanza dello studio degli edifici in aggregato risiede nella differenza del loro comportamento dal punto di vista sismico rispetto agli edifici singoli, il quale dipende non solo dalla configurazione geometrica dell'aggregato ma anche dall'interazione, e quindi dal grado di aggregazione, delle celle che lo compongono e dalla presenza di discontinuità nelle murature per effetto delle vicissitudini costruttive. L'esperienza dei terremoti ha mostrato che le unità edilizie poste all'estremità di un aggregato sono più soggette al danno rispetto a quelle interne, mentre specifici elementi costruttivi (contrafforti o archi di sbatacchio) possono contribuire a ridurre il danno.

Proprio nel 2009, dopo il sisma dell'Abruzzo, il consorzio interuniversitario ReLUIS (Rete dei Laboratori Italiani di Ingegneria Sismica) ha elaborato una proposta di Linee Guida per lo studio degli edifici in aggregato: si tratta di uno strumento che fornisce una metodologia per l'analisi a partire dal rilievo fino alla verifica sismica. Queste linee guida però non risultano definitive e richiedono ulteriori studi su edifici in aggregato per il loro completamento. Sebbene analisi di aggregati siano già disponibili in letteratura, non è ancora possibile definire un quadro complessivo del loro comportamento. Sono già stati affrontati diversi tipi di analisi, globali e locali, e tramite diversi metodi, FEM, DEM e telaio equivalente, dove la maggior parte dei casi evidenzia l'influenza dell'aggregazione delle celle tra di loro, concludendo che l'analisi e la verifica della singola U.S. può essere eseguita con la sola modellazione delle celle adiacenti, ponendo comunque l'attenzione sulla regolarità in pianta e in altezza delle celle che compongono l'aggregato, oltre all'incertezza legata al materiale muratura (Bernardini et al., 2019; Chieffo, Formisano & Lourenço, 2023). Risulta evidente anche l'influenza della posizione della cella in analisi nell'aggregato: le U.S. di estremità risultano infatti più vulnerabili rispetto a quelle interne (Formisano, Chieffo & Vaiano, 2021; Valente et al., 2019). In Puncello, Caprili e Roca (2022) viene analizzata anche la possibilità di un'ulteriore semplificazione del modello tramite la modellazione di vincoli elastici equivalenti all'effetto prodotto dalle U.S. adiacenti, ottenendo una differenza in termini di capacità dell'ordine del 3% (Cap. 1 e 2).

Lo scopo di questo lavoro di tesi è quello di studiare la risposta sismica di un edificio in aggregato: in particolare valutando l'effetto della posizione nell'aggregato, considerando una cella come interna o di estremità, variando gli edifici confinanti, e l'effetto dell'aggregazione stessa, ossia il beneficio in termini di resistenza e di minore danno di cui godono le singole celle dall'essere in aggregato, oltre alla ricerca del grado ottimale di modellazione per l'analisi di una cella. Infine, si propone di studiare l'influenza delle discontinuità tra U.S. dovute alla loro costruzione in epoche differenti, nonché l'influenza dei differenti materiali per le U.S. nella risposta dell'aggregato.

In rapporto alle caratteristiche ricorrenti degli aggregati analizzati in occasione di precedenti progetti di ricerca dall'Università di Padova, sarà individuato un caso studio rappresentativo nel capoluogo di Castelsantangelo sul Nera, uno dei centri più colpiti dal terremoto del 2016. A seguito di un prima fase di conoscenza e di analisi storica (cap. 4), in ottemperanza alle citate linee guida, l'aggregato viene con un approccio agli elementi finiti (FEM) tramite il software DIANA (mediante le strategie esposte al cap. 5). Oltre alla definizione dei materiali per la muratura e gli orizzontamenti tramite i relativi legami costitutivi, saranno inserite nel modello anche le interfacce, ossia gli elementi che simulano le discontinuità tra celle. Sono considerate le sole discontinuità verticali.

Dopo una prima fase di calibrazione delle proprietà non lineari della muratura e delle interfacce, si effettuano le analisi statiche non lineari (pushover) dei modelli. In particolare si considerano variazioni della configurazione geometrica: si sviluppa l'aggregato nel suo insieme con un unico materiale per le murature, scomponendolo poi in due macro-U.S. e successivamente in U.S. singole o loro combinazioni. Le discontinuità costruttive sono simulate inserendo al bordo dei pannelli murari interfacce, vale a dire collegamenti con rigidità minore a trazione e taglio. Infine, le particolarità costruttive sono simulate variando localmente i materiali e considerando esplicitamente la presenza delle tamponature delle finestre.

Dalle analisi si ottengono le curve di capacità dei modelli, da cui è possibile calcolare le  $a_g$  di capacità per un confronto sintetico (anche se il vero confronto per la calibrazione del modello considera le deformazioni delle pareti esterne) e il quadro delle deformazioni a trazione. Al cap. 3 viene esposta la metodologia seguita in modo dettagliato.

I risultati sono poi confrontati in termini di curve di capacità taglio-spostamento,  $a_g$  di capacità e tramite quadro delle deformazioni a trazione, confrontandolo anche con il quadro fessurativo reale rilevato a seguito del sisma del 2016. I risultati sono esposti e discussi al cap. 6.

# Capitolo 1

## Il rischio sismico degli edifici in muratura

### 1.1 Il rischio sismico del territorio italiano

Il territorio nazionale è interamente sismico – e tutti i comuni italiani possono subire danni da terremoti – ma le scosse più forti si concentrano in alcune aree: nell’Italia Nord-Orientale (Friuli Venezia-Giulia e Veneto), nella Liguria Occidentale, nell’Appennino Settentrionale (dalla Garfagnana al Riminese), e lungo tutto l’Appennino Centrale e Meridionale, in Calabria e fino alla Sicilia. Non è ancora possibile prevedere con certezza quando, dove e con quale forza si verificherà il prossimo terremoto; è noto però quali siano le zone più pericolose e cosa sia possibile aspettarsi da una scossa: essere preparati è quindi il miglior modo per prevenire e ridurre le conseguenze di un terremoto.

Il rischio sismico ( $R$ ) è determinato dalla combinazione di tre fattori: pericolosità sismica ( $P$ ), vulnerabilità ( $V$ ) ed esposizione ( $E$ ) secondo l’eq. (1.1):

$$R = P \times V \times E \quad (1.1)$$

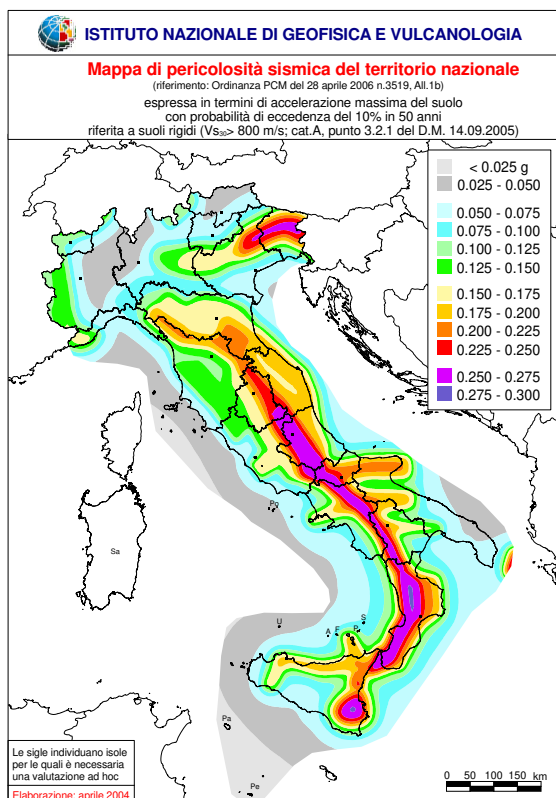
In particolare la pericolosità sismica di un territorio è data dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità: sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di magnitudo elevata a parità di intervallo di tempo considerato. La vulnerabilità sismica invece è definita come la predisposizione di una costruzione a essere danneggiata: quanto più un edificio è vulnerabile, maggiori saranno le conseguenze di un terremoto su di esso. Infine per esposizione si intende la maggiore o minore presenza di beni esposti al rischio, la possibilità cioè di subire la perdita di vite umane, danni economici e al patrimonio culturale (Protezione Civile, n.d.).

Lo scopo dei progettisti dunque deve essere quello di ridurre il rischio sismico agendo sui tre fattori che lo compongono. La vulnerabilità e l’esposizione per esempio possono essere diminuite rispettivamente migliorando le caratteristiche strutturali e non degli edifici e aumentando il livello di protezione, mentre la pericolosità sismica non può

essere ridotta, dal momento che dipende dal sito. Si può però e si deve agire sulla caratterizzazione geosismica del terreno tramite lo studio degli effetti di sito, analizzando le pericolosità sismiche a livello locale. Diventano quindi fondamentali gli studi di microzonazione sismica in quanto riescono a individuare e a caratterizzare le zone stabili, instabili e quelle sensibili ad amplificazione locale, con l'obiettivo di razionalizzare la conoscenza sulle alterazioni che lo scuotimento sismico può subire in superficie, restituendo informazioni utili per il governo del territorio, per la progettazione, per la pianificazione, per l'emergenza e per la ricostruzione post sisma.

La sismicità indica la frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti, ed è una caratteristica fisica del territorio. Se la frequenza e l'energia associate ai terremoti che caratterizzano un territorio sono note, e si attribuisce un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una data magnitudo, intensità o accelerazione di picco (PGA) in un certo intervallo di tempo, è possibile definire la pericolosità sismica. Si tratta perciò di un'analisi di tipo probabilistico, che determina un certo scuotimento associandolo alla probabilità di accadimento nel prossimo futuro.

La pericolosità sismica del territorio nazionale è descritta in una mappa (fig. 1.1) che fornisce un quadro delle aree più pericolose in Italia. Questa mappa costituisce uno strumento ufficiale di riferimento per definire le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite e per tenere conto delle caratteristiche del suolo a livello locale. Essa è espressa in termini di accelerazione orizzontale del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi ( $V_{s,30} > 800$  m/s, categoria A).



**Figura 1.1:** Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale (INGV, 2022).

## 1.2 Il materiale muratura

Una delle principali fonti di incertezza nello studio delle costruzioni storiche, oltre a quanto già descritto sopra, risiede nel materiale di cui sono costituite, ovvero, molto spesso, la muratura.

Le caratteristiche meccaniche della muratura sono:

- non omogeneità, poiché le caratteristiche meccaniche di malta ed elementi resistenti sono tra loro molto differenti;
- anisotropia, poiché generalmente presenta risposte diverse a seconda della direzione considerata, e dipende dalla forma e dalle proporzioni degli elementi resistenti, dal modo in cui essi vengono disposti e dall'eventuale presenza di fori nel pannello murario e dalla loro direzione;
- asimmetria del comportamento a trazione e compressione, in quanto sia gli elementi resistenti sia la malta sono caratterizzati da una resistenza a trazione molto più bassa rispetto a quella a compressione (per questo motivo la muratura viene solitamente modellata come “materiale non reagente a trazione”);
- non linearità della relazione sforzo-deformazione, conseguenza in parte delle caratteristiche sopra descritte.

Si osserva dunque come la muratura sia un materiale complesso, eterogeneo, ortotropo e caratterizzato da un comportamento non lineare (Lourenço, 1996).

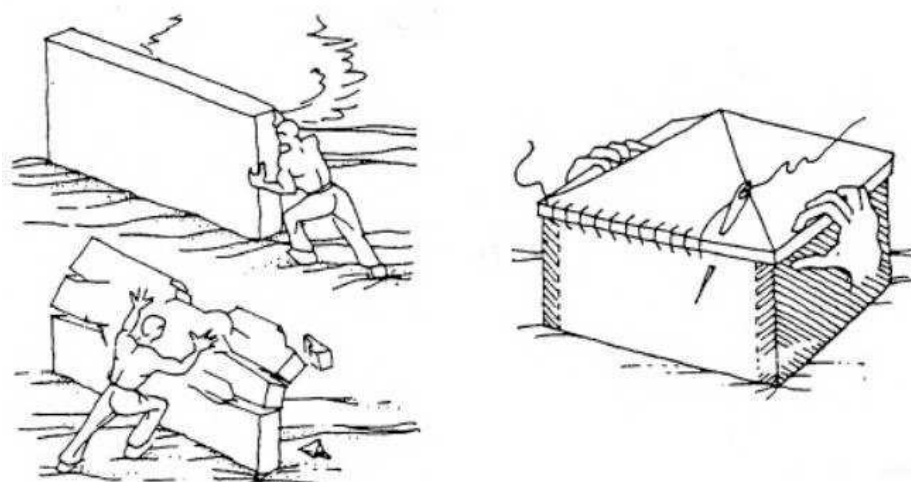
### 1.2.1 Comportamento degli edifici in muratura

La muratura è quindi caratterizzata da una buona resistenza a compressione ma al contempo da una scarsa resistenza a trazione. Per questo motivo sussistono problemi per la resistenza alle forze orizzontali (quali vento e sisma) e in particolare per forze ortogonali al piano del pannello murario, dal momento che la resistenza delle pareti alle forze agenti nel piano è molto più alta rispetto a quella per forze perpendicolari al piano.

L'edificio in muratura deve essere concepito e realizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai, garantendo il funzionamento scatolare, e quindi conferendo una adeguata stabilità e robustezza all'insieme. Affinché questo comportamento scatolare sia soddisfatto è necessario che i sistemi resistenti, ossia pareti di muratura, orizzontamenti e fondazioni, siano efficacemente collegati tra loro così da resistere alle azioni sia verticali sia orizzontali (fig. 1.2). Questa concezione strutturale a “sistema scatolare” si fonda sui seguenti criteri:

- la collaborazione tra le pareti tramite ammorsamento delle stesse;
- la presenza di elementi di collegamento tra murature e solai. Inoltre, questi ultimi svolgono una funzione di vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio piano, ostacolandone il meccanismo di ribaltamento fuori piano;

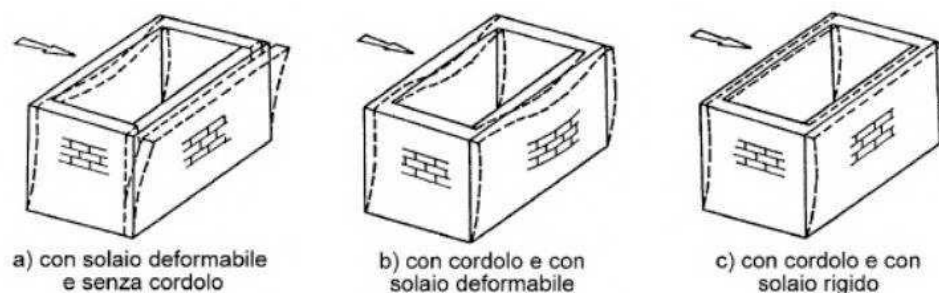
- pareti che assolvono sia la funzione portante sia di controventamento;
- solai con sufficiente resistenza e rigidità in modo che possano ripartire le azioni tra i muri di controventamento;
- rigidità e resistenza compatibili nelle due direzioni ortogonali della struttura;
- presenza di forze verticali stabilizzanti che influenzano notevolmente la capacità dei muri di resistere alle azioni orizzontali.



**Figura 1.2:** Concezione strutturale degli edifici in muratura (Touliatos, 1996).

Un altro requisito non espresso direttamente tra i criteri appena esposti ma che ha un certo peso nel comportamento sismico di un edificio è la semplicità strutturale intesa come regolarità e simmetria della pianta, che permette una riduzione degli effetti torsionali e una distribuzione delle forze il più uniforme possibile (Borri, Cangi & De Maria, 2011; Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti [MIT], 2018).

Ad esempio un cordolo in c.a. consente di collegare longitudinalmente muri di controvento complanari permettendo la redistribuzione delle azioni orizzontali tra di essi e conferendo maggiore iperstaticità al sistema resistente (fig. 1.3).



**Figura 1.3:** Confronto del comportamento di edifici in presenza/assenza di cordoli e con solai rigidi/deformabili (Touliatos, 1996).

A tal proposito, anche l'iperstaticità svolge un ruolo assai importante nella risposta dell'edificio, in quanto:

- elimina la possibilità che un cedimento locale induca a collasso;
- il collegamento strutturale degli elementi crea una rete di collaborazione che fa anche da vincolo.

Un ulteriore accorgimento atto a garantire il comportamento d'insieme è rappresentato dall'ammorsamento tra muri perpendicolari grazie a un'opportuna disposizione degli elementi. Ciò fa sì che si possa realizzare una maggiore redistribuzione dei carichi verticali tra muri ortogonali nel caso di solai a orditura in una direzione. Questo "obiettivo" viene raggiunto anche, se necessario, grazie ad incatenamenti metallici ancorati a livello dei cordoli che collegano tra loro muri paralleli della scatola muraria, incatenamenti che costituiscono un ulteriore vincolo all'inflessione fuori piano dei pannelli murari e che hanno la funzione di incrementare la rigidezza dei solai. In generale, comunque, il rispetto della cosiddetta *regola d'arte*, ovvero una buona concezione strutturale e corretta realizzazione dei dettagli strutturali, permette un comportamento strutturale soddisfacente, come dimostra la sostanziale stabilità di strutture costruite nel passato, ben prima che esistessero i moderni modelli analitici dell'ingegneria strutturale (Borri, Cangi & De Maria, 2011).

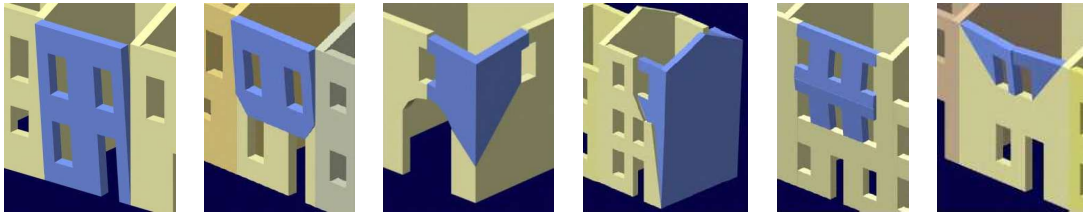
### 1.2.2 Meccanismi di collasso

La crisi di una struttura storica in muratura è più probabile per la perdita di equilibrio di una parete rispetto al raggiungimento della resistenza del materiale. In questo caso il collasso deriva dall'attivazione di cerniere cilindriche.

Il problema a questo punto sta nell'individuazione di quali siano le parti della struttura soggette con più probabilità alla formazione di questi meccanismi.

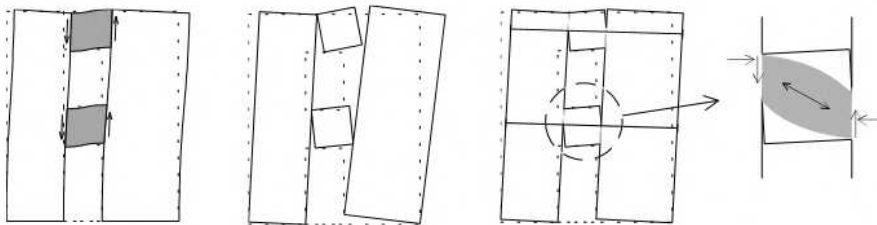
I meccanismi di danno delle pareti in muratura si dividono in tre categorie:

- i. meccanismi di modo 0: si tratta di un caso particolare in quanto avviene in una muratura di scarsa qualità muraria con la sua disgregazione;
- ii. meccanismi di 1° modo: detti anche meccanismi Fuori Piano (o FP), in cui il collasso avviene per perdita di equilibrio del pannello murario. Questo succede quando l'organismo strutturale non garantisce un adeguato ammorsamento delle murature tra loro e con gli orizzontamenti, non attuando quello che è il comportamento scatolare. In particolare questi cinematismi risultano essere di ribaltamento semplice, con rotazioni rigide dell'intera parete o facciata, di ribaltamento composto, nel caso in cui il ribaltamento della parete porti con sé una porzione di parete a cui è connessa, di flessione verticale o orizzontale (fig. 1.4);

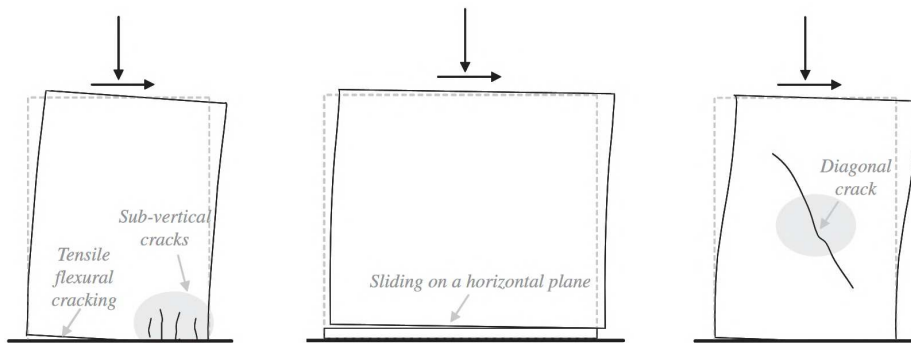


**Figura 1.4:** Meccanismi di collasso di 1° modo. Da sinistra: ribaltamento semplice dell'intera facciata e parete, ribaltamento composto di un cantonale e di una parete, flessione verticale e orizzontale della parete (ReLUIS, 2010).

- iii. meccanismi di 2° modo: detti anche meccanismi Nel Piano (o NP), in cui il collasso avviene per perdita di capacità portante riconducibile a rotture del materiale. I meccanismi di secondo modo si innescano nel piano del pannello murario ed è quindi più probabile che si verifichino quando l'edificio presenta un buon comportamento scatolare. L'attivazione di questi meccanismi è strettamente legata ai maschi murari, ovvero i pannelli murari verticali continui terra-cielo a cui è riconosciuto il ruolo primario di resistenza ai carichi verticali e orizzontali, e le fasce di piano, ovvero le porzioni di muratura delimitate dalle aperture con lo scopo di accoppiamento dei maschi murari (fig. 1.5). In questo caso le modalità di danno dipendono sostanzialmente dalla geometria della muratura e dalla qualità muraria. Il danneggiamento può avvenire nei maschi murari o nelle fasce di piano e in presentarsi per taglio o pressoflessione (fig. 1.6).



**Figura 1.5:** Comportamento delle fasce di piano e dei maschi murari soggetti ad un'azione orizzontale senza e con incatenamenti (Magenes & Bolognini, 2000).



**Figura 1.6:** Meccanismi fondamentali di rottura di pannelli murari soggetti a compressione e taglio nel piano (Calderini, Cattari & Lagomarsino, 2009).



### 1.2.3 Analisi della Qualità Muraria

La muratura è un materiale eterogeneo e per questo è difficile determinare delle proprietà meccaniche certe per ogni tipo di muratura. Per studiare quindi questo aspetto si può ricorrere al metodo di Analisi della Qualità Muraria (Borri & De Maria, 2019). Risulta un passo fondamentale per lo studio della muratura in quanto consente di analizzare la muratura e ottenerne le proprietà meccaniche. In particolare i metodi principali sono il calcolo dell'Indice di Qualità Muraria (o IQM) e la Linea di Minimo Tracciato (o LMT).

Il calcolo dell'IQM è un procedimento che tiene conto di diversi parametri che influenzano le proprietà meccaniche della muratura e si basa sulla *regola dell'arte*, ovvero tutta quella serie di accorgimenti costruttivi sviluppati nel tempo in maniera empirica necessari per garantire un buon comportamento della struttura.

I parametri considerati sono:

- Forma degli elementi resistenti (F.EL.): elementi di forma squadrata assicurano un comportamento e una distribuzione delle tensioni migliore nella parete, al contrario di elementi di forma irregolare o arrotondata;
- Presenza di diatoni (P.D.): i diatoni sono gli elementi che garantiscono la monoliticità della parete, e quindi che la parete non sia formata da più paramenti, per cui la loro presenza in buon numero assicurano un miglior comportamento della muratura e una migliore distribuzione dei carichi, soprattutto verticali;
- Orizzontalità dei filari (OR.): similmente all'effetto degli elementi squadrati, anche filari orizzontali assicurano che i carichi si distribuiscano in modo omogeneo. Più importanza ancora ha questo aspetto nelle murature storiche caratterizzate dalla presenza di ricorsi, ovvero filari di laterizi squadrati disposti a una distanza fissa in murature in pietra di forma irregolare in modo da formare un piano orizzontale;
- Dimensione degli elementi (D.EL.): è evidente come elementi resistenti di maggiore dimensione assicurino alla parete un comportamento migliore. La dimensione può solitamente ritenersi adeguata se è pari alla sezione del muro;
- Qualità della malta (MA.): la malta è l'elemento che regolarizza il contatto tra gli elementi resistenti e quindi una buona qualità della malta assicura una buona distribuzione delle tensioni all'interno della muratura;
- Sfalsamento dei giunti (S.G.): giunti sfalsati assicurano una buona distribuzione dei carichi verticali, in modo da evitare che si creino zone più concentrate di altre, oltre ad un migliore ingranamento della parete;
- Resistenza degli elementi (RE.EL.): questo parametro è il più importante e riguarda la qualità degli elementi resistenti: se ritenuti di scarsa qualità (es. degradati, fessurati o forati orizzontalmente) la muratura ricade in Categoria C, ovvero la peggiore.

Si procede analizzando il paramento murario su una superficie di almeno  $1\text{m} \times 1\text{m}$  in prospetto e almeno  $1\text{m}$  di altezza in sezione. Per ogni parametro viene assegnato un giudizio di tipo qualitativo: Rispettato (R), Parzialmente Rispettato (PR) o Non Rispettato (NR) in base alla muratura (per la Resistenza degli Elementi non si ammette il Parzialmente Rispettato in quanto caratteristica fondamentale). Una volta assegnati, i giudizi di tipo qualitativo di ogni parametro si trasformano in giudizi numerici in base alla tabella di conversione (tab. 1.1), ottenendo per ogni paramento tre valori per le tre direzioni:  $IQM_V$  (verticale),  $IQM_{FP}$  (Fuori Piano) e  $IQM_{NP}$  (Nel Piano).

Ottenuti i punteggi per ogni direzione si applica l'eq. (1.2):

$$IQM = m \times RE.EL. \times (OR. \times P.D. \times F.EL. \times S.G. \times D.EL. \times MA.) \quad (1.2)$$

con  $m$  coefficiente correttivo per malta di scarsa qualità pari a 0.7. Negli altri casi è pari a 1.

da cui poi si otterrà un valore finale da 1 a 10 per ogni direzione. La formula risulta leggermente diversa nel caso di muratura in mattoni o blocchi.

**Tabella 1.1:** Tabella di conversione tra giudizi qualitativi e giudizi numerici (Borri & De Maria, 2019).

	Punteggi								
	$IQM_V$ azioni verticali			$IQM_{FP}$ azioni fuori piano			$IQM_{NP}$ azioni nel piano		
	NR	PR	R	NR	PR	R	NR	PR	R
F.EL. Forma degli elementi resistenti	0	1.5	3	0	1	2	0	1	2
P.D. Presenza di diatoni	0	1	1	0	1.5	3	0	1	2
OR. Orizzontalità dei filari	0	1	2	0	1	2	0	0.5	1
D.EL. Dimensione degli elementi	0	0.5	1	0	0.5	1	0	0.5	1
MA. Qualità della malta	0	0.5	2	0	0.5	1	0	1	2
S.G. Sfalsamento dei giunti	0	0.5	1	0	0.5	1	0	1	2
RE.EL. Resistenza degli elementi	0.3	0.5	1	0.5	0.7	1	0.3	0.7	1

Una volta ottenuto il valore, dalla tab. 1.2 si può ricavare la categoria della muratura A, B o C, con A la migliore e C la peggiore.

Esiste anche una correlazione sperimentale tra IQM e parametri meccanici.

**Tabella 1.2:** Tabella di conversione tra giudizi numerici e categoria della muratura (Borri & De Maria, 2019).

Direzione azione	Categoria della muratura		
	A	B	C
$IQM_V$ (azioni verticali)	$5 \leq IQM_V \leq 10$	$2, 5 \leq IQM_V < 5$	$0 \leq IQM_V < 2, 5$
$IQM_{FP}$ (azioni fuori piano)	$7 \leq IQM_{FP} \leq 10$	$4 < IQM_{FP} < 7$	$0 \leq IQM_{FP} \leq 4$
$IQM_{NP}$ (azioni complanari)	$5 < IQM_{NP} \leq 10$	$3 < IQM_{NP} \leq 5$	$0 \leq IQM_{NP} \leq 3$

Il metodo della Linea di Minimo Tracciato prevede comunque l'analisi di  $1\text{m} \times 1\text{m}$  in prospetto e  $1\text{m}$  in altezza in sezione (con spessori massimi di 55-60 cm), ma considera tutti gli aspetti visti sopra in un solo parametro, ovvero l'ingranamento trasversale: il metodo prevede di tracciare fino a tre curve che colleghino il lembo superiore del paramento a quello inferiore attraverso i giunti di malta; le tre curve non devono intersecarsi e devono essere il più brevi possibile. Una volta tracciate e misurata la lunghezza se ne calcola la media. Il valore ottenuto sarà da confrontarsi con valori precisi in tabella (tab. 1.3) da cui si ottiene un livello di vulnerabilità da 1 a 5. Minore sarà l'ingranamento, ovvero la lunghezza della linea di minimo tracciato, maggiore sarà la vulnerabilità (Doglioni, Mirabella Roberti & Bondanelli, 2006).

**Tabella 1.3:** Tabella di conversione tra valore della Linea di Minimo Tracciato in prospetto e sezione e livelli di vulnerabilità (Doglioni, Mirabella Roberti & Bondanelli, 2006).

LMT (Prospetto)	LMT (Sezione)	Ingranamento	Livelli di vulnerabilità
100-115 cm	100-110 cm	Bassissimo	LIV. 1 - Vulnerabilità elevata
116-130 cm	111-120 cm	Basso	LIV. 2 - Vulnerabilità accentuata
131-145 cm	121-130 cm	Medio	LIV. 3 - Vulnerabilità media
145-160 cm	131-140 cm	Elevato	LIV. 4 - Vulnerabilità limitata
oltre 161 cm	oltre 141 cm	Elevatissimo	LIV. 5 - Vulnerabilità bassa

Una volta ottenuta la tipologia di muratura e le sue caratteristiche è necessario valutare il Livello di Conoscenza (LC) e il relativo Fattore di Confidenza (FC), ovvero fattori utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto nella conoscenza del manufatto.

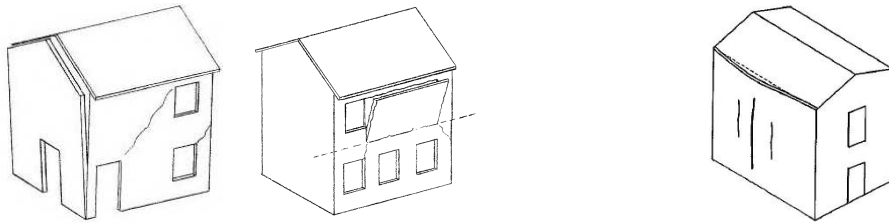
In particolare le N.T.C. (MIT, 2018) e la relativa circolare (MIT, 2019), al Cap. 8, Par. 8.5.4, ne individuano tre:

- i. LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,35$ ;
- ii. LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi e prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,2$ ;
- iii. LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo ed accurato in ogni sua parte, indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$ .

### 1.3 Vulnerabilità tipiche degli edifici in muratura

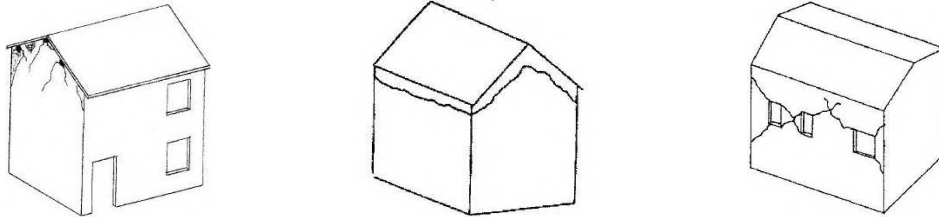
La vulnerabilità sismica di una struttura è la sua propensione a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità. In particolare possono essere individuate delle vulnerabilità precise in base a diversi aspetti per tutti i tipi di edifici, siano essi isolati o più complessi come chiese o strutture incomplete: focalizzando l'attenzione sugli edifici in muratura, un modo di suddividere queste vulnerabilità può essere quello di distinguerle in base alla loro relazione con gli aggregati, quindi se sono vulnerabilità che possono esistere in tutti gli edifici in muratura, aggregati o singole U.S., oppure se la loro presenza deriva proprio dal fatto di essere in aggregato (Protezione Civile, n.d.).

Si intendono vulnerabilità tipiche quelle vulnerabilità che possono comparire in tutti gli edifici in muratura, aggregati o singoli. Alcuni esempi sono: scarso collegamento tra la copertura e le murature d'ambito o assenza di catene o cordoli (fig. 1.7a), scadente collegamento tra solaio e parete (fig. 1.7b), muratura di scarsa qualità o di limitato spessore (fig. 1.7e), architravi deboli (fig. 1.7f) presenza di molte aperture o discontinuità (fig. 1.7i), scarso ammorsamento tra le pareti, copertura spingente o particolarmente pesante, fascia di muratura tra le aperture ridotta in altezza o nello spessore, assenza o scarso collegamento efficaci tra aggetti e corpo, elevata snellezza o pesantezza dell'elemento a sbalzo, errato dimensionamento degli elementi di copertura, maschi murari snelli o interrotti, eccessiva pendenza del terreno, murature o pilastri in falso, disomogeneità nel terreno di fondazione (fig. 1.7) (Gavarini, 1983).



(a) Ribaltamento fuori piano totale e parziale della facciata: in questo caso le vulnerabilità sono uno scarso collegamento tra la parete e gli orizzontamenti e la mancanza di cordoli, catene o tiranti.

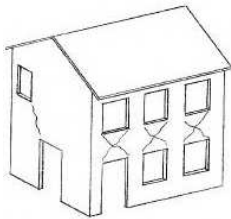
(b) Spanciamento della facciata: in questo caso le vulnerabilità sono l'eccessiva dimensione della parete ed uno scarso ammorsamento della parete stessa.



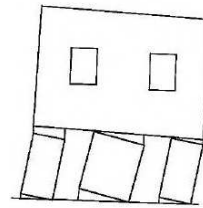
(c) Martellamento della copertura: le vulnerabilità sono uno scarso ammorsamento tra la copertura e la muratura e la copertura spingente.

(d) Scorrimento rigido della copertura: le vulnerabilità corrispondono ad uno scarso collegamento tra la copertura e le pareti e un eccessivo peso della copertura.

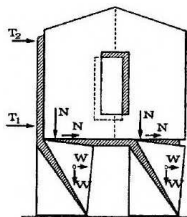
(e) Rottura a taglio dell'intera facciata: le vulnerabilità sono una scarsa qualità muraria e una possibile irregolarità delle aperture.



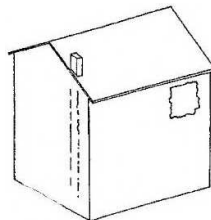
(f) Rottura a taglio nelle fasce di piano: la vulnerabilità corrisponde alla debolezza degli architravi.



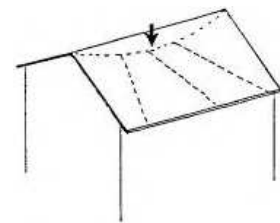
(g) Ribaltamento dei maschi murari per rotazione nel piano: le vulnerabilità corrispondono alla snellezza dei maschi stessi, ad una scarsa qualità muraria e ad aperture ampie.



(h) Rotazione nel piano di porzioni di maschi e contemporanea traslazione rigida dei piani sovrastanti: le vulnerabilità sono la snellezza dei maschi murari e una scarsa qualità muraria.



(i) Distacco delle diverse porzioni murarie, per diversa rigidità e/o concentrazione di tensioni in corrispondenza delle linee di discontinuità: le vulnerabilità corrispondono a una scarsa qualità muraria, alla presenza di discontinuità e di diversi materiali.



(j) Martellamento della copertura e conseguente crollo dei puntoni: le vulnerabilità corrispondono alla copertura spingente e al mancato ammorsamento tra copertura e pareti d'ambito.

Figura 1.7: Esempi di vulnerabilità tipiche degli edifici in muratura (Gavarini, 1983).

## 1.4 Modellazione agli elementi finiti

L'analisi strutturale tramite Metodo agli Elementi Finiti (o FEM, Finite Element Method) nasce negli anni '60 ed ha subito uno sviluppo esponenziale grazie alle sue potenzialità ed al campo estremamente vasto nel quale essa può essere impiegata.

La caratteristica principale del FEM è la discretizzazione del continuo, passando cioè da un numero infinito di gradi di libertà a un numero finito attraverso la creazione di una griglia (mesh) composta da elementi finiti, dove ognuno di essi è considerato come un campo di integrazione numerica di caratteristiche omogenee e di forma codificata.

L'analisi FEM serve per calcolare il comportamento strutturale di un sistema ed è particolarmente indicata quando si ha a che fare con strutture molto complesse o quando devono essere trattate macchine e sistemi meccanici dal punto di vista ingegneristico.

Gli elementi finiti sono entità geometriche più o meno regolari, caratterizzate da un determinato numero di nodi variabile a seconda del tipo di elemento, e possono essere di diversa forma e dimensione nello spazio. Tali nodi possono coincidere con i vertici degli elementi, ma possono anche essere disposti lungo i lati o addirittura all'interno di essi. L'intera soluzione del problema viene riferita ai nodi: per estendere i valori del campo delle incognite su tutto il corpo vengono utilizzate delle funzioni che, con un certo grado di approssimazione, riportano i valori nodali in ogni sottodominio. Ovviamente all'aumentare del numero di nodi, aumenta anche il grado del polinomio utilizzato per l'interpolazione dei dati ai nodi, e quindi aumenta anche la qualità dell'approssimazione, a discapito però di un costo computazionale sempre più elevato.

Su ciascun elemento caratterizzato da questa forma elementare, la soluzione del problema è espressa dalla combinazione lineare delle cosiddette funzioni di base o funzioni di forma (*shape functions*).

Nel caso in esame viene utilizzato il software DIANA FEA, sviluppato nel 1972 a Delft dalla "TNO Building and Construction Research Company". L'acronimo DIANA deriva da "DISplacement ANALyser", essendo basato sul metodo agli spostamenti.

Trattando il caso pratico, nel problema elastico lineare il sistema di equazioni da risolvere è rappresentato dall'eq. (1.3):

$$KU = R \tag{1.3}$$

con:

$K$ : matrice di rigidezza;

$U$ : vettore degli spostamenti nodali (quali spostamenti e rotazioni), ovvero l'incognita;

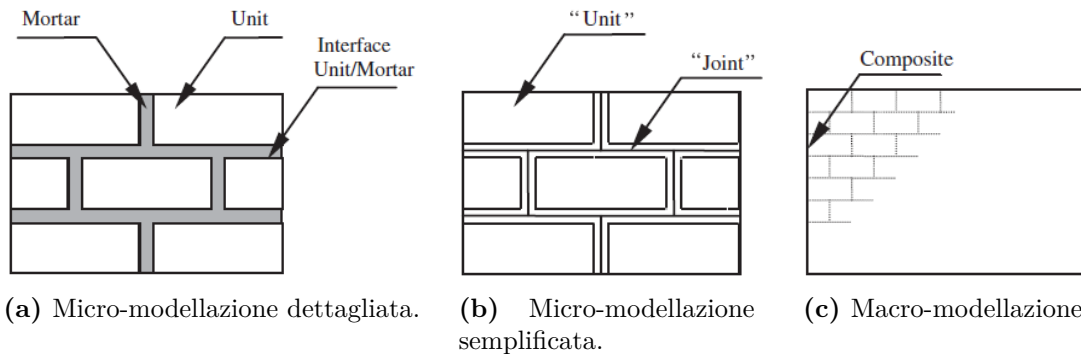
$R$ : vettore delle forze nodali corrispondente ai gradi di libertà del sistema  $U$ .

Si nota dunque come il numero di nodi, e di conseguenza il numero degli elementi, vada a influenzare la complessità del problema. Una scelta importante nella modellazione di una struttura riguarda infatti la scala di modellazione (Chai, 2020; De Maria et al., 2011).

### 1.4.1 Scala di modellazione della muratura

La muratura è un materiale che presenta distinte direzioni dovute ai giunti di malta che agiscono come piani di debolezza. In generale, l'approccio alla sua rappresentazione numerica può concentrarsi sulla micro-modellazione dei singoli componenti, cioè elementi resistenti (mattoni, blocchi, ecc.) e malta, o sulla macro-modellazione della muratura come materiale composito. A seconda del livello di accuratezza e della semplicità desiderata, è possibile utilizzare le seguenti strategie di modellazione (fig. 1.8):

- Micro-modellazione dettagliata: gli elementi resistenti e la malta nei giunti sono rappresentate da elementi continui, mentre l'interfaccia elemento resistente-malta è rappresentata da elementi discontinui. È un metodo di modellazione dettagliato con lo scopo di studiare l'azione combinata di elementi resistenti, malta e interfaccia in modo accurato (fig. 1.8a);
- Micro-modellazione semplificata: gli elementi resistenti sono rappresentati da elementi continui, mentre il comportamento dei giunti di malta e dell'interfaccia elemento resistente-malta è rappresentato da elementi discontinui. Di fatto in questo metodo l'elemento resistente viene espanso occupando il posto della malta modellando solo l'interfaccia (fig. 1.8b);
- Macro-modellazione: gli elementi resistenti, la malta e l'interfaccia sono modellato come elementi continui senza alcun tipo di distinzione. In questo caso il comportamento della muratura deve essere definito attraverso i parametri e non attraverso la geometria (fig. 1.8c).



**Figura 1.8:** Strategie di modellazione del materiale muratura (Lourenço, 2002).

La scelta di una strategia di modellazione dipende dall'obiettivo della modellazione. La micro-modellazione è necessaria per comprendere meglio il comportamento delle strutture in muratura: si applica in particolare ai dettagli strutturali, ma anche ai sistemi costruttivi moderni, come quelli in blocchi, in cui le aperture di porte e finestre spesso risultano in piedritti di poche unità di blocco. I macro-modelli sono applicabili quando la struttura è composta da pareti solide con dimensioni sufficientemente grandi, in modo che le sollecitazioni su tutta o lungo una macro-lunghezza siano essenzialmente uniformi. La macro-modellazione è più orientata alla pratica, grazie ai requisiti ridotti

di tempo e memoria e alla generazione di mesh di facile utilizzo. Questo tipo di modellazione è più utile quando è necessario un compromesso tra accuratezza ed efficienza: per questo motivo in questa tesi viene seguito l'approccio ad una macro-modellazione (Lourenço, 2002).

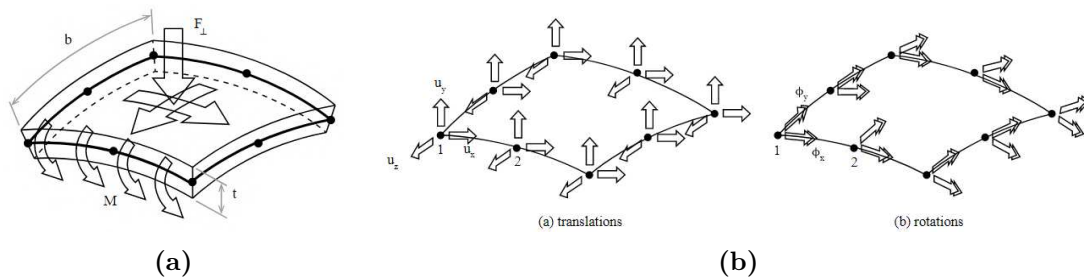
### 1.4.2 Elementi utilizzati nel FEM

Il software DIANA fornisce diverse categorie di elementi, i quali possono differire in base a forma, numero di nodi, dimensione nello spazio (mono, bi o tridimensionali) e numero di strati nello spessore. Per eseguire analisi non lineari (nel modello in esame sono state effettuate delle analisi pushover) è opportuno attribuire la categoria agli elementi di *curved shell* (fig. 1.9), ovvero elementi che, al contrario delle *flat shell*, supportano materiali non lineari e coordinate che non appartengono a un piano.

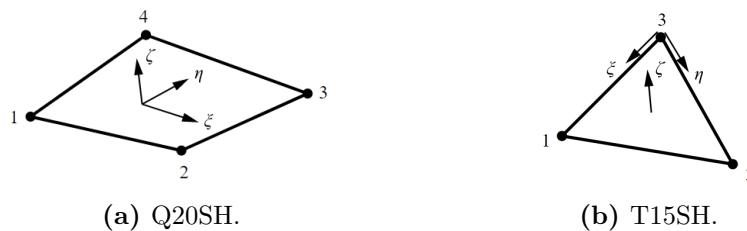
L'elemento curved shell si basa su due ipotesi:

- le fibre ortogonali rimangono rettilinee ma non necessariamente ortogonali al piano;
- la componente della tensione ortogonale al piano medio è nulla.

L'uso delle curved shell richiede inoltre di distinguere nella geometria la direzione in pianta degli elementi. Il tipo di elemento curved shell generato è un elemento quadrilatero a quattro nodi (Q20SH) o triangolare a tre nodi (T15SH) (fig. 1.10), appartenente alla categoria *regular elements* e caratterizzato dalle variabili deformazioni, tensioni di Cauchy, momenti e forze. Come per l'elemento *flat shell*, ciascun nodo è caratterizzato da cinque gradi di libertà, tre traslazionali e due rotazionali (in direzione X e Y).



**Figura 1.9:** Generico elemento curved shell (a) e relativi gradi di libertà (b) (Ferreira & Manie, 2022).



**Figura 1.10:** Tipi di elementi mesh in ambiente DIANA per le curved shell (Ferreira & Manie, 2022).



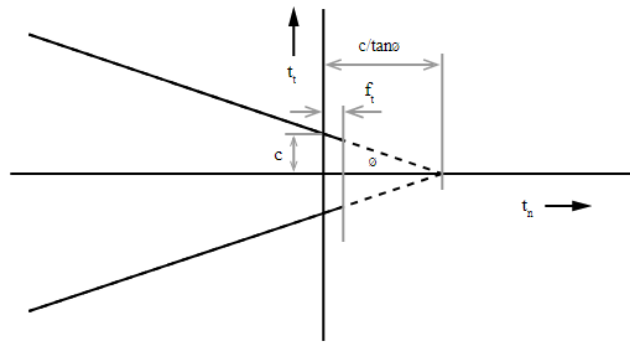
In uno step successivo è stato necessario implementare nel modello le discontinuità tra le U.S. tramite oggetti *interface*, ovvero connessioni tra i bordi delle superfici delle murature in grado di simulare le discontinuità. In DIANA queste sono definite su sub-shapes 2D (facce) o 1D (bordi) e possono essere di tre tipi:

- collegate: poste tra due elementi del continuo;
- di confine: poste tra elementi del continuo e un elemento vincolato;
- non connesse: poste tra due elementi del continuo non collegati.

Gli elementi di interfaccia strutturale descrivono il comportamento dell'interfaccia in termini di relazione tra gli sforzi normali e di taglio e gli spostamenti relativi normali e di taglio attraverso l'interfaccia. Le applicazioni tipiche degli elementi di interfaccia strutturale sono l'allettamento (*bedding*) elastico lineare e non (ad esempio l'allettamento senza tensione), la fessurazione discreta, lo scorrimento lungo l'armatura, l'attrito tra superfici, i giunti in roccia, la muratura, ecc. La connettività delle interfacce non cambia durante l'analisi e pertanto questi elementi non dovrebbero essere utilizzati in modelli con grandi slittamenti (spostamenti relativi di slittamento dell'ordine della dimensione del bordo dell'elemento o superiori). In base alla forma e alla connettività, esistono tre tipi di elementi strutturali di interfaccia:

- elementi di interfaccia nodale: sono collocati tra due nodi. Con questi elementi, la superficie e le direzioni dell'interfaccia sono specificate dall'utente;
- elementi di interfaccia a linea bidimensionale: sono collocati tra elementi di travatura, elementi di trave o bordi di elementi bidimensionali. Con questi elementi, la superficie e le direzioni dell'interfaccia sono valutate automaticamente dalla geometria dell'elemento stesso. Le variabili fondamentali per le interfacce strutturali sono gli spostamenti nodali. I valori derivati sono gli spostamenti relativi  $\Delta u$  e le trazioni  $t$ . Gli elementi dell'interfaccia strutturale descrivono una relazione tra  $t$  e  $\Delta u$  attraverso l'interfaccia;
- elementi di interfaccia piana: sono collocati tra facce di elementi tridimensionali. Anche in questi elementi la superficie e le direzioni dell'interfaccia vengono valutate automaticamente dalla geometria dell'elemento stesso.

Anche per l'elemento *interface* è stato necessario definire il comportamento tramite il materiale: tra i diversi comportamenti (tra cui lineare, non lineare, discrete cracking, bond-slip, Coulomb friction, non linear elastic friction, combined cracking-shearing-crushing, Janssen e contact elements) si è scelto di utilizzare il modello *Coulomb friction*, che segue appunto la legge di attrito di Coulomb (fig. 1.11), i cui parametri principali sono le rigidzze rispetto agli assi locali  $t_{n,y}$ ,  $t_{t,x}$  e  $t_{t,z}$ , la coesione  $c$ , l'angolo di attrito  $\phi$ , l'angolo di dilatanza  $\psi$  e il valore di tensile cut-off.



**Figura 1.11:** Legge dell'attrito di Coulomb (Ferreira & Manie, 2022).

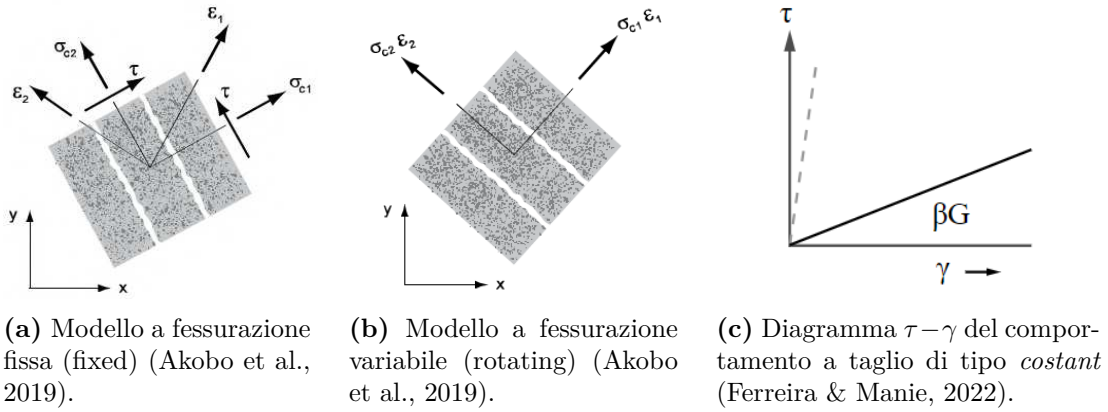
### 1.4.3 Legame costitutivo: Total Strain Crack Model

Il legame costitutivo adottato per la muratura è il *total strain crack model*, il quale descrive il comportamento a trazione e compressione di un materiale tramite il rapporto sforzo-deformazione (valutato nelle direzioni principali del vettore di deformazione) e segue un approccio basato sull'energia di frattura. L'ipotesi fondamentale alla base di questo legame è che le fessurazioni che si originano vengano distribuite in una certa area, diversamente dal modello a fessurazioni discrete, in cui le lesioni avvengono in una posizione precisa.

Due tipologie differenti di propagazione delle fessure sono definite per questo tipo di modello: fissa (fixed) e variabile (rotating) (fig. 1.12). Il modello fixed presuppone che gli assi delle fessure rimangano fissi una volta definita la loro direzione. È stato osservato che la fessura fissa (fig. 1.12a) riflette accuratamente le caratteristiche fisiche dei fenomeni fessurativi. È inoltre in grado di simulare il comportamento fisico delle fessure nel materiale in modo più accurato rispetto al modello variabile (fig. 1.12b), poiché valuta sia le sollecitazioni normali che quelle di taglio sulla superficie della fessura. Il modello variabile presuppone che la direzione delle fessure ruoti continuamente in funzione delle variazioni degli assi delle deformazioni principali quando si innescano le fessure.

Sia nel modello fisso sia in quello variabile vanno delineati il comportamento a compressione e trazione, mentre solamente nel primo va definito anche il comportamento a taglio: in questo caso la rigidità a taglio solitamente viene ridotta dopo la fessurazione attraverso l'introduzione del fattore di ritenzione al taglio  $\beta$ , che può assumere valori tra 0 e 1 (nel caso di modello rotating, tale fattore viene assunto pari a 1 di default). Tra i vari modelli per il comportamento a taglio che DIANA mette a disposizione, si sceglie un legame di tipo *constant* (fig. 1.12c).

I parametri richiesti dal software riguardanti le proprietà lineari del materiale sono il modulo elastico  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$  e la densità  $\rho$ . Per il comportamento a trazione e compressione esistono molteplici tipologie predefinite di relazione tensione-spostamento che il software DIANA mette a disposizione: le funzioni utilizzate per definire il modello del materiale utilizzato in questa tesi sono *exponential* per il comportamento a trazione e *parabolic* per il comportamento a compressione,



**Figura 1.12:** Modelli del comportamento a taglio residuo (Akobo et al., 2019; Ferreira & Manie, 2022).

entrambe formulate a partire dall'energia di frattura (è stato considerato anche il comportamento *ideal* (fig. 1.13c), il quale però dipende esclusivamente dalla resistenza del materiale)(fig. 1.13).

Per il comportamento a trazione si è fatto riferimento alla curva in fig. 1.13a e può essere vista come la funzione che combina il comportamento fragile del materiale con quello di softening, definita dall'energia di frattura, ovvero l'area sottesa dalla curva post rottura: presenta infatti un primo tratto crescente fino al raggiungimento della tensione di frattura, a seguito della quale vi è un esteso ramo di softening.

La curva parabolica adottata per il comportamento a compressione (fig. 1.13b) è descritta da tre valori caratteristici:

- la deformazione  $\alpha_{c/3}$ , rispetto alla quale viene raggiunto un terzo della resistenza massima a compressione  $f_c$ , definita dall'eq. (1.4):

$$\alpha_{c/3} = -\frac{1}{3} \frac{f_c}{E} \quad (1.4)$$

- la deformazione  $\alpha_c$ , da cui si ottiene la resistenza massima a compressione, definita dall'eq. (1.5):

$$\alpha_c = -\frac{5}{3} \frac{f_c}{E} = 5\alpha_{c/3} \quad (1.5)$$

- la deformazione ultima  $\alpha_u$  infine, a cui corrisponde una resistenza praticamente nulla, data dall'eq. (1.6):

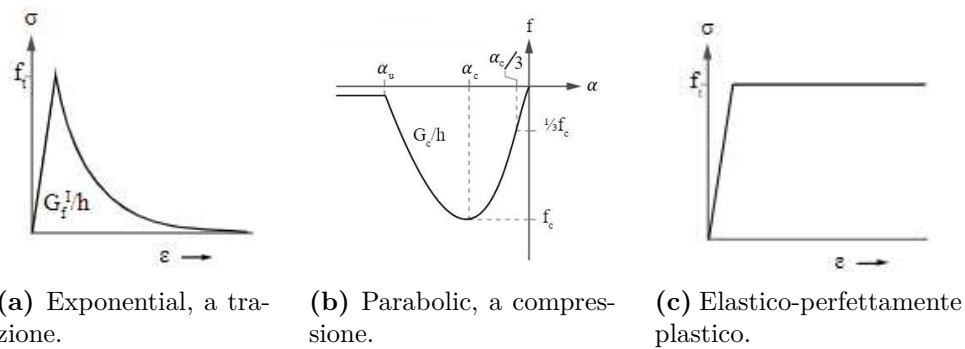
$$\alpha_u = \min \left( \alpha_c - \frac{3}{2} \frac{G_c}{hf_c}; 2, 5\alpha_c \right) \quad (1.6)$$

con:

$G_c$ : energia di frattura a compressione;

$h$ : lato dell'elemento finito.

In questo caso l'energia di frattura a compressione rappresenta l'area sottesa da tutta la curva.



**Figura 1.13:** Comportamenti assunti per la muratura (Ferreira & Manie, 2022).

## Capitolo 2

# Gli edifici in aggregato in muratura

L'Italia possiede un patrimonio architettonico molto vasto e di grande valore: risulta quindi di fondamentale importanza, per necessità e per il suo pregio storico-artistico, la sua preservazione e mantenimento in sicurezza.

Tra i tipi di edifici esistenti che ne fanno parte si possono distinguere gli edifici semplici, ovvero strutture isolate con la medesima destinazione d'uso, spesso residenziale, e strutture invece più complesse come chiese, palazzi, abbazie, torri e campanili, strutture incomplete e aggregati edilizi. In particolare con il termine "aggregato" si intende un insieme di edifici accorpati tra loro o a contatto, i quali possono avere delle interazioni sotto un'azione sismica o dinamica: presentano in genere caratteristiche costruttive non omogenee e stratificatesi nel tempo, con collegamenti strutturali più o meno efficaci tra i diversi edifici che lo compongono (ReLUIS, 2010).

Una delle differenze più importanti tra gli edifici semplici e gli altri tipi di edifici è il loro comportamento dal punto di vista sismico: nei primi questo è noto e non dipende da particolari aspetti se non la geometria e la struttura, mentre, ponendo l'attenzione sugli aggregati edilizi e in generale sulle strutture complesse, il comportamento durante un evento sismico può essere complicato e diverso di caso in caso, in generale, e come si vedrà meglio successivamente, questo dipende principalmente dall'interazione tra i singoli edifici che costituiscono l'aggregato. Sono particolarmente frequenti nei centri storici.

Gli aggregati possono essere analizzati in base al loro sviluppo distinguendo le schiere, ovvero una serie di edifici posti in linea che possono essere accostati o avere delle murature in comune, ed edifici complessi, sviluppati in maniera irregolare, che nascono complessi o lo diventano dopo una serie di aggregazioni o rifacimenti. Dal punto di vista materico un edificio può presentare una continuità, ovvero se le sue celle sono costituite dallo stesso materiale, mentre esistono edifici definiti 'misti', ovvero edifici in cui vengono utilizzati materiali diversi, principalmente a causa di interventi in epoche diverse o, non così di rado, interventi non ben eseguiti. Soprattutto nei casi di edifici complessi in aggregato o misti si generano una serie di incertezze non trascurabili dal punto di vista strutturale.

La definizione degli aggregati edilizi da normativa si ha solo nel 2008 con le N.T.C. (MIT, 2008): prima questi venivano suddivisi nei singoli edifici e studiati singolarmente senza considerare le interazioni tra essi. In Italia la maggior parte degli aggregati murari deriva dalla progressiva trasformazione delle singole unità che lo compongono, ovvero l'aggiunta di porzioni strutturali a quelle esistenti. In alcuni casi, gli edifici condividono le stesse pareti. In altri casi, le unità sono state costruite separatamente ma a contatto con quelle preesistenti. Pertanto, gli aggregati in muratura sono caratterizzati da un'ampia varietà strutturale a causa della loro evoluzione storica, dello stato di conservazione, dell'uso di materiali diversi e delle tecniche di costruzione (Angiolilli et al., 2021).

Il successivo aggiornamento delle N.T.C. è avvenuto nel 2018 con le N.T.C. (MIT, 2018) e relativa circolare (MIT, 2019) che citano gli aggregati al Cap. 8, Par. 8.7.1: qui viene inoltre indicata la necessità di individuare le cosiddette Unità Strutturali (U.S.), ovvero quelle porzioni di aggregato legate da un comune processo costruttivo, con un certo grado di unitarietà nel comportamento ad azioni sismiche o dinamiche e aventi continuità in altezza per il flusso dei carichi verticali. All'interno degli aggregati si individuano U.S. distinguibili dalle altre adiacenti per almeno una delle seguenti caratteristiche che individua un comportamento dinamico distinto:

- continuità tra cielo e terra;
- tipologia costruttiva;
- epoca di costruzione;
- differenza di altezza;
- irregolarità planimetrica con parti non collegate efficacemente;
- sfalsamento dei piani.

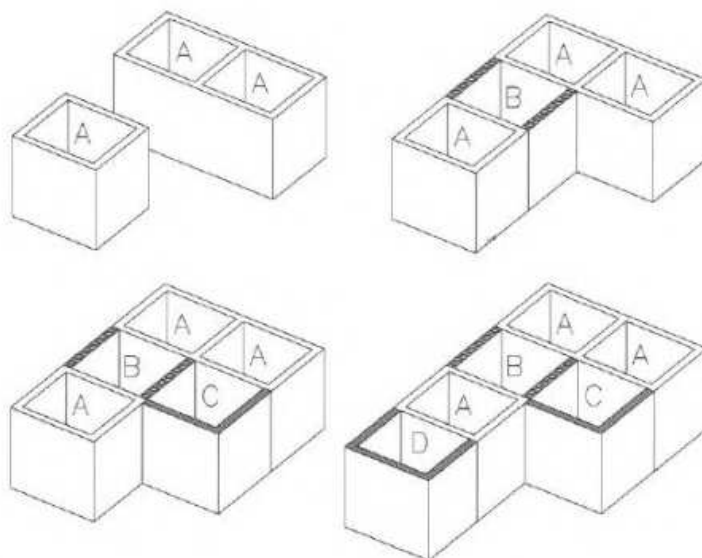
Allo stesso modo nel 2010 il consorzio interuniversitario ReLUIIS ha introdotto le Unità Minime di Intervento (U.M.I.), ovvero una porzione di aggregato costituita da una o più U.S. che siano oggetto di intervento unitario, e le Unità Minime di Analisi (U.M.A.), definite come una porzione di aggregato, generalmente più ampia della U.M.I., in modo da poter valutare eventuali effetti di interazione tra U.S. (Della Porta, 2020; ReLUIIS, 2010).

Per questo la fase conoscitiva è molto importante in quanto permette di distinguere dal punto di vista storico, geometrico, costruttivo e strutturale, le unità originarie della struttura, a cui si sono aggiunti nel tempo, per giustapposizione, altri edifici in affiancamento, ampliamenti ed interconnessioni che costituiscono i tratti distintivi dell'edilizia in aggregato (da Porto et al., 2013; MIT, 2018).

## 2.1 Comportamento degli aggregati a forze orizzontali: l'effetto aggregato

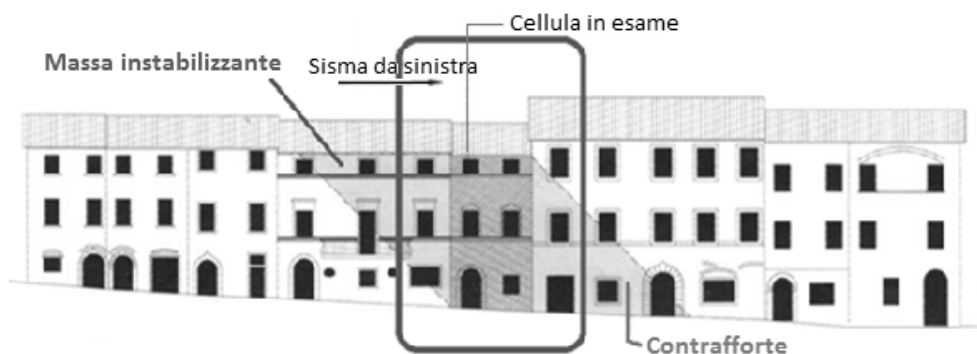
A causa della loro genesi temporale e le variabili che questo comporta, è difficile una schematizzazione degli aggregati come singole celle. La progressiva aggregazione di più U.S. porta ad una configurazione statica sempre più vulnerabile sotto l'aspetto sismico in cui i meccanismi di una singola cella si ritrovano amplificati ai livelli superiori: oltre i tre livelli una singola U.S. colpita dal sisma riscontra problematiche anche nel caso di un buon collegamento con gli orizzontamenti. In questi casi risulta necessaria un'azione di contrasto più che di miglioramento strutturale che può trovare soluzione nell'accostamento di più U.S. In base a questo criterio nasce l'esigenza di studiare l'edilizia storica ponendo particolare attenzione agli aggregati edilizi come celle collaboranti.

Fino all'introduzione della materia urbanistica e strutturale in normativa, gli edifici erano costruiti sfruttando il muro di confine degli edifici esistenti: non tutti gli edifici o U.S. si possono considerare scatole "chiuse", ma aventi solo tre lati costruiti nello stesso momento e quindi ben ammortati (fig. 2.1).

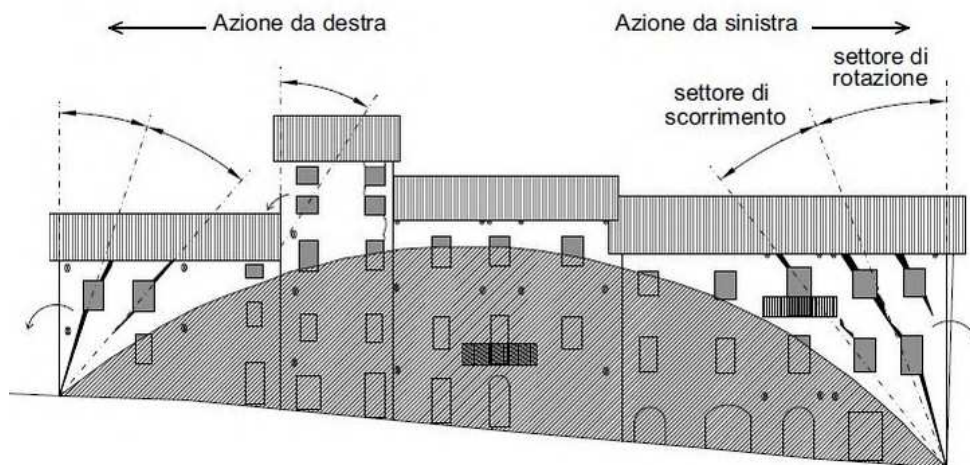


**Figura 2.1:** Meccanismi di accrescimento dell'edilizia storica e posizione delle celle nel contesto degli edifici confinanti (Borri, Cangi & De Maria, 2011).

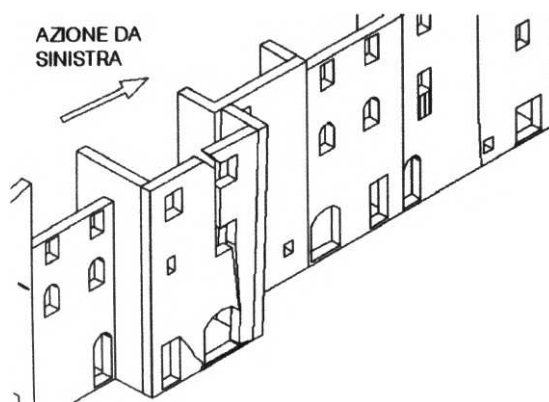
Ponendo l'attenzione sugli edifici in aggregato, ed in particolar modo alle schiere, è possibile analizzarne il comportamento alle azioni orizzontali. Se le singole U.S., soprattutto se di più di due piani, difficilmente contrastano in maniera efficace un'azione sismica, nelle schiere queste possono contare sul contributo di quelle adiacenti generando un effetto stabilizzante: per le cellule intercluse questo, salvo casi particolari, è sempre vero (fig. 2.2), mentre le U.S. di testata non possono godere dello stesso effetto. Questo deriva dal fatto che per le U.S. intercluse le forze sismiche si trasferiscono agevolmente verso le fondazioni, mentre nelle testate non c'è spazio affinché questo meccanismo avvenga (fig. 2.3): è importante sottolineare però che questo è vero fino a che i prospetti sono allineati (fig. 2.4).



**Figura 2.2:** Cellule centrali di un isolato a schiera: schema di diffusione delle azioni sismiche (Borri, Cangi & De Maria, 2011).



**Figura 2.3:** Porzioni stabili sottese da un'arcata ideale raccordata alle linee di criticità di estremità (Borri, Cangi & De Maria, 2011).



**Figura 2.4:** Caso di prospetto non allineato tra U.S. contigue (Borri, Cangi & De Maria, 2011).



Analizzato il comportamento generale degli edifici in aggregato sotto l'azione sismica, si può intuire come la risposta dello specifico aggregato sia molto dipendente da diversi aspetti come il numero e la posizione delle U.S., la qualità delle connessioni tra le unità, le tecniche costruttive, le irregolarità in pianta e in elevazione delle singole U.S., l'allineamento delle aperture e la presenza di piani sfalsati. Pertanto, lo studio della vulnerabilità sismica di edifici in muratura interagenti di aggregati esistenti rappresenta un compito difficile e aperto che finora non è stato ampiamente indagato, come anche la ricerca di un metodo affidabile per questo studio. In generale, i progressi nello sviluppo di metodi di analisi sono stati limitati dalla mancanza di dati sperimentali sulla risposta sismica sugli aggregati, che potrebbero costituire un utile punto di riferimento per calibrare i modelli numerici. Sebbene le campagne sperimentali possano costituire un importante punto di riferimento necessario ai fini della validazione di un metodo, è evidente che le semplificazioni richieste per l'esecuzione delle prove non possono costituire comunque una valida opzione in termini pratici, oltre che a non essere in grado rappresentare tutta la varietà e la complessità degli edifici esistenti in termini di geometria, massa, proprietà meccaniche e dettagli strutturali: è quindi essenziale integrare l'indagine sperimentale con l'analisi numerica. In questo contesto, data l'ampia quantità di informazioni richieste per la valutazione della vulnerabilità sismica degli aggregati, sono stati presentati in letteratura diversi metodi semplificati per le valutazioni strutturali a grande scala. Tali metodi consentono di classificare un numero elevato di strutture in breve tempo e di identificare gli edifici che richiedono indagini approfondite. D'altra parte però maggiore è la scala a cui si analizzano i risultati e minore sarà la loro affidabilità e importanza: uno studio che indaga la vulnerabilità di un aggregato nel suo dettaglio è decisamente più affidabile di studi che esaminino la vulnerabilità di un intero quartiere. La maggior parte delle analisi dei casi pratici si riferiscono solitamente a singole U.S. all'interno dell'edificio, come consentito dalla Circolare N.T.C. (MIT, 2019), o si basano sull'uso di approcci semplificati che trascurano la modellazione accurata dell'intero aggregato, sebbene tentino di includere anche in modo orientato alla pratica i possibili effetti di interazione (Angiolilli et al., 2021).

Gli studi presenti in letteratura possono essere distinti in base al metodo di modellazione dell'edificio tra cui Modelli ad Elementi Finiti (FEM), Modelli ad Elementi Discreti (DEM) o a telaio equivalente, e in base al tipo di analisi, tra cui statica o dinamica e cinematica. Molte di queste analisi vengono effettuate su singole unità o su aggregati in cui le U.S. siano modellate con una perfetta connessione tra loro studiando l'aggregato come edificio unitario.

Lo studio di Bernardini et al. (2019) analizza e propone un metodo basato sulla ricerca della porzione ottimale di aggregato da considerare nella modellazione, corrispondente in qualche modo alla Minima Unità di Analisi definita da ReLUIS (2010). La ricerca ha come obiettivo principale lo studio del comportamento di un'U.S. posta in angolo e per questo propone una serie di combinazioni tra le U.S., modellando l'intero l'aggregato, solo le celle adiacenti e l'U.S. singola: il risultato è che la combinazione migliore si ha analizzando l'U.S. con le U.S. immediatamente adiacenti, con un comportamento intermedio tra l'aggregato completo e la singola U.S.

Ramos e Lourenço (2004) analizzano l'influenza dell'aggregazione su un edificio (il cosiddetto "effetto aggregato"), attraverso analisi statiche non lineari (NSA) con un modello FEM. I risultati hanno mostrato che i singoli edifici avevano valori di resistenza inferiori rispetto a quelli del complesso e che, in generale, l'effetto aggregato era vantaggioso per gli edifici. Sulla base di questi risultati, gli autori hanno suggerito che l'analisi di sicurezza degli aggregati in muratura può essere effettuata considerando gli edifici isolati, riducendo in larga misura lo sforzo e il tempo; solo quando l'analisi sull'edificio isolato indica una condizione di non sicurezza, l'analisi può essere perfezionata considerando l'intero aggregato.

Lo studio di Fagundes, Bento e Cattari (2017) confronta invece il comportamento di un intero aggregato e delle sue singole U.S. tramite delle analisi statiche non lineari con un modello a macro-elementi, ignorando il meccanismo di fuori piano: i risultati hanno mostrato che si ottiene una prestazione sismica inferiore della singola U.S. quando gli edifici adiacenti hanno altezze diverse.

Lo stesso procedimento viene seguito in Chieffo, Formisano e Lourenço (2023), da cui concludono che le differenze principali nel comportamento dell'edificio dipendono dalla presenza di aperture nei setti e dalla loro disposizione, dalla regolarità in pianta, non solo in termini di accelerazione ma anche di spostamento ultimo, e dall'eterogeneità del materiale.

Le stesse conclusioni sono ottenute in Chiumiento e Formisano (2019), dove si analizza l'effetto aggregato sia con un modello a macro-elementi sia con delle schede di vulnerabilità: il confronto dei risultati porta a ritenere queste ultime un buon strumento, in via speditiva, per gli aggregati, oltre a confermare gli aspetti visti in precedenza.

Un caso differente è stato analizzato in Puncello, Caprili e Roca (2022), dove l'edificio studiato è un'abbazia tramite modello FEM: una volta individuate le singole U.S. sono state analizzate prima singolarmente e successivamente in aggregato con diverse combinazioni, per poi sviluppare dei modelli delle singole U.S. ponendo dei vincoli elastici per simulare l'U.S. adiacente senza la necessità di modellarla. È stato ottenuto un buon confronto tra un'analisi FEM dell'edificio completo e l'approccio semplificato in termini di capacità, scelta come parametro di confronto rilevante, con un errore relativo dell'ordine del 3%. Tuttavia, il metodo semplificato ha previsto una rigidezza delle U.S. inferiore a quella del modello FEM globale, nonostante l'introduzione dei vincoli elastici.

In Valente et al. (2019) vengono analizzati due aggregati in linea con modelli FEM tramite analisi dinamiche non lineari. Oltre a risultati simili a quelli descritti in precedenza, si ottiene che le porzioni più danneggiate sono quelle degli edifici più alti che non hanno un sostegno laterale o quelle con spessori ridotti; la presenza delle aperture è una caratteristica importante in quando riducono di molto la resistenza delle murature e si ha una buona correlazione tra energia dissipata nelle pareti e spostamenti normalizzati: le pareti con maggior danno sono quelle con spostamenti maggiori.

A simili conclusioni giungono anche Formisano, Chieffo e Vaiano (2021) in quanto rivelano come la posizione all'interno dell'aggregato abbia un'influenza significativa sulla risposta complessiva e sui danni strutturali. In particolare, le U.S. in posizioni

intermedie hanno danni limitati poiché beneficiano della protezione delle U.S. adiacenti, mentre le unità angolari o di testa con pareti libere hanno una capacità di spostamento aumentata durante il terremoto, contribuendo ad aumentare i danni.

Gli studi menzionati portano alla conclusione che la valutazione della risposta sismica di un'U.S. non dovrebbe essere affrontata come se la struttura fosse isolata ma va tenuto conto anche delle problematiche sopra descritte, quali disconnessioni tra U.S., differenti tecniche costruttive, irregolarità in pianta o alzata, aperture non allineate e piani sfalsati.

### **Problematiche**

Gli aspetti particolarmente critici nella valutazione degli aggregati sono:

- la disomogeneità nelle strutture portanti in quanto risultato del processo di “assemblaggio” nel tempo;
- la compresenza di diversi materiali, spesso con caratteristiche di rigidità e resistenza molto differenti tra loro: non così raramente infatti sono stati eseguiti interventi di ristrutturazione che prevedevano di rinforzare una struttura in muratura con elementi in calcestruzzo armato come cordoli o intonaci armati che non cambiano il volume dell'edificio ma ne cambiano il suo comportamento strutturale in maniera decisamente importante;
- alterazioni strutturali incongrue, come porzioni realizzate in epoche diverse (ampliamenti, sopraelevazioni, ecc.), a volte strutturalmente collegate alle strutture preesistenti, altre volte connesse solo parzialmente.

Dal punto di vista dell'esecuzione degli interventi si pone anche il problema dell'assetto proprietario dell'aggregato rispetto all'assetto strutturale. La suddivisione delle proprietà può non coincidere con l'organizzazione delle U.S. e inoltre l'intervento può compromettere le U.S. adiacenti. Questa serie di fattori determinano principalmente due livelli di difficoltà. Il primo è l'individuazione dell'aggregato e delle sue U.S. in quanto frutto di un processo di “assemblaggio” nel tempo, in secondo luogo la conoscenza corretta ed univoca del sistema strutturale che lo compone (ReLUIIS, 2010).

## **2.2 Modalità di studio degli edifici in aggregato**

A seguito del sisma del 2009 che ha colpito la regione Abruzzo è sorta la necessità di stendere delle linee guida allo scopo di studiare gli aggregati in modo sistematico così da intervenire su di essi in modo efficace evitando i danni visti proprio nei sismi passati. Con questo obiettivo nel 2010 il consorzio interuniversitario ReLUIIS ha fornito le Linee Guida per lo studio degli edifici in Aggregato (LGA) che delineano degli strumenti per una corretta valutazione del comportamento meccanico dell'aggregato attraverso la lettura del suo sistema costruttivo e l'interpretazione delle cause di danno al fine di prevedere gli interventi più adeguati per migliorare il comportamento sismico della struttura.

In particolare le LGA prevedono una prima fase di conoscenza del manufatto per poi analizzarlo in modo approfondito:

- Identificazione dell'aggregato: ricerca preliminare delle informazioni sulla sua costruzione e sulle sue fasi storiche allo scopo di capire il grado di aggregazione tra le murature e quindi avere un quadro chiaro sulle U.S.;
- Rilievo geometrico: va eseguito il rilievo di tutto l'aggregato e non solo delle U.S. di interesse. Questa fase consente di ottenere la distribuzione spaziale e le caratteristiche degli elementi strutturali dell'edificio, sia gli spessori di murature, solai e di tutti gli elementi che influenzano la risposta sismica (eventuali fuori piombo, murature in falso, rastremazioni delle pareti, discontinuità murarie come nel caso di canne fumarie, forma e dimensioni dei fori sulle pareti, ecc.). La rappresentazione di questo rilievo deve avvenire tramite piante, prospetti e sezioni, preferibilmente in scala 1:100, e rappresentazioni tridimensionali, oltre che da una documentazione fotografica;
- Rilievo costruttivo-strutturale: basandosi sul rilievo geometrico si procederà poi all'individuazione del sistema costruttivo e dello schema strutturale. Questo sarà corredato da elaborati specifici che descrivono gli elementi strutturali come murature, solai, coperture, eventuali elementi di rinforzo, anche tramite abachi di riferimento. Lo scopo principale di questa fase è quella di identificare e localizzare gli elementi che possono influenzare il comportamento meccanico della costruzione ed evidenziare le sue precarietà. Questo passo consente anche l'attribuzione dei pesi propri e dei carichi gravanti su ogni elemento della costruzione. A questo scopo è possibile anche avvalersi di prove in sito. Si deve prestare particolare attenzione a:
  - apparecchiature murarie: il loro studio non si deve fermare al solo materiale e al tipo di finitura, ma deve entrare anche nel merito della disposizione degli elementi resistenti che influenzano la resistenza della muratura;
  - qualità del collegamento tra pareti verticali (ammorsamento nei cantonali, catene, ecc.): è necessario mettere in luce i casi in cui i collegamenti tra pareti ortogonali siano assenti e pertanto da migliorare in fase di progetto;
  - elementi di discontinuità della muratura determinati da cavedi, canne fumarie, ecc.;
  - tipologia degli orizzontamenti e delle volte: oltre ai materiali che costituiscono solai, coperture e volte, deve essere valutata anche la loro rigidità nel piano dal momento che questo può influire sul comportamento dell'aggregato;
  - qualità e tipi dei sistemi di collegamento tra orizzontamenti (solai, volte e coperture) e pareti ed eventuale presenza di presidi di rinforzo quali catene o cordolature, oltre ad indagare eventuali strutture spingenti;
  - tipi ed efficienza strutturale degli architravi al di sopra delle aperture;

- tipi ed efficienza strutturale delle murature sottofinestra;
  - presenza di elementi strutturalmente efficienti atti a eliminare o contrastare eventuali spinte (come contrafforti o speroni);
  - presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
  - tipi di fondazioni (anche mediante abachi).
- Rilievo dello stato di danno, dei dissesti e del degrado: consente di definire eventuali criticità e carenze del sistema strutturale e deve essere rappresentato in modo da consentire l'interpretazione del dissesto per le diverse componenti strutturali, indicando le lesioni in base al loro andamento ed entità. Allo stesso modo il degrado può avere un'influenza importante a livello strutturale: il suo rilievo può essere limitato alle sole forme di alterazione che abbiano un impatto significativo sul comportamento degli elementi strutturali (come la marcescenza in corrispondenza della testa delle travi). L'interpretazione delle cause del dissesto deve possibilmente essere corredata da una ricognizione del danno storicamente documentato nell'aggregato, come anche gli interventi eseguiti e il loro periodo di esecuzione;
  - Rilievo degli elementi di interesse storico-artistico e del relativo danno: da sviluppare nel caso in cui all'interno dell'aggregato siano presenti elementi di interesse storico-artistico e presumibilmente soggetti a vincolo. È importante in quanto, se l'opera è di un determinato valore cambierà anche l'azione sismica di progetto;
  - Indagini per la caratterizzazione meccanica dei materiali e delle strutture: è necessaria per caratterizzare le proprietà dei materiali quali resistenza a compressione, a trazione e a taglio, oltre a rilevare i carichi a cui sono soggetti. In base al livello di conoscenza che si desidera raggiungere si possono eseguire prove più o meno sofisticate. Si distinguono principalmente indagini visive (indagini tradizionali basate sull'ispezione visiva diretta del manufatto ed eventualmente integrate da tecniche più sofisticate come termografia, georadar o prove soniche) e strumentali (prove debolmente distruttive o distruttive come martinetto piatto singolo, martinetto piatto doppio, prova a compressione (diagonale o compressione e taglio) su un pannello murario).

Raggiunto un livello di conoscenza adeguato, la diagnosi e la sintesi interpretativa del rilievo del danno richiedono l'individuazione dei meccanismi di collasso come descritti al par. 1.2.2.

Lo step successivo è la valutazione della sicurezza del manufatto. In primo luogo si analizza la sismicità storica del sito in cui si trova l'aggregato e si calcola l'azione sismica di riferimento per la verifica. Successivamente si procede alla definizione del modello strutturale e alla verifica di sicurezza vera e propria. La modellazione di un edificio o di un aggregato può avvenire mediante un approccio globale, che interessa la struttura nel suo complesso, o un approccio locale, che considera singole porzioni.

Tra i metodi globali si possono ricordare (De Maria et al., 2011; De Pisapia, 2020b):

- VET: si tratta di un metodo globale introdotto dalla Regione Friuli Venezia-Giulia con la LR n. 30 del 20 giugno 1977 (Regione Friuli Venezia Giulia [RFVG], 1977) a seguito del sisma del Friuli del 6 maggio 1976. Costituisce il primo calcolo manuale in Italia per pareti sollecitate da forze sismiche. Si effettua una verifica globale degli edifici soggetti a forze orizzontali allo stato limite di elasticità, facendo coincidere questo limite alla crisi dei maschi murari. Questo metodo può applicarsi solo a edifici con maschi e vani regolari.

Le ipotesi per la sua applicazione sono:

- la crisi si raggiunge per taglio alla prima fessurazione;
- la resistenza a taglio viene calcolata con la formula di Turnsek-Cacovic (eq. (2.1)) (Turnsek & Cacovic, 1970);
- i solai sono rigidi nel piano e ben collegati alle pareti murarie;
- la ripartizione delle azioni orizzontali avviene tra le pareti parallele alla direzione delle forze in modo proporzionale alla rigidezza tagliante dei maschi.

$$V_{max} = A_{res} \times f_{td} \times \sqrt{1 + \frac{W}{A_{res} \times f_{td}}} \quad (2.1)$$

con:

$A_{res}$ : area di base resistente della muratura

$f_{td}$ : resistenza a trazione della muratura

$W$ : peso dell'edificio.

Una volta calcolata  $V_{max}$  è possibile calcolare il coefficiente sismico  $c$  (eq. (2.2)) come:

$$c = \frac{V_{max}}{W} \quad (2.2)$$

Si può quindi comparare  $V_{max}$  con il taglio alla base effettivamente agente e  $c$  con l'accelerazione a cui è soggetta la struttura. Si consideri che il valore risultante è un valore massimo in quanto prevede che tutti i maschi murari siano plasticizzati (RFVG, 1977).

- POR: è un metodo previsto allo stesso modo dalla LR n. 30 del 20 giugno 1977 della Regione Friuli Venezia-Giulia (RFVG, 1977). Le ipotesi alla base del metodo POR sono:
  - solai infinitamente rigidi nel piano;
  - fasce di piano infinitamente rigide e resistenti e rottura solo nei maschi murari;
  - meccanismi di rottura dei maschi murari solo per fessurazione diagonale;

- il materiale ha un legame costitutivo di tipo elastico perfettamente plastico fino al collasso, a duttilità prefissata;
- la ripartizione delle forze d'inerzia tra i maschi di piano si effettua proporzionalmente alla rigidezza in campo elastico, considerate interamente reagenti, trascurando l'eventuale parzializzazione.

Allo stesso modo del metodo VET, la procedura consiste nel calcolo di un parametro di resistenza da confrontare con un parametro sismico. Si tratta di un metodo di analisi molto semplice che si presta bene al calcolo manuale ed è pertanto utilizzabile per la validazione dei risultati ottenuti da software di calcolo che utilizzano modelli più complessi. Questo metodo ha però il limite di essere applicabile solo a fabbricati con massimo due piani in elevazione. Per strutture con più di due piani il metodo POR diventa poco affidabile, sovrastimando la resistenza della parete. Per ovviare a questo problema è stato sviluppato il metodo PORFLEX che, a differenza del metodo POR, considera i solai nel piano infinitamente rigidi ma non infinitamente resistenti, meccanismi di rottura per le pareti sia a taglio che per pressoflessione, sforzo normale variabile in funzione dell'azione orizzontale e fasce di piano non più infinitamente resistenti.

Anche il metodo PORFLEX presenta dei limiti:

- non è considerato il meccanismo di collasso per taglio-scorrimento;
  - non si ottiene l'equilibrio globale della parete, in quanto viene imposto l'equilibrio alla rotazione piano per piano, senza tener conto del momento ribaltante indotto dalle azioni orizzontali applicate ai piani superiori (De Maria et al., 2011).
- Telaio equivalente: questo metodo prevede di modellare la parete schematizzandola come un telaio, con nodi infinitamente rigidi in corrispondenza delle intersezioni tra maschi murari e fasce di piano. Il metodo del telaio equivalente, nel caso di aggregato con buona qualità muraria e aperture disposte in modo regolare, riproduce fedelmente il comportamento della parete muraria e permette di individuare il meccanismo di collasso che si verifica per primo in funzione del valore delle sollecitazioni nei maschi e nelle fasce. I tempi di risoluzione del modello sono molto ridotti rispetto al metodo degli elementi finiti grazie al minor numero di elementi da calcolare.

L'evoluzione del telaio equivalente è stata il metodo Frame by Macro Elements (FME), che utilizza il macro-elemento finito. Si tratta di un modello con comportamento non lineare che prende in considerazione i diversi meccanismi di rottura del pannello murario e varia la sua rigidezza man mano che il danneggiamento della parete aumenta. Al raggiungimento dello spostamento ultimo, il contributo in termini di rigidezza e resistenza dell'elemento viene annullato.

- FEM (Finite Element Method, Modello a Elementi Finiti): questo metodo consiste nel discretizzare le pareti mediante una mesh composta da elementi finiti

triangolari o quadrangolari collegati in corrispondenza di nodi. Si tratta di un metodo che comporta un onere computazionale molto elevato che aumenta all'aumentare del livello di discretizzazione delle pareti (elementi finiti di dimensioni minori aumentano i nodi del modello e di conseguenza la dimensione della matrice di rigidezza). D'altra parte questo metodo consente di avere dei risultati molto accurati: per ogni punto della mesh infatti possiamo conoscere, tra gli altri dati, lo spostamento dei nodi, le tensioni e le deformazioni nelle direzioni globali e principali, le reazioni vincolari e la dimensione dell'apertura delle fessure.

L'analisi degli edifici in muratura con il metodo degli elementi finiti è più adatto alla ricerca scientifica che alla pratica professionale, in quanto richiede la corretta definizione di tutti i parametri in gioco, lunghi tempi di risoluzione ed un elevato onere computazionale, soprattutto nel caso di strutture di grandi dimensioni.

Le N.T.C. (MIT, 2018) e la relativa circolare (MIT, 2019) prescrivono diversi metodi di analisi per un edificio: per gli edifici esistenti in muratura, la valutazione sismica può essere effettuata dal punto di vista locale e globale. Nel caso di meccanismi locali (par. 1.2.2) solitamente si fa ricorso all'analisi limite dell'equilibrio, ovvero da un punto di vista cinematico, con la quale è possibile valutare la capacità sismica della parete in funzione della resistenza (tramite adeguato fattore di struttura) o dello spostamento (azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo). Nel caso dei meccanismi globali invece, definiti anche meccanismi d'insieme, i metodi di analisi indicati possono essere classificati in quattro categorie:

- analisi statica lineare: consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica. Può essere applicata a edifici il cui periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$ , dove  $T_C$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante nello spettro di risposta e  $T_D$  è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante (lo spettro di risposta corrisponde ad un grafico che riporta in ascissa il periodo di oscillazione ed in ordinata l'accelerazione corrispondente), e che la costruzione sia regolare in altezza. Nel caso di costruzioni in muratura quest'ultima condizione può essere trascurata, ed è possibile effettuare l'analisi anche per costruzioni non regolari in altezza, tenendone conto però nel taglio totale alla base con l'applicazione di un opportuno coefficiente. L'analisi statica lineare corrisponde a un'analisi dinamica lineare semplificata in cui si considera un solo modo di vibrare di periodo  $T_1$  (De Pisapia, 2020b; MIT, 2019).
- analisi dinamica lineare: consiste nell'esecuzione dei seguenti punti:
  - determinazione dei modi propri di vibrare del sistema strutturale mediante l'esecuzione dell'analisi modale;
  - per ciascun modo di vibrare viene calcolato l'effetto dell'azione sismica utilizzando lo spettro di risposta di progetto;



- gli effetti dell’azione sismica calcolati per ciascun modo di vibrare del sistema vengono combinati tra loro come previsto dalle N.T.C. (MIT, 2018) e dalla relativa circolare (MIT, 2019), ossia considerando tutti i modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi di vibrare la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%.
- analisi statica non-lineare: nota anche come analisi pushover, ha lo scopo di ottenere la curva di capacità della costruzione. La curva di capacità è espressa dalla relazione  $F_b - d_c$ , in cui  $F_b$  è il taglio totale alla base della struttura e  $d_c$  lo spostamento di un punto di controllo, generalmente rappresentato dal baricentro dell’ultimo impalcato della costruzione o comunque un punto in sommità rappresentativo dello spostamento complessivo dell’edificio. Sono possibili due tipi di analisi statiche non lineari in base alla modalità di applicazione delle forze:
  - proporzionale alle masse (o alle forze d’inerzia), ossia con un carico uniforme su tutta l’altezza dell’edificio;
  - proporzionale ai modi di vibrare, ossia con un carico proporzionale all’altezza dell’edificio (quindi una distribuzione triangolare).
- analisi dinamica non-lineare: consiste nell’integrazione delle equazioni del moto per il calcolo della risposta sismica di una costruzione sottoposta a un determinato evento sismico utilizzando un accelerogramma con un modello non lineare della struttura. La normativa prescrive che i risultati di questa analisi vengano confrontati con i risultati di un’analisi modale con spettro di risposta al fine di controllare le differenze in termini di taglio alla base.

Questi tipi di verifiche sono da effettuare nel caso in cui sia garantito il comportamento d’inseme della struttura. Nel caso questo non avvenga, è più indicato eseguire prima un’analisi per parti, ovvero l’analisi cinematica lineare o non lineare, andando ad indagare quindi per quali accelerazioni si attivano i meccanismi fuori piano visti al par. 1.2.2.

### **Scelta del metodo di analisi: analisi pushover**

Per ottenere una previsione più realistica possibile della risposta sismica della struttura è necessario tenere conto del comportamento non lineare della stessa, escludendo quindi le analisi lineari.

Sebbene l’analisi più completa ed efficace per lo scopo sia senza dubbio la dinamica non lineare, si è scelto di procedere con un’analisi statica non lineare principalmente per la sua rapidità di esecuzione, ma senza compromettere l’accuratezza dei risultati e consentendo un’interpretazione semplice degli stessi. La differenza principale che porterebbe all’utilizzo di una analisi dinamica non lineare risiede nel fatto che queste ultime applicano alla struttura storia temporali (reali o sintetiche), portando a risultati più realistici e meglio confrontabili con la realtà.

L'analisi statica non lineare comprende due aspetti principali:

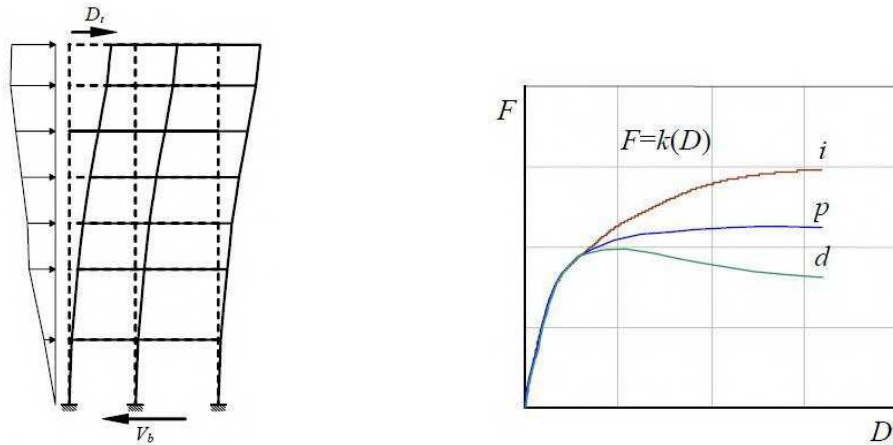
- determinazione di un legame forza-spostamento, definito come curva di capacità che vuole rappresentare il reale comportamento monotono della struttura;
- valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (*performance point*) raggiunto dall'edificio a fronte di un evento sismico definito tramite uno spettro di risposta elastico in accelerazione.

Viene utilizzata per individuare il comportamento di una struttura quando è soggetta a una determinata azione (forza o spostamento) e viene definita anche come analisi di spinta (o pushover), poiché consiste nello “spingere” la struttura fino al collasso o finché un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato. La spinta si ottiene tramite un sistema monotono di un profilo di forze o di spostamenti orizzontali prestabilito in corrispondenza di ciascun piano applicato in maniera incrementale-iterativa. Per descrivere il comportamento del sistema attraverso la curva di capacità, e dunque in termini di legame forza-spostamento, è opportuno scegliere un solo parametro di forza e un solo parametro di spostamento: rispettivamente si selezionano il taglio alla base e lo spostamento della mezzeria del colmo della copertura dell'aggregato (fig. 5.30).

La curva di capacità (o curva pushover) rappresenta la capacità di un sistema di contrastare una certa azione esterna e dipende dalla rigidità o dalla flessibilità della struttura, le quali sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema, che a loro volta dipendono dalle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura stessa: la capacità della struttura è quindi indipendente da qualsiasi richiesta sismica e descrive semplicemente le caratteristiche intrinseche del sistema resistente.

Generalmente esistono tre differenti curve di capacità, che riproducono altrettanti comportamenti. Per tutte le curve il primo tratto è elastico lineare fino al punto di snervamento, ovvero dove inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare: a questo punto si ha un tratto post-elastico che può essere lineare-incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*) (fig. 2.5). Ciascun punto definito dalla curva rappresenta uno specifico stato di danno strutturale.

Quando un terremoto induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale (Albanesi & Nuti, 2007).



(a) Spostamento in sommità ( $D_t$ ) e il taglio alla base ( $V_b$ ), utilizzati per descrivere il comportamento della struttura.

(b) Curva di capacità generica di un sistema reale in cui si mettono in risalto le tre tipologie di tratto post-elastico.

**Figura 2.5:** Esempio di applicazione dell'analisi di spinta (caso di un edificio a telaio) (Albanesi & Nuti, 2007).

Per quanto concerne i profili di carico da applicare alla struttura in maniera incrementale-iterativa, come anticipato, possono essere di due tipologie differenti: fissi (o invarianti) e adattivi. Nel caso di profili di carico fisso la risposta del modello che si ottiene è ancor più semplificata rispetto al caso del profilo di carico adattivo, dato che non viene considerata la redistribuzione delle forze inerziali dovuta alla plasticizzazione e non vengono seguite le variazioni delle proprietà vibrazionali della struttura. Se si trattano però strutture basse o medio-alte in cui di norma gli effetti dei modi superiori al primo sono trascurabili e la plasticizzazione è distribuita uniformemente in altezza, il metodo più “grezzo” dei profili di carico fissi risulta assolutamente valido. Nel primo caso si dice che le forze sono applicate proporzionalmente alle masse, nel secondo caso ai modi di vibrare, solo se questi hanno una massa partecipante superiore al 85% per edifici di nuova costruzione, 70% per edifici esistenti e 60% per edifici esistenti in muratura.

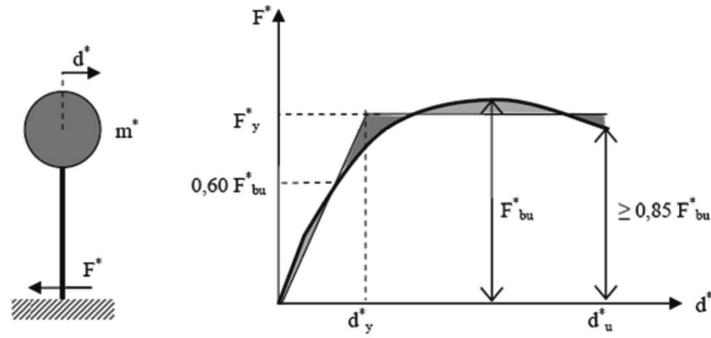
Successivamente la normativa prevede una conversione del sistema MDOF (Multi-Degree of Freedom) con un sistema SDOF (Single Degree of Freedom) equivalente e di più facile interpretazione e confronto: la procedura da seguire è indicata nelle N.T.C. (MIT, 2018) e nella relativa circolare (MIT, 2019) al Cap. 7, par. 7.3.4 (fig. 2.6) ed è da eseguire per ogni Stato Limite considerato. Viene qui utilizzato il Metodo A previsto da normativa.

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni in eq. (2.3):

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad \text{e} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (2.3)$$

con  $\Gamma$  fattore di partecipazione modale, definito dall'eq. (2.4):

$$\Gamma = \frac{\phi^\tau M \tau}{\phi^\tau M \phi} \quad (2.4)$$



**Figura 2.6:** Sistema e diagramma bilineare equivalente (MIT, 2019).

con:

$\tau$ : vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;

$M$ : matrice di massa del sistema reale;

$\phi$ : il modo di vibrare fondamentale normalizzato posto  $d_c = 1$ .

$\Gamma = 1$  per analisi proporzionale alle masse, come in questo caso, oppure maggiore di 1 nel caso di analisi modale.

È necessario sostituire alla curva di capacità del sistema equivalente, una curva bilineare caratterizzata da un primo tratto elastico e un secondo tratto perfettamente plastico (fig. 2.6). Definendo come  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale e  $F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma}$  la resistenza massima del sistema equivalente (quindi in questo caso  $F_{bu}^* = F_{bu}$ ), il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto di ordinata  $0.60F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente. Invece la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si ricava imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve, fino ad uno spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una resistenza pari a  $0.85 F_{bu}^*$  o comunque allo spostamento ultimo. Nei casi in cui la curva procedesse senza arrivare ad un valore pari all'85% di  $F_{bu}^*$ , si è tenuto uno spostamento ultimo pari allo 0.5% dell'altezza dell'edificio (par. C8.7.1.3.1.1 della circolare N.T.C. MIT, 2019).

Il sistema bilineare è caratterizzato dal periodo dato dall'eq. (2.5):

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (2.5)$$

con:

$$m^* = \Phi M \tau;$$

$k^*$ : rigidezza del tratto elastico della bilineare.

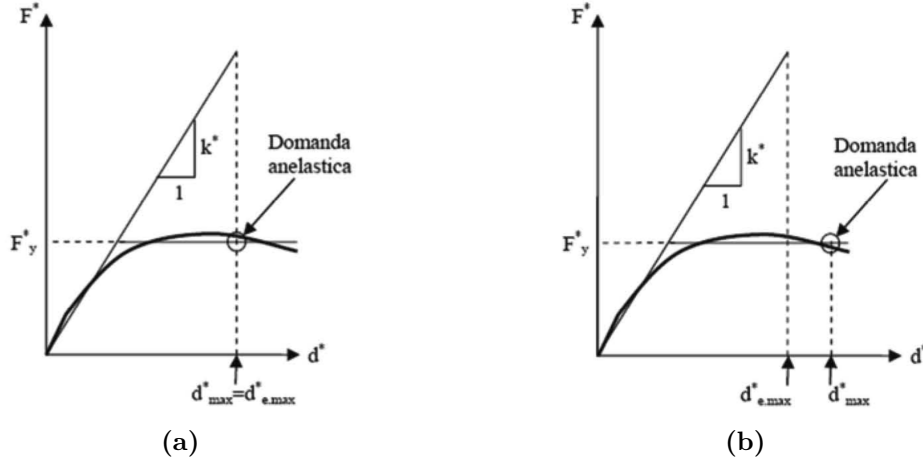
Nel caso in cui  $T^* \geq T_C$ , la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (eq. (2.6)):

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (2.6)$$

Nel caso invece in cui  $T^* < T_C$ , ovvero la domanda del sistema anelastico sia maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo,  $d_{max}^*$  si ottiene dall'eq. (2.7):

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (2.7)$$

con  $q^* = \frac{S_{De}(T^*)m^*}{F_y^*}$ : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (fig. 2.7) (MIT, 2018, 2019).



**Figura 2.7:** Spostamento di riferimento per  $T \geq T_C$  (a) e per  $T < T_C$  (b) (MIT, 2019).

Una volta calcolati questi valori si calcola la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite come indicato in circolare (MIT, 2019), Cap. 8, par. C8.7.1.3.1:

- SLO: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD;
- SLD: lo spostamento è quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- SLV: lo spostamento corrispondente è pari a 3/4 di quello allo SLC;
- SLC: per la definizione della bilineare equivalente lo spostamento ultimo a SLC corrisponde allo spostamento ultimo della bilineare equivalente.

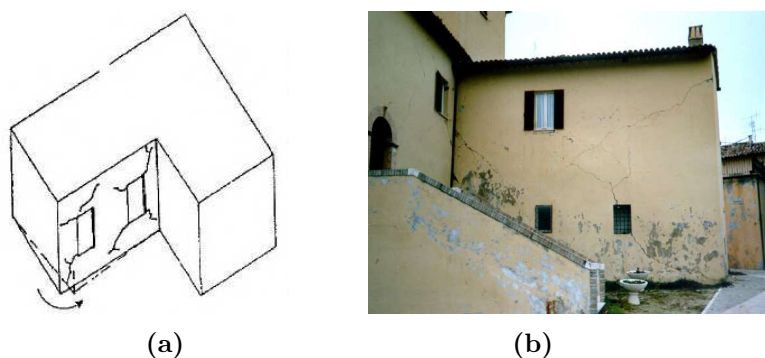
Calcolato lo spostamento se ne calcola anche la forza di taglio alla base corrispondente. Si è poi calcolato il rapporto tra  $a_g$  di capacità del sistema bilineare equivalente e  $a_g$  di domanda, variando  $a_g$  in modo che questo rapporto risultasse circa pari ad 1. Così facendo si è in grado di calcolare  $a_g$  di capacità reale della struttura. In realtà questo procedimento non considera la dipendenza tra  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , infatti nel momento in cui varia  $a_g$  del sito, dovrebbero variare anche  $F_0$  e  $T_C^*$ : questa è una semplificazione che porta ad un errore considerato accettabile del  $\pm 10\%$  (Frumento & Galasco, 2017). Ottenuti tutti i valori di  $a_g$  per tutti i modelli nelle direzioni indagate e per tutti gli SL è possibile confrontarli con la domanda tramite il rapporto  $\zeta_E$  (eq. (2.8)) oltre che confrontarli tra loro (MIT, 2018).

$$\zeta_E = \frac{a_{g, \text{capacità}}}{a_{g, \text{domanda}}} \quad (2.8)$$

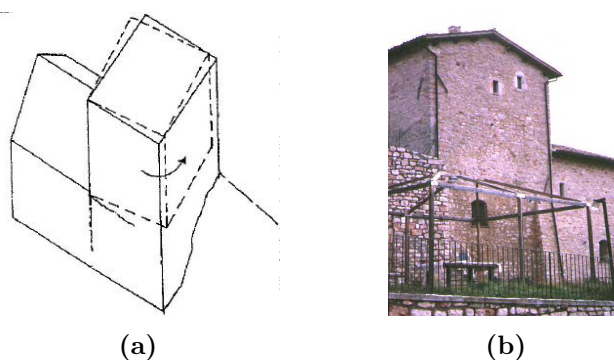
## 2.3 Vulnerabilità specifiche degli aggregati in muratura

Con vulnerabilità specifiche si intende una serie di vulnerabilità che l'edificio può presentare in quanto aggregato e che una singola U.S. non avrebbe. Queste sono:

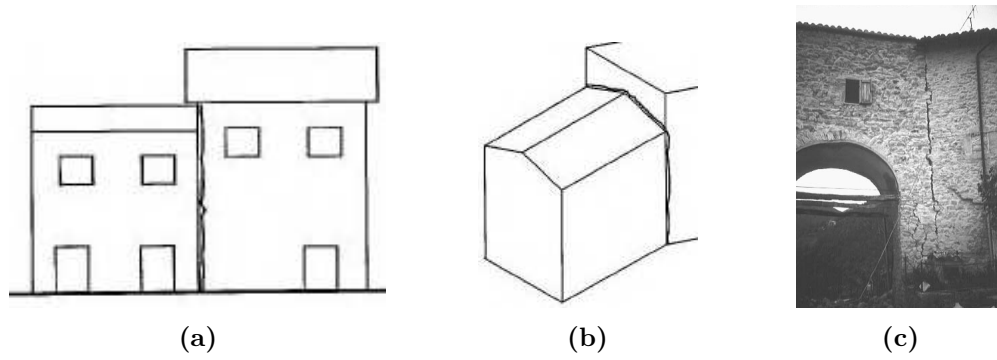
- irregolarità in pianta, che può portare ad un effetto di amplificazione del sisma nella porzione ortogonale alla sua direzione (fig. 2.8);
- irregolarità in altezza: questo fa sì che il corpo più alto possa avere un comportamento differente dal resto dell'aggregato, portando a possibili lesioni orizzontali (fig. 2.9);
- distacco tra edifici o U.S. anche se hanno la stessa altezza (fig. 2.10). Questo è dovuto principalmente ad una scarsa connessione tra le U.S. che porta alla formazione di lesioni verticali tra le due. La causa può essere, oltre al sisma, un cedimento del terreno;
- martellamento tra le U.S. che abbiano un'altezza differente o solai sfalsati a causa di un diverso periodo di vibrazione, che porta ad avere delle lesioni concentrate a livello della copertura più bassa (fig. 2.11) (Gavarini, 1983).



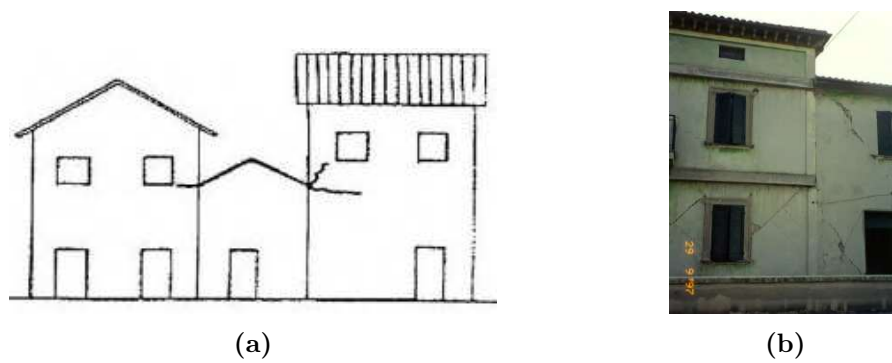
**Figura 2.8:** a) Effetto del sisma su un aggregato con una pianta irregolare, b) esempio (Gavarini, 1983).



**Figura 2.9:** a) Effetto del sisma su un aggregato irregolare in altezza, b) esempio (Gavarini, 1983).



**Figura 2.10:** a, b) Distacco tra due edifici non ben connessi o con differente rigidezza, c) esempio (Gavarini, 1983).



**Figura 2.11:** a) Martellamento tra due edifici di differente altezza e solai sfalsati, b) esempio (Gavarini, 1983).





## Capitolo 3

# Metodologia

Si propone di seguito la metodologia seguita per lo sviluppo di questa tesi come riferimento per ulteriori studi sugli aggregati.

### 3.1 Obiettivi

Questo lavoro di tesi si pone l'obiettivo di analizzare l'influenza di diversi aspetti negli edifici in aggregato in muratura. In particolare:

- studiare l'influenza dell'effetto aggregato sulla verifica sismica. Questo punto viene sviluppato tramite la scomposizione dell'aggregato prima in macro-U.S. e poi in U.S. singole: i modelli per macro-U.S. consentono di valutare la dimensione dell'“effetto aggregato”, cioè se esso sia riconducibile prevalentemente alle U.S. immediatamente adiacenti alla cella oggetto di studio o all'aggregato nel suo complesso. Inoltre il modello a macro-U.S. consente anche di valutare l'effetto della diversa posizione delle celle, facendo in modo che alcuni elementi interni diventino di estremità. I modelli per singole U.S. consentono di valutare la differenza di risposta sismica tra edificio isolato e inserito nell'aggregato, quando cioè l'edificio trova il contrasto degli edifici adiacenti;
- analizzare il ruolo delle discontinuità tra U.S.: si confronta il comportamento dell'aggregato in un modello continuo e nel caso in cui le U.S. abbiano un certo grado di discontinuità a causa della loro costruzione in diverse fasi temporali;
- analizzare l'influenza della differenza dei materiali tra U.S., imputabile anch'essa alla costruzione delle stesse in diverse fasi storiche o a interventi eseguiti solo in alcune porzioni dell'aggregato, oltre che della presenza di discontinuità all'interno della muratura.

## 3.2 Scelta del caso studio

Presso il Dipartimento di Ingegneria Civile Edile e Ambientale dell'Università di Padova sono state discusse nel tempo numerose tesi sulla risposta sismica e sull'analisi della vulnerabilità di edifici in aggregato, delle quali ne sono analizzate 21.

Tra queste, Bonvento e Tiberi (2013), Gambuto (2015) e Martini e Tarallo (2014) si sono occupati dell'analisi della vulnerabilità sismica di edifici del tipo palazzi.

Allo stesso modo ma su aggregati sviluppati a blocco e in linea hanno sviluppato il medesimo tipo di analisi Bartolozzi, Valdesolo e Mocellini (2010), Busolo (2008), Caliman (2014), Calliman (2004), Finetto (2012), Marson (2012), Mazzocato (2011), Mazzucato e Guarnieri (2002), Munari (2005), Perbellini (2002), Salvadego (2004), Sinicato e Agostini (2004) e Taffarel (2012).

Benincà e Antoniazzi (2002), Favero (2004), Meneghetti (2017), Vallotto e Roverato (2015) e Zalunardo (2014) si sono occupati della vulnerabilità sismica di interi quartieri e centri storici: rispettivamente del centro storico di Vittorio Veneto con successivo aggiornamento, di Padova, di Timisoara (Romania) e di Safad (Israele).

La scelta dei casi studio di queste tesi risiede principalmente nella necessità di analisi delle vulnerabilità degli stessi a seguito dei sismi del centro Italia del 2009 e 2016 o per indagini specifiche su palazzi o centri storici che lo richiedessero.

Oltre ai soli casi studio si sono consultate anche le metodologie seguite in queste tesi e le conclusioni ottenute: le analisi effettuate sono, per la maggior parte, di tipo cinematiche lineari e non lineari e statiche non lineari (pushover), tramite i meccanismi locali di collasso o con una metodologia Vulnus, 3muri e C-sisma. L'analisi ad elementi finiti è utilizzata solo in un caso e a solo scopo di confronto con altri metodi ritenuti più idonei. Non si sono però riscontrate importanti corrispondenze tra gli obiettivi di questa tesi e le tesi consultate, da una parte per le diverse analisi e metodi utilizzati, dove la maggior parte delle tesi trattano l'analisi delle vulnerabilità del caso studio e non l'interazione delle U.S. di cui è composto, dall'altra per la specificità di alcuni casi studio come i centri storici (es. Vittorio Veneto o Padova) o i palazzi (es. Palazzo Capitanio o Orto Botanico a Padova).

La localizzazione dei casi studio in Italia è riportata in fig. 3.1, dove non sono riportati tre casi (uno in Romania e due in Israele): risultano suddivisi principalmente nella zona pedemontana del Veneto e il centro Italia.

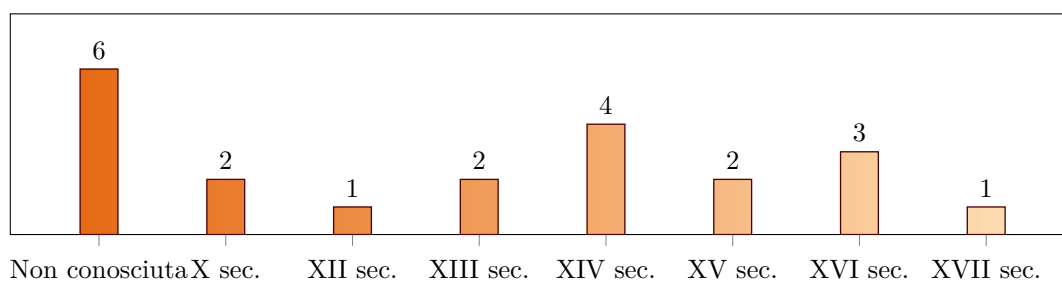
I lavori svolti sono stati quindi analizzati considerando gli aspetti principali dei casi studio al fine di individuare un caso studio con caratteristiche omogenee e rappresentative.



**Figura 3.1:** Localizzazione dei casi studio analizzati.

### 3.2.1 Epoca di costruzione

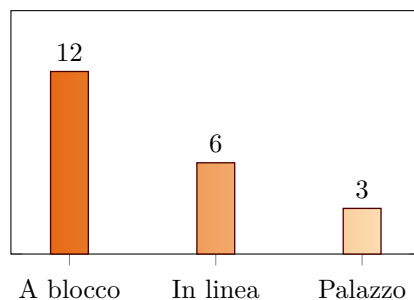
Trattandosi per lo più di edifici minori, l'epoca di costruzione di molti aggregati non è nota. Tuttavia di alcuni è determinabile, in via approssimata, tramite le tecniche costruttive. Si nota in particolare che la maggior parte sono edifici post medievali (10) mentre gli edifici medievali più antichi sono 3 (fig. 3.2).



**Figura 3.2:** Suddivisione dei casi studio analizzati per epoca di costruzione.

### 3.2.2 Tipo di aggregato

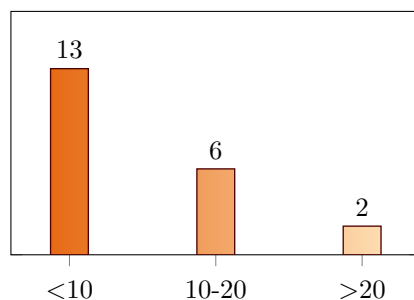
I casi studio trattano principalmente di edifici a blocco e in linea, in generale più facilmente riscontrabili nei centri storici, e solo in tre casi si analizzano dei palazzi. La tipologia a blocco risulta comunque prevalente (fig. 3.3).



**Figura 3.3:** Suddivisione dei casi studio analizzati per tipo di aggregato.

### 3.2.3 Numero di U.S.

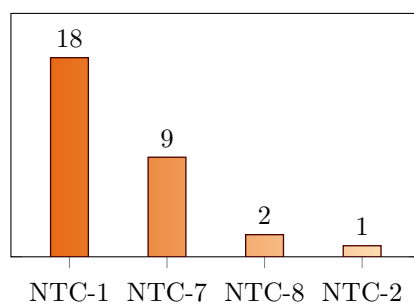
Nella maggior parte dei casi si hanno meno di 15 U.S., solo alcuni (che prendono in considerazione un quartiere o più) hanno più di 50 U.S., casi in cui la tesi ha avuto un approccio di grande scala e non di analisi del singolo aggregato (fig. 3.4).



**Figura 3.4:** Suddivisione dei casi studio analizzati per numero di U.S.

### 3.2.4 Tipo di muratura

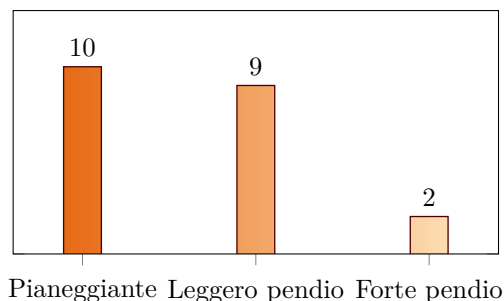
Si è considerata poi il tipo di muratura in base alla normativa N.T.C. (MIT, 2018) presenti nel caso studio analizzato e quindi come descritta in tab. 4.2 (fig. 3.5). Il tipo NTC-1 (Muratura in pietrame disordinata) risulta essere prevalente, anche se diversi casi studio presentano anche i tipi NTC-7 e NTC-8 (Muratura in mattoni pieni e semipieni), probabilmente a seguito di interventi recenti.



**Figura 3.5:** Suddivisione dei casi studio analizzati per tipo di muratura da N.T.C. (MIT, 2018).

### 3.2.5 Pendenza del terreno

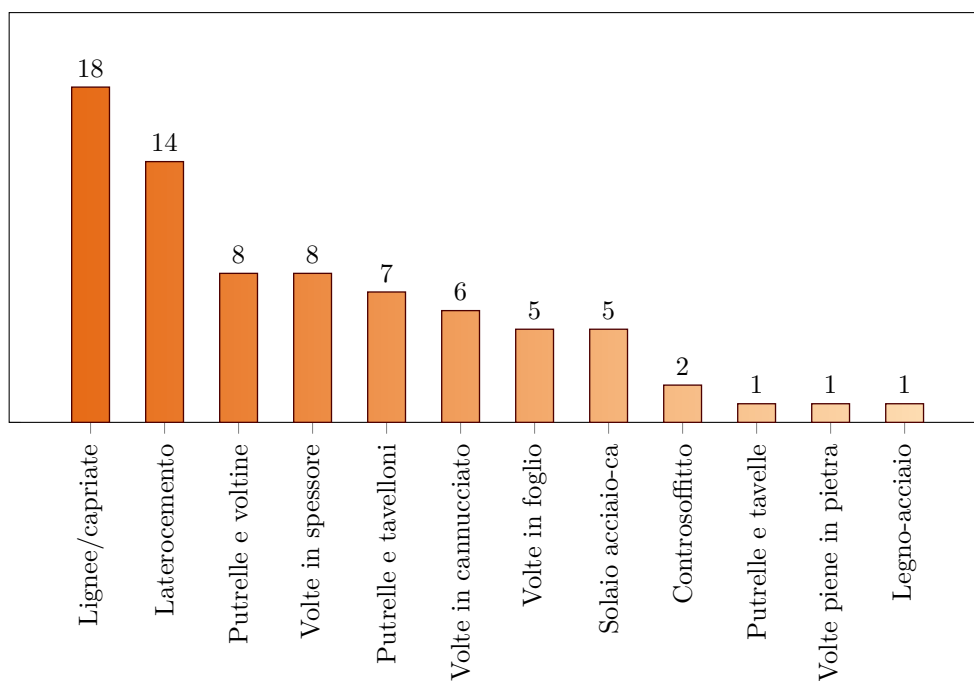
La pendenza del terreno su cui è situato il caso studio risulta essere un aspetto determinante: tranne qualche caso si ha una suddivisione pressoché omogenea tra terreno pianeggiante e leggero pendio (fig. 3.6).



**Figura 3.6:** Suddivisione dei casi studio analizzati per pendenza del terreno.

### 3.2.6 Tipi di orizzontamenti

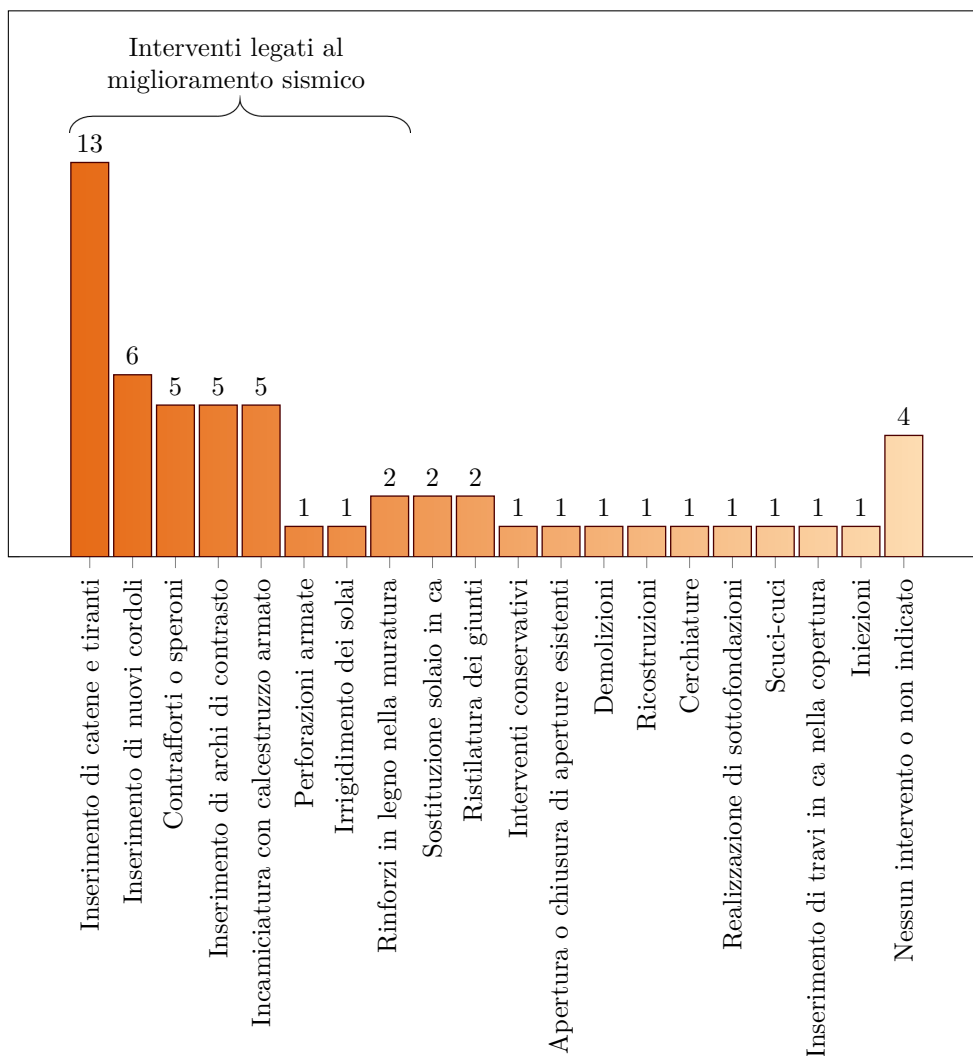
La maggior parte dei casi presentano coperture e solai lignei con capriate oppure in laterocemento, specialmente quelli di recente ristrutturazione o che hanno visto la sostituzione dei solai originali. Altri tipi di orizzontamenti riscontrati presentano volte con putrelle e voltine, volte in spessore e solai con putrelle e tavelloni (fig. 3.7).



**Figura 3.7:** Suddivisione dei casi studio analizzati per tipologia di orizzontamenti.

### 3.2.7 Interventi eseguiti

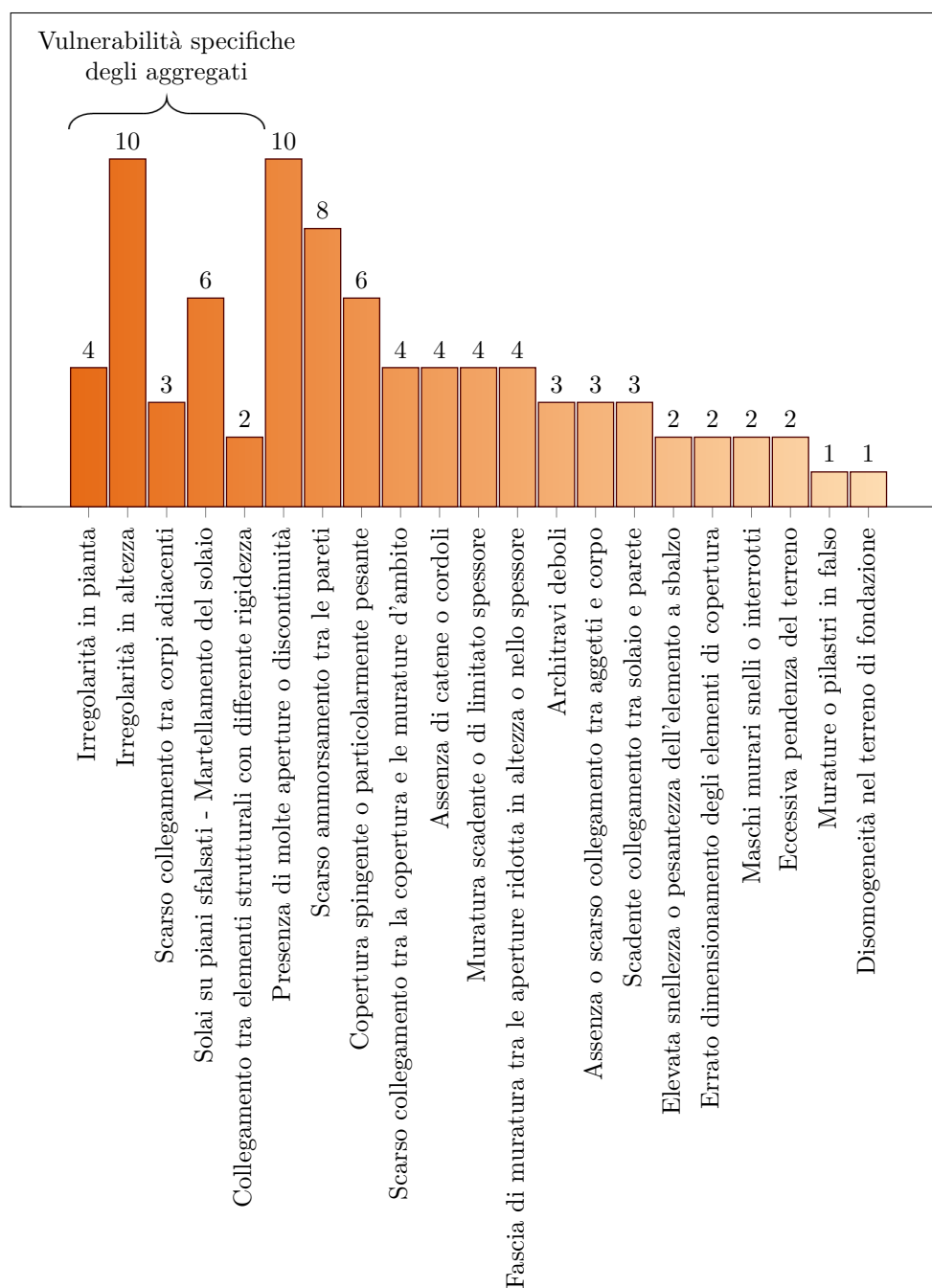
Molti casi sono stati soggetti ad interventi di diverso tipo, sia legati al miglioramento sismico sia invece interventi tradizionali. In particolare tra gli interventi per il miglioramento sismico si possono individuare quelli che coinvolgono direttamente le murature, come l'inserimento di contrafforti o speroni, le perforazioni armate, l'incamiciatura con calcestruzzo armato o l'inserimento di rinforzi in legno nella muratura, o i solai, come l'inserimento di catene o tiranti, inserimento di nuovi cordoli o l'irrigidimento dei solai stessi (fig. 3.8).



**Figura 3.8:** Suddivisione dei casi studio analizzati per interventi eseguiti.

### 3.2.8 Vulnerabilità

L'ultimo aspetto preso in considerazione sono state le vulnerabilità presentate dal caso studio. Si distinguono in particolare le vulnerabilità tipiche degli edifici in muratura e quelle specifiche degli edifici in aggregato (cfr. sez. 1.3 e 2.3). È importante notare come ci sia grande varietà delle vulnerabilità tipiche degli edifici in muratura e come alcune vulnerabilità specifiche degli aggregati siano presenti in molti casi studio analizzati (fig. 3.9).



**Figura 3.9:** Suddivisione dei casi studio analizzati per vulnerabilità.

### 3.2.9 Il caso studio

Il profilo emerso per un edificio che sia rappresentativo delle caratteristiche appena presentate è quello di un aggregato sito in centro Italia su un terreno pianeggiante o con poco pendio, costruito in epoca post medievale, di tipologia a blocco con meno di 10 U.S., con una muratura di tipo NTC-1, con orizzontamenti in legno o in laterocemento, che sia stato oggetto di interventi legati al miglioramento sismico e non e che presenti alcune vulnerabilità specifiche e non degli aggregati in muratura.

In questo contesto si inserisce un aggregato sito nelle Marche, a Castelsantangelo sul Nera, il cui primo impianto è datato XIII sec. sviluppato in linea e costituito da quattro U.S. su cui si ipotizzano degli interventi di sostituzione degli orizzontamenti lignei con strutture in laterocemento, oltre che l'inserimento di tiranti, irregolare in altezza, con i solai delle U.S. sfalsati tra loro e, in alcuni casi, con uno scarso collegamento tra U.S. La scelta ricade su questo aggregato anche per la disponibilità di dati a seguito dei sopralluoghi del 2018-'19 legati al sisma che ha colpito il centro Italia a partire da agosto 2016.

Un punto importante ma non sempre possibile è quello di analizzare un edificio già colpito da un sisma in modo da poter confrontare i risultati con il danno realmente subito.

## 3.3 Fase di conoscenza

Prevista da normativa N.T.C. (MIT, 2018), si analizza il caso studio dal punto di vista conoscitivo, andando ad approfondire vari aspetti come fasi storiche, rilievo geometrico, rilievo del quadro fessurativo e del danno. Questi aspetti costituiscono la base di partenza per le successive analisi, per cui è necessario che siano il più accurati possibile, in particolar modo se si prevede di confrontare i risultati con il danno reale. Importante risulta anche la ricostruzione delle fasi storiche dell'aggregato in quanto utilizzate per definire le interfacce nei modelli allo scopo di rappresentare le discontinuità tra U.S.

## 3.4 Modellazione FEM

Tra i vari metodi possibili per raggiungere l'obiettivo si sceglie di procedere tramite modellazione FEM (Finite Element Method) con il software DIANA. La modellazione dell'aggregato si svolge direttamente in ambiente DIANA data la semplicità geometrica della costruzione.

Modellata la geometria si definiscono i materiali della muratura e degli orizzontamenti, i vincoli, i carichi e, in un secondo momento, le interfacce. Sono considerati solo i pesi propri degli elementi. Per la scelta delle caratteristiche meccaniche della muratura si è effettuata un'analisi dell'Indice della Qualità Muraria come descritta da Borri e De Maria (2019) per ogni paramento murario di cui si avesse a disposizione il ridisegno del prospetto.



Le interfacce, ovvero elementi posti tra le pareti che simulano la loro non perfetta continuità, vengono poste dove l'aggregato presenta delle discontinuità dovute alla sua costruzione in fasi storiche differenti. Le discontinuità considerate sono solamente quelle verticali.

### 3.5 Calibrazione

Si sviluppa poi un'analisi critica delle proprietà dei materiali e del comportamento che li caratterizza in modo da essere coerenti per il modello in termini di curva pushover e di quadro fessurativo usando come riferimento i valori suggeriti da Baratto (2018), Ferreira e Manie (2022), Lourenço, Milani e Zucchini (2009), Valente et al. (2019) e Vlachakis et al. (2023).

Per la muratura si sceglie un legame costitutivo di tipo *total strain crack model*, assegnando un comportamento di tipo *exponential* a trazione e *parabolic* a compressione (in fase di calibrazione viene utilizzato anche un comportamento elastico-perfettamente plastico), mentre i solai e le coperture sono modellati come piastre isotrope, assumendo la presenza di solai in laterocemento. I vincoli alla base sono assegnati come cerniere. Il comportamento delle interfacce è assegnato con un criterio di Coulomb.

La calibrazione si effettua solo su un'U.S. confrontando i valori che descrivono la risposta dell'aggregato: i principali sono il modulo di Poisson  $\nu$ , l'energia di frattura a trazione  $G_{ft}$  e a compressione  $G_{fc}$ , la resistenza residua a trazione  $R_{rt}$  e a compressione  $R_{rc}$ , il valore di resistenza a taglio residuo  $\beta$  e la rigidezza dei solai (variando il modulo elastico  $E$ ). È inoltre necessario calibrare i valori di rigidezza normale  $t_{ny}$ , tagliante nel piano  $t_{tx}$  e fuori piano  $t_{tz}$  delle interfacce: anche in questo caso la calibrazione si effettua su un modello con solo due U.S.

Per decretare i valori più corretti per il modello si analizzano le curve di capacità in termini di taglio massimo alla base, confrontandolo con i valori ottenuti da altre valutazioni (es. dal metodo VET). Per i valori dell'energia di frattura è necessario confrontare il quadro delle deformazioni a trazione dei modelli.

### 3.6 Analisi

Il modello viene analizzato tramite analisi statiche non lineari (pushover) nelle quattro direzioni +X, -X, +Y, -Y, anche se le curve in direzione +/- Y non vengono considerate in quanto, essendo le murature in questa direzione maschi murari ciechi, gli esiti non risultano affidabili.

Si procede partendo da un modello dell'intero aggregato con alcune assunzioni semplificative: in particolare si modella con tutte le U.S., con lo stesso materiale, senza discontinuità e con solai e coperture rigidi. Successivamente si scompone il modello in due macro-U.S., eliminando un elemento costruito successivamente al resto dell'aggregato, poi in singole U.S. e alcune combinazioni tra esse, ma sempre senza alcun tipo di vincolo che riproduca l'interazione tra le unità.

Successivamente si passa ad analizzare un modello più complesso e realistico dove l'aggregato viene modellato con le discontinuità verticali presenti tra U.S. attraverso lo strumento *interface* in DIANA. Si eseguono le medesime analisi dei modelli con le interfacce sui due blocchi di U.S.

Allo scopo di ottenere un quadro delle deformazioni a trazione del modello analitico aderente alla realtà si studiano due ulteriori modelli: uno in cui ci si concentra sulla presenza di due aperture tamponate ed un altro dal punto di vista materico di un'U.S. Viene anche analizzato un modello completo di tutti gli aspetti che caratterizzano l'aggregato dal punto di vista delle discontinuità tra U.S., delle discontinuità interne delle pareti e dei materiali.

Di tutti questi modelli si ricavano le curve pushover (oltre al quadro delle deformazioni e delle tensioni) da cui ricavare le curve di capacità per bilinearizzarle come previsto da normativa. Le curve pushover si discutono normalizzate all'altezza del punto di controllo considerando un drift massimo di 0.5%: come punto di controllo si considera il colmo della copertura dell'U.S. più alta nel caso dei aggregato completo (fig. 5.30), mentre per i singoli modelli si considera il colmo della copertura delle singole U.S.

A questo punto è possibile calcolare, con un grado di approssimazione accettabile, le  $a_g$  di capacità della struttura per i quattro SL considerati di tutti i modelli nelle direzioni considerate.

### 3.7 Discussione dei risultati

Si confrontano i risultati delle analisi in tre modi:

- i. direttamente dalle curve di capacità: si rapporta quindi la forza di taglio alla base con lo spostamento del nodo di controllo delle U.S. all'interno dei diversi modelli. In particolare si confrontano le curve dell'U.S. singole e all'interno dell'aggregato e con diverse configurazioni al fine di comprendere quale sia il livello di modellazione ottimale dell'aggregato (ovvero che ne riproduca lo stesso comportamento) nel caso si preveda l'analisi di un'U.S. singola; è possibile inoltre analizzare la differenza di comportamento tra il caso di un'U.S. interna all'aggregato e di testa. Ulteriore confronto è quello tra il comportamento delle U.S. all'interno dell'aggregato continuo e con le discontinuità e dell'U.S. singola allo scopo di verificare l'influenza delle discontinuità nel comportamento dell'U.S.;
- ii. tramite il confronto delle  $a_g$  di capacità dei modelli ai quattro SL, oltre che al confronto con le  $a_g$  di progetto per un edificio di nuova costruzione. In questo confronto si considera anche la  $a_g$  di picco che l'edificio ha subito nella direzione considerata durante i sismi del 24 agosto 2016 e del 30 ottobre 2016. In questo caso, oltre al confronto tra i modelli, si indaga l'aspetto della loro verifica da normativa;

iii. tramite l'analisi del quadro fessurativo, analizzando le deformazioni a trazione dei modelli, da cui si possono fare diverse valutazioni:

- un primo confronto tra il quadro fessurativo rilevato post sisma e quadro delle deformazioni a trazione del modello completo continuo e con le discontinuità, oltre che gli altri modello sviluppati dell'intero aggregato: in questo caso è possibile indagare quale modello sia più aderente alla realtà e per quali aspetti principali;
- un secondo confronto tra il quadro fessurativo dell'aggregato completo e il quadro delle deformazioni a trazione delle macro-U.S. e delle singole U.S.



## Capitolo 4

# Il caso studio: aggregato a Castelsantangelo sul Nera

Per l'obiettivo finale del lavoro di tesi è necessario analizzare un caso studio che si ritrovi nei punti analizzati al capitolo precedente. In questo ambito emerge un aggregato sito a Castelsantangelo sul Nera e danneggiato dallo sciame sismico del 2016. L'aggregato in questione è già stato oggetto di studio da Boeri, Braga e Prestininzi (2021) e Saretta (2024): questo permette di avere già a disposizione alcuni dati ed elaborazioni che permettono di concentrarsi sullo scopo del lavoro.

### 4.1 Inquadramento

L'aggregato oggetto di studio è situato a Castelsantangelo sul Nera (MC) il cui primissimo impianto risale alla metà del XIII secolo (Venanzangeli, 1988) ed è protagonista di numerosi interventi nel tempo esposti successivamente. Dal punto di vista geografico Castelsantangelo sul Nera ha un'altitudine di 760 m s.l.m. ed è situato nella zona interna della provincia di Macerata, nel parco dei Monti Sibillini. Il territorio è particolarmente montuoso ed è attraversato dalla valle del fiume Nera (fig. 4.1). L'aggregato si trova ai piedi del Monte Cornaccione ed ha un terreno inclinato.

### 4.2 Descrizione del fabbricato

L'aggregato oggetto di studio sorge all'interno del perimetro della cinta muraria di Castelsantangelo, risultando quindi tra gli edifici risalenti alla prima fondazione del borgo. Presenta uno sviluppo in linea, a schiera, e può essere suddiviso in quattro U.S., due intercluse e due di testa, dove l'U.S. 108, la più bassa, è stata oggetto di unione di due fabbricati distinti attraverso la costruzione di un ambiente voltato, dunque suddivisibile in 'sub-U.S.' 108a, 108b e 108c (fig. 4.7).

Il terreno segue il pendio del Monte Cornaccione, su un terrazzamento; il fronte principale, rivolto a sud-ovest, verso valle, presenta quindi un piano in più rispetto a quello posteriore. Il piano di imposta fuori terra della schiera risulta inclinato in direzione prevalente nord-sud (figg. 4.2 e 4.3).

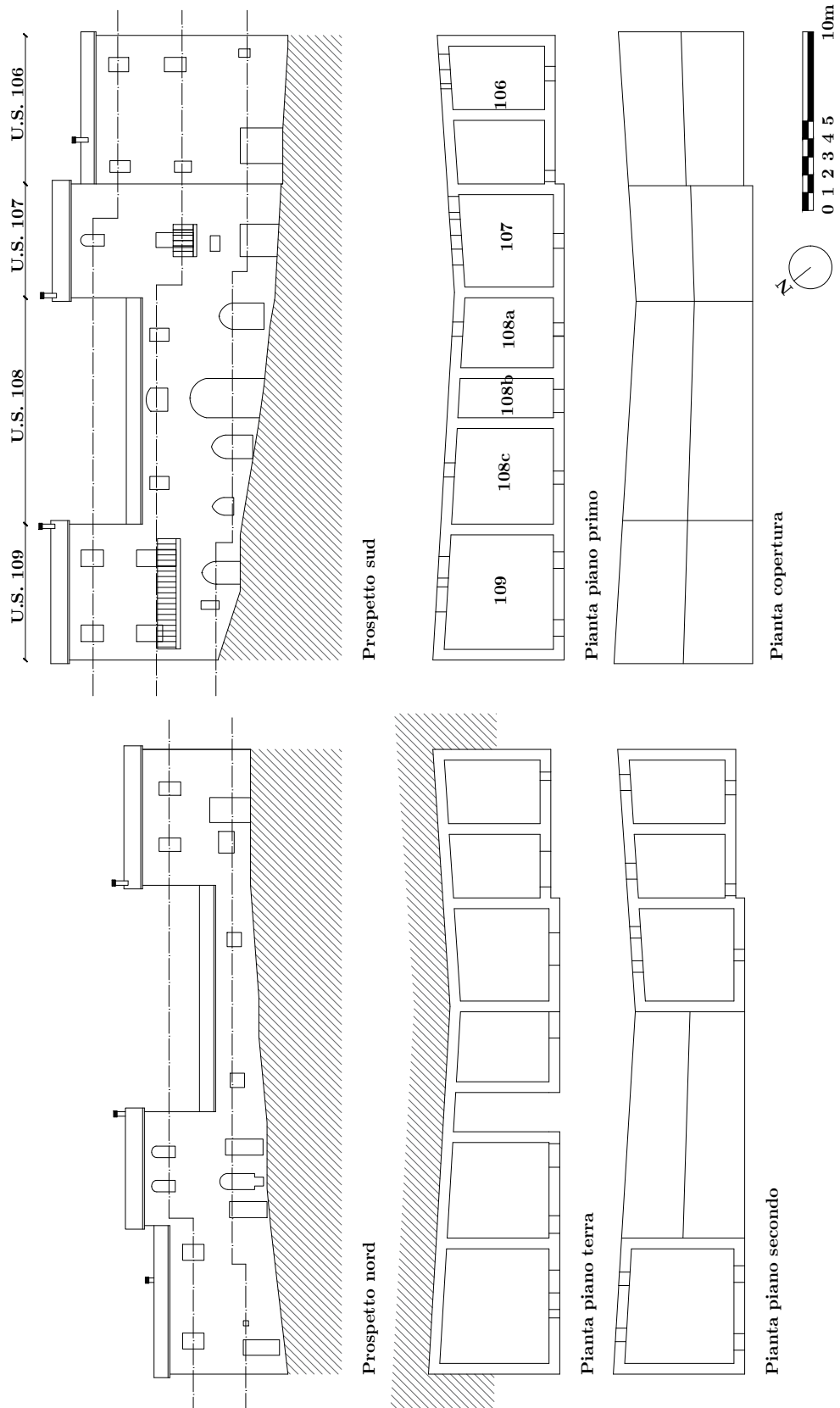


**Figura 4.1:** Inquadramento dell’aggregato oggetto di studio (Google Earth, n.d.).

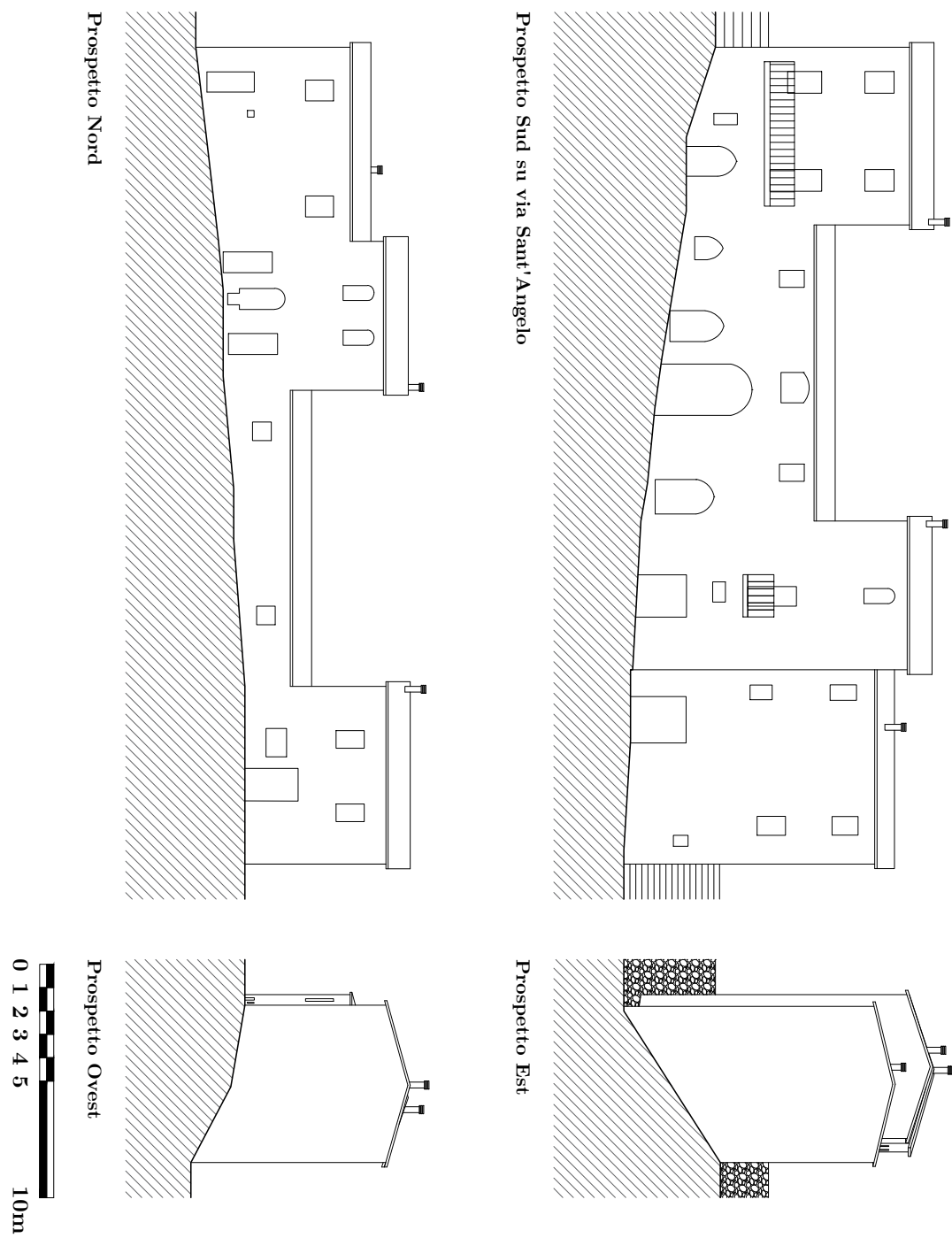
A questa prima irregolarità altimetrica che coinvolge l’intero complesso si aggiunge la differenza di piani tra U.S., che comporta quindi lo sfalsamento dei solai: l’U.S. 106 infatti conta tre livelli, di cui due completamente fuori terra e uno seminterrato, come anche l’U.S. 107; l’U.S. 108 ha due piani di cui uno completamente fuori terra, mentre l’U.S. 109 presenta nuovamente tre piani. Analizzando il profilo dell’aggregato l’U.S. 107 risulta essere la più alta, svettante sia rispetto l’U.S. 106, anche se di poco, sia rispetto l’U.S. 108. Anche l’U.S. 109, di testa, torna a svettare rispetto all’U.S. 108.

A livello planimetrico il lato principale dell’aggregato misura 35 m, per una profondità di circa 7 metri. In particolare l’U.S. 106 misura in pianta  $7.40 \times 7.00$  m, alta 9.30 m sul prospetto sud, l’U.S. 107 misura  $13.00 \times 6.70$  m, alta 7.50 m, l’U.S. 108 misura  $6.30 \times 6.40$  m, alta 12.70 m e l’U.S. 109 misura  $8.30 \times 6.50$  m, alta 11.00 m. Le altezze sono misurate dalla media del terreno al colmo. Le piante delle singole U.S. sono comunque abbastanza regolari, con una forma prossima ad un rettangolo. Lo spessore dei muri è di circa 60 cm per l’intero aggregato. Il prospetto sud dell’U.S. 106 risulta arretrato rispetto ai fronti del resto dell’edificio di circa 50 cm.

Come descritto in precedenza, l’edificio è stato oggetto di studio da parte di Saretta (2024), che ha eseguito il rilievo “pietra a pietra” dei prospetti ovest, sud ed est, analizzando il danno in seguito al sisma ed elaborando delle ipotesi sulle fasi costruttive. In particolare grazie a Saretta (2024), sulla base delle fotografie scattate in occasione dei sopralluoghi del 2018-2019 è stato possibile restituire una ortofoto dei prospetti della schiera, in particolare dei fronti ovest, sud ed est, mentre per il prospetto nord questo non è stato possibile se non per la sola U.S. 109 (comunque intonacata), a causa della posizione ravvicinata delle schiere edificate sul terrazzamento retrostante.



**Figura 4.2:** Pianta del caso studio con indicazione dei piani di sezione.



**Figura 4.3:** Prospetti del caso studio.



### 4.2.1 Rilievo fotografico

Si riportano le fotografie scattate durante i sopralluoghi eseguiti tra il 2018 e il 2019. Si dispongono solo di fotografie esterne del fabbricato (figg. 4.4, 4.5, 4.6).



**Figura 4.4:** Foto delle U.S. 106 e 107, prospetto sud.



**Figura 4.5:** Foto delle U.S. 108 e 109, prospetto sud.



(a)

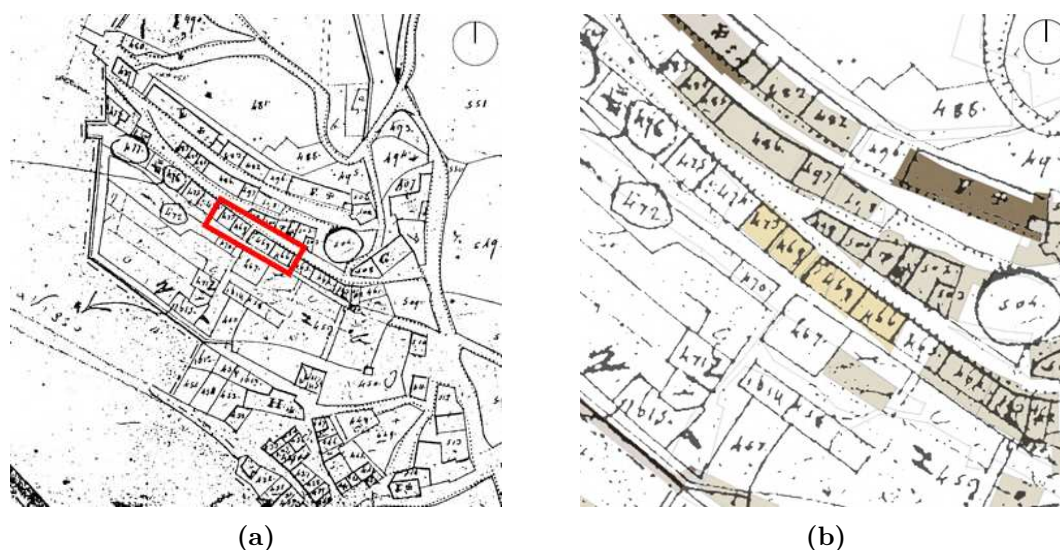


(b)

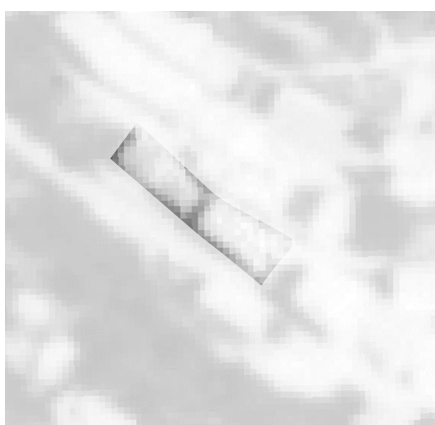
**Figura 4.6:** a) Foto dell'U.S. 109, prospetto sud; b) Scorcio dell'intero aggregato, prospetto nord.

### 4.2.2 Fasi storiche

Per definire le fasi che caratterizzano lo sviluppo dell'aggregato è stata consultata la mappa del Catasto Gregoriano del 1882 (fig. 4.7) sovrapponendola all'attuale configurazione. Da questo si nota come l'aggregato sia nato in modo diverso dalla sua configurazione attuale: le U.S. 107 e 108a risultavano un'unica particella mentre l'U.S. 108b, ovvero il volto, non esisteva, mentre è presente nell'ortofoto scattata nel 1988 (fig. 4.8). Inoltre l'attuale schiera faceva parte di due aggregati urbani più estesi e distinti; le attuali U.S. 106 e 109 erano precedentemente intercluse e le schiere si estendevano sia verso est che verso ovest. Riassumendo, quindi, le due U.S. 108c e 109 appartenevano ad un'altra schiera, oggi non più esistente, mentre le U.S. 106, 107 e 108a, a est, erano parte di una schiera più lunga (Saretta, 2024).



**Figura 4.7:** a) Mappa del Catasto Gregoriano (1882) di Castelsantangelo sul Nera: individuazione della schiera oggetto di studio; b) Sovrapposizione con l'attuale conformazione edificata del paese nella porzione di interesse (in ocre a destra) (Fig. 8.8 in Saretta, 2024).



**Figura 4.8:** Ortofoto del 1988 (Regione Marche, 2024): non si nota alcuna interruzione tra i due blocchi i U.S.

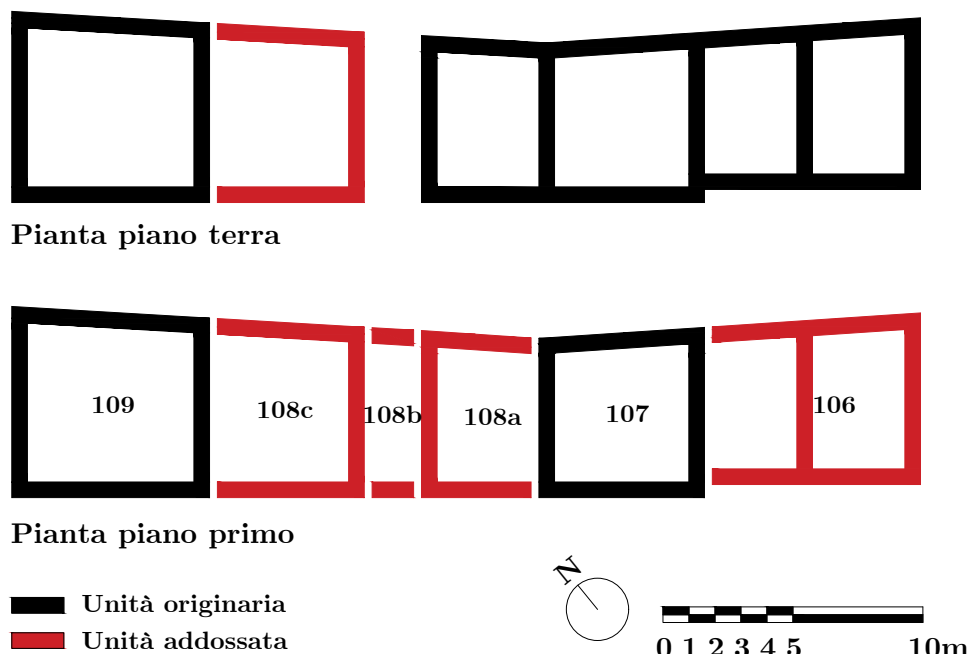
In figg. 4.9 e 4.10 si evidenziano le fasi costruttive che ha subito l'edificio in base alle discontinuità rilevate.

Per le U.S. 106, 107 e 108a, appartenenti in origine ad un'altra schiera, si può ipotizzare una prima fase costruttiva unitaria al piano terra in quanto a questo livello non sussiste alcuna discontinuità verticale tra le due U.S. Inoltre, il portale dell'U.S. 108a è molto ravvicinato al limite dell'U.S. 107 e nel Catasto Gregoriano le due U.S. formavano un'unica particella catastale (ciò che rimane anche nel catasto attuale). Sembra non esserci però una relazione con l'U.S. 106, in quanto i fronti non sono allineati e non è possibile stabilire quale delle due sia stata edificata prima. Per il primo piano si presume, invece, che sia sorto prima quello dell'U.S. 107 e poi quello della U.S. 108a, in addossamento.

Per il blocco 108c-109, sebbene nel Catasto Gregoriano siano già presenti entrambi, dalle discontinuità riscontrate si può ipotizzare che la prima fase vedesse solo l'U.S. 109 e che l'U.S. 108c sia stata costruita successivamente; altre ipotesi risultano complicate per la presenza dell'intonaco e per la ristilatura dei giunti.

L'ultimo intervento ha visto l'unione delle due porzioni con la costruzione del volto, ovvero l'U.S. 108b.

Si riscontrano pertanto due discontinuità orizzontali in corrispondenza delle sopraelevazioni eseguite nel tempo e delle discontinuità verticali tra U.S. che corrispondono agli ampliamenti per la costruzione di nuove U.S.



**Figura 4.9:** Sviluppo dell'aggregato in pianta.



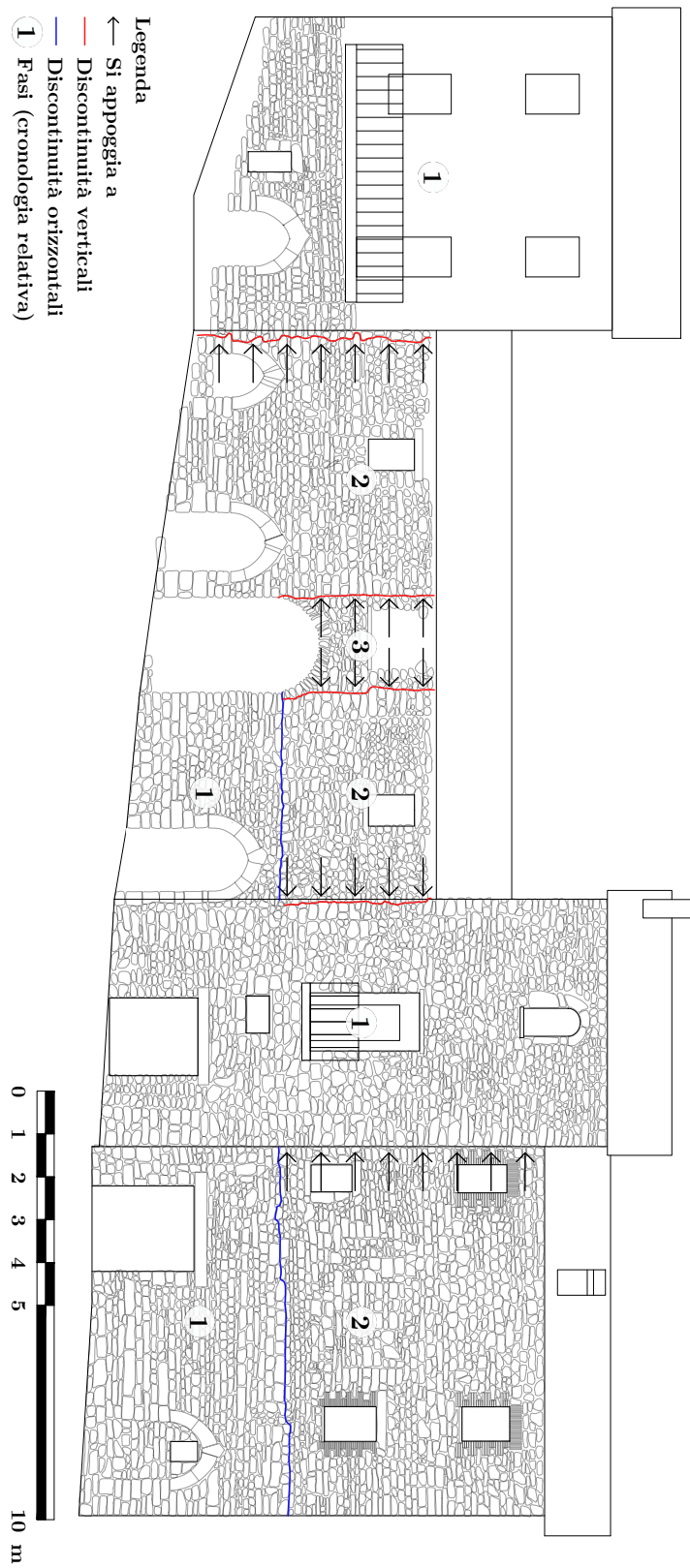


Figura 4.10: Fasi costruttive con indicazione delle discontinuità tra U.S.

### 4.2.3 Elementi strutturali verticali

Per analizzare le murature si utilizzano le informazioni a disposizione, ovvero la ricostruzione dei prospetti su CAD delle porzioni non intonacate. Su questi paramenti si è eseguita un'analisi dell'Indice di Qualità Muraria come descritta da Borri e De Maria (2019) e spiegata al par. 1.2.3 sui prospetti est, sud e ovest, per i quali si disponeva della ricostruzione dei paramenti (fig. 4.11). Quest'analisi è stata eseguita allo scopo di ottenere un riferimento per le caratteristiche meccaniche da assegnare alle murature. Viene eseguita inoltre l'analisi della Linea di Minimo Tracciato.

Il risultato delle analisi è la categoria di appartenenza della muratura in base al punteggio ottenuto per le azioni nel piano NP, fuori piano FP e verticali V (tab. 4.1). Il metodo riporta anche delle relazioni empiriche tra punteggio ottenuto nelle tre direzioni e parametri meccanici, ma si è preferito ignorare questo aspetto dal momento che non risulta consolidato e portava a risultati ritenuti fuorvianti. Si è preferito invece considerare direttamente i parametri meccanici dettati dalle normative con una valutazione anche visiva e critica della muratura stessa. In particolare si è considerata la tabella C8.5.I in tab. 4.2 della circolare N.T.C. (MIT, 2019).

**Tabella 4.1:** Indici della Qualità Muraria per i paramenti analizzati per ogni direzione.

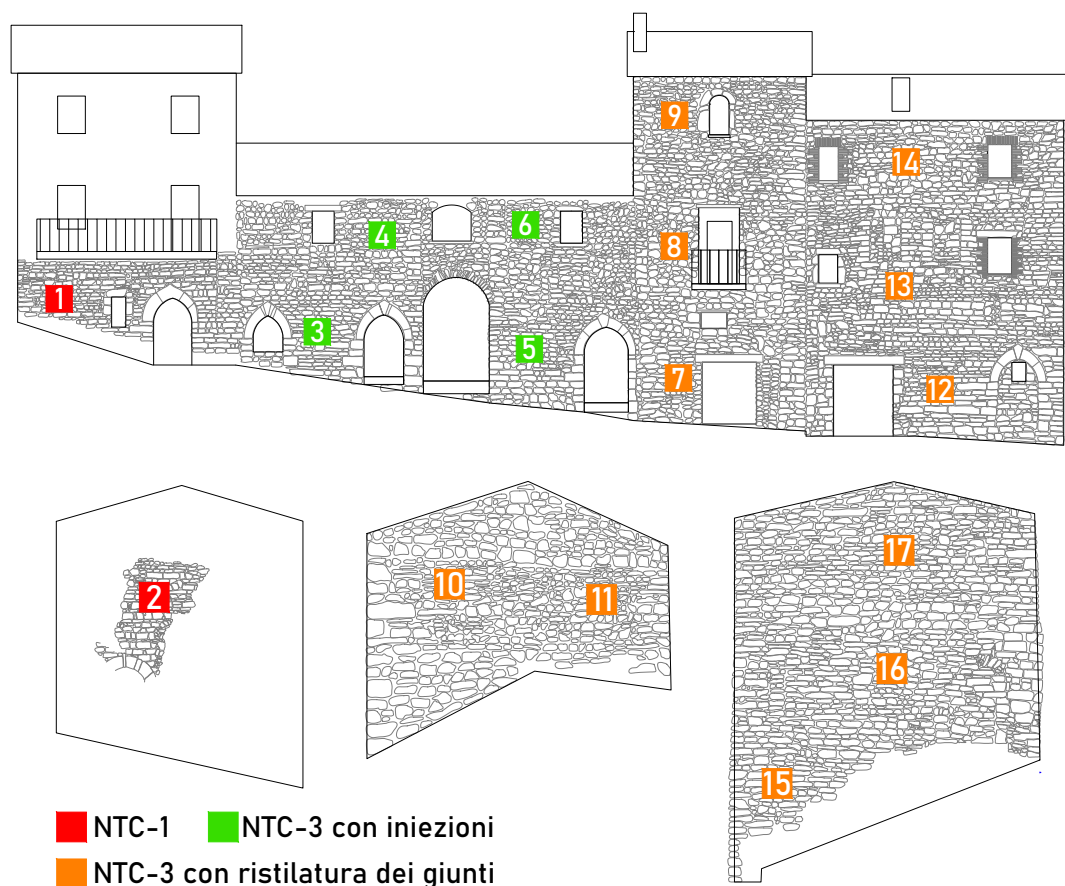
Par.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
$IQM_V$	6,0	4,5	8,0	8,0	7,0	2,0	5,0	5,5	5,5	5,5	5,0	8,0	6,5	6,5	5,0	6,0	5,5
$IQM_{FP}$	4,5	4,0	6,0	6,0	5,0	1,0	3,5	4,0	4,0	4,0	3,5	7,0	5,0	5,0	3,0	4,5	4,0
$IQM_{NP}$	5,0	3,5	6,5	6,5	6,0	2,0	4,0	4,5	5,0	5,0	4,0	7,0	5,5	5,5	4,0	4,5	5,0
NTC-	1	3 con iniezioni						3 con ristilatura dei giunti									
LMT [cm]	126	139	146	134	141	117	112	108	114	117	123	145	131	127	105	113	149

Il risultato ottenuto ha portato a scegliere una muratura di tipo 3: “Muratura in pietre a spacco con buona tessitura” per la maggior parte dei paramenti e attribuita tale per le prime analisi in cui lo scopo era di studiare l'aspetto geometrico dell'aggregato. Dei range che mostra la tab. C8.5.I si sono considerati i valori medi essendo l'analisi effettuata di tipo non lineare (MIT, 2018). Ai paramenti dell'U.S. 109 sarà attribuita in ulteriori analisi un tipo NTC-1: “Muratura in pietrame disordinata”.

**Tabella 4.2:** Tab. C8.5.I della Circolare N.T.C. (MIT, 2019) riportante solo i tipi di murature di interesse per il caso studio.

Tipologia di muratura	$f$	$\tau_0$	$f_{v0}$	$E$	$G$	$W$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
min-max						
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) (NTC-1)	1.0-2.0	0.018-0.032	-	690-1050	230-550	19
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura (NTC-3)	2.6-3.8	0.056-0.074	-	1500-1980	500-660	21

Successivamente si è fatto riferimento alla tab. C8.5.II (MIT, 2018) per migliorare le prestazioni della muratura nei casi previsti: la tabella prescrive un coefficiente di 1.3 per una muratura con una buona malta a seguito della ristilatura dei giunti per la muratura NTC-3 e 1.5 per NTC-1. Nelle analisi sarà considerato anche il coefficiente di 1.5 per la NTC-3 nel caso di iniezioni di miscele leganti.



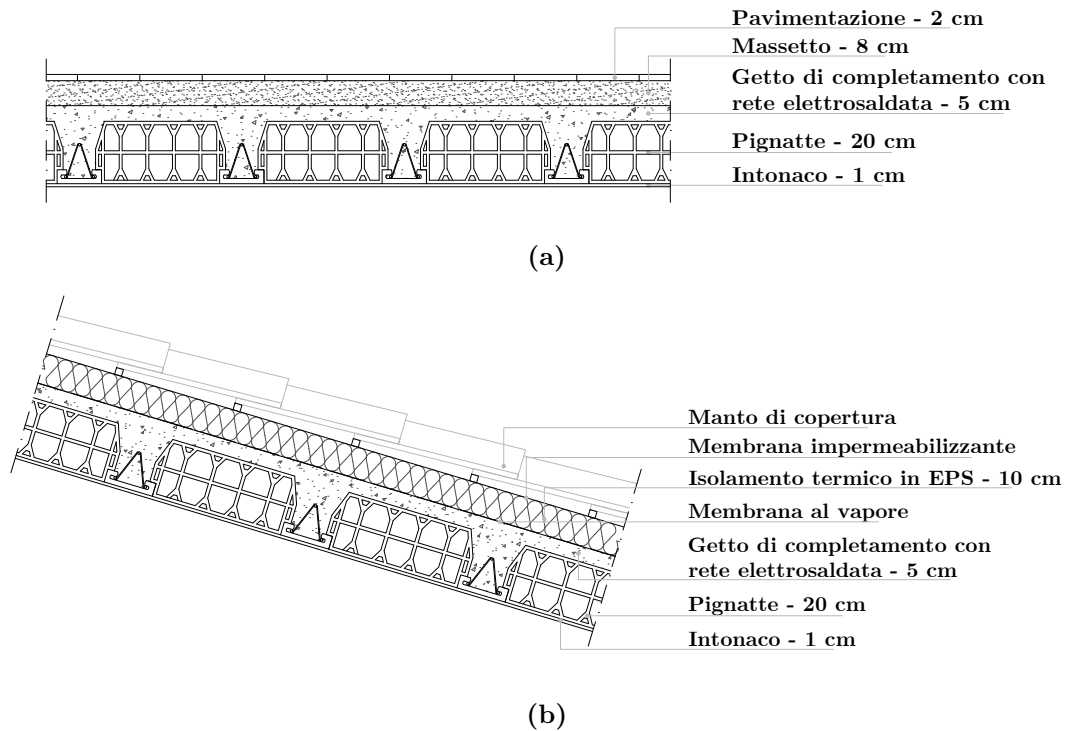
**Figura 4.11:** Analisi dell'Indice di Qualità Muraria. Prospetti sud, est e ovest.

#### 4.2.4 Elementi strutturali orizzontali

Si è ipotizzato, con un buon grado di sicurezza, che i solai e le coperture in legno siano stati sostituiti in passato con strutture in laterocemento per le quali si è assunto, in funzione della luce netta di circa sei-sette metri, un'altezza utile di 25 cm (20+5) (fig. 4.12).

#### 4.2.5 Rilievo del danno

A seguito della sequenza sismica del 2016 l'aggregato risulta gravemente danneggiato in alcune sue porzioni e meno in altre. Come per il ridisegno degli elementi delle pareti, si dispone del quadro fessurativo dei prospetti ovest, sud ed est e del rilievo del quadro fessurativo del prospetto nord della sola U.S. 109 (figg. 4.13, 4.14 e 4.15).



**Figura 4.12:** a) Particolare costruttivo del solaio in laterocemento; b) Particolare costruttivo della copertura.

L'analisi del danno e del quadro fessurativo porta ad alcune considerazioni:

- l'U.S. 109 risulta essere la più danneggiata per diversi motivi: in primo luogo spicca rispetto all'adiacente U.S. 108 ed è di testa all'aggregato, e come noto questo influisce in maniera importante sulla risposta sismica. In secondo luogo è caratterizzata da una scarsa qualità muraria e da una serie di aperture in breccia o aperture tamponate. A seguito del sisma del 30 ottobre 2016 infatti si è attivato il meccanismo di ribaltamento fuori piano della parete est dell'U.S. 109 al piano secondo, ovvero quello sporgente (fig. 4.16). Essendo l'U.S. intonacata le discontinuità sono evidenziate dal quadro fessurativo, senza però avere certezza della disposizione degli elementi in questi paramenti;
- l'U.S. 107 non presenta un danno importante se non al piano intermedio e in particolar modo in prossimità dell'U.S. 108;
- l'U.S. 106 presenta un danno concentrato in prossimità della parete est: questa, la parete sud al piano terra e la parete nord al piano primo sono caratterizzati da un fuori-piombo dovuto alla pressoflessione del pannello, oltre che un diffuso quadro fessurativo sulla parete est.

Le fessure seguono sostanzialmente le discontinuità tra U.S. e i giunti di malta, soprattutto in prossimità delle aperture tamponate, motivando lo studio dell'influenza di queste particolarità costruttive anche sulla risposta del modello agli elementi finiti.

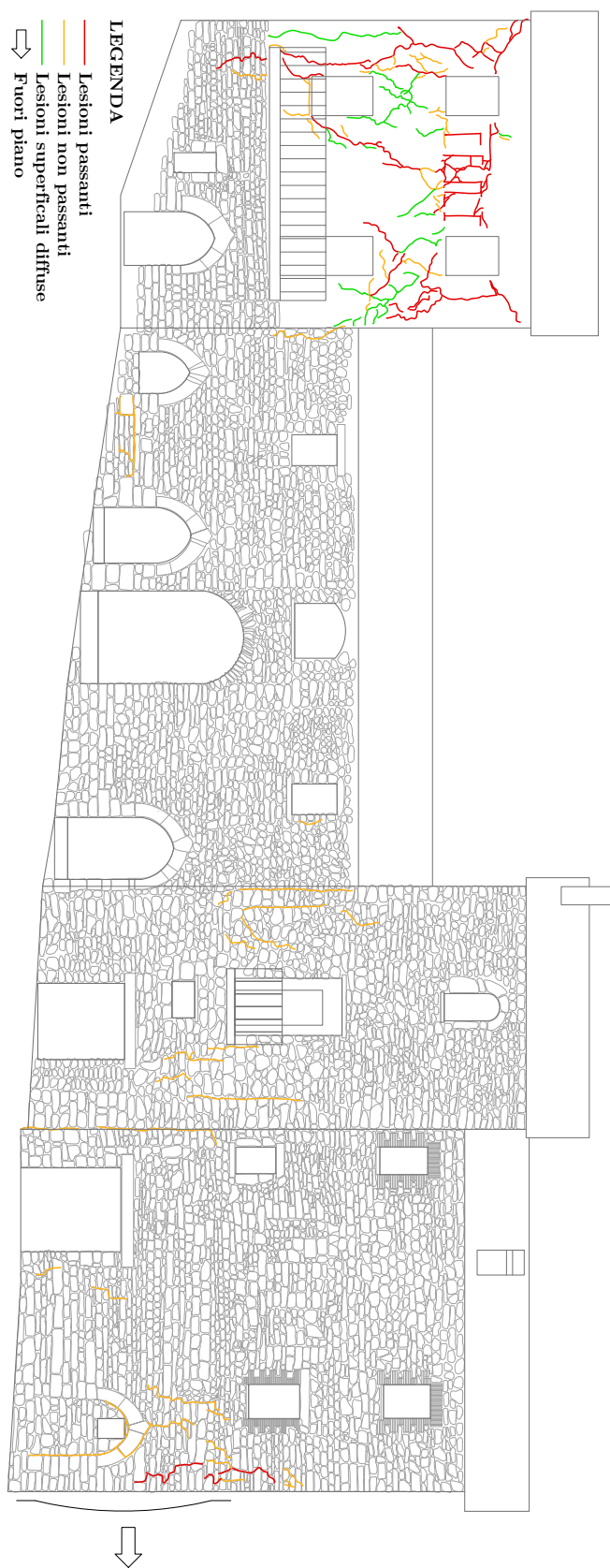
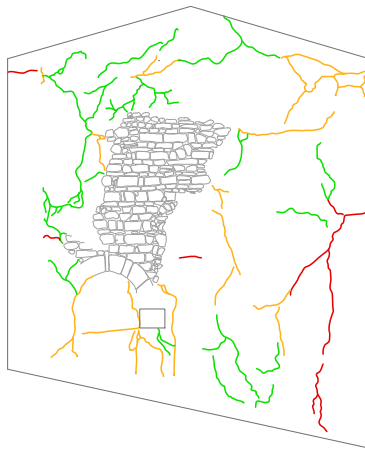
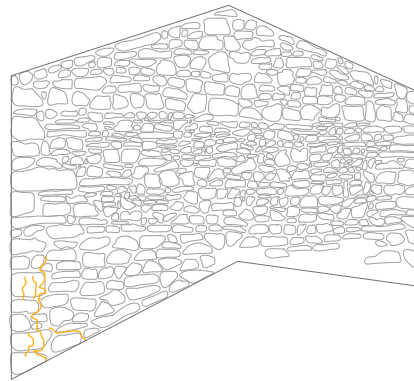


Figura 4.13: Quadro fessurativo dell'aggregato, prospetto sud.



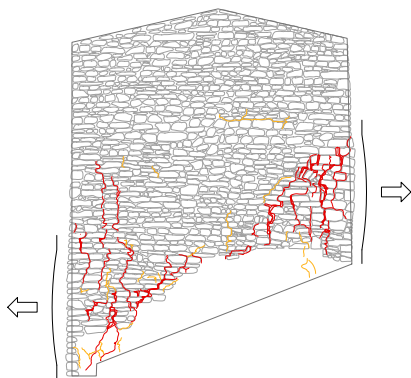


(a) U.S. 109.



(b) U.S. 107, piani superiori.

**Figura 4.14:** Quadro fessurativo dell'aggregato: prospetto ovest.



(a) Prospetto est (U.S. 106).



(b) Prospetto nord (U.S. 109).

**Figura 4.15:** Quadro fessurativo dell'aggregato.



(a) U.S. 109, ribaltamento fuori piano della parete est.



(b) U.S. 109, prospetto sud: e destra si nota il meccanismo fuori piano.

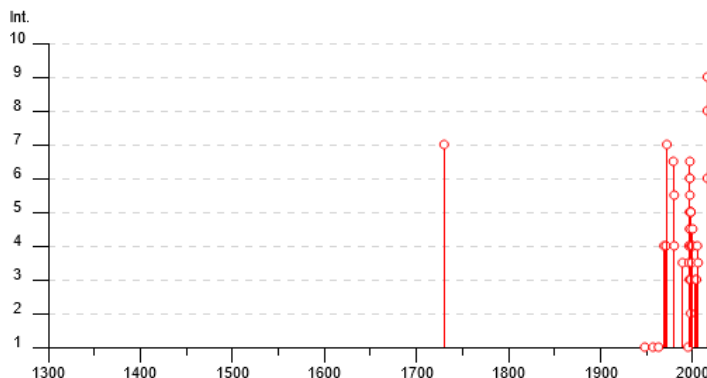
**Figura 4.16:** Foto dell'U.S. 109 a seguito del sisma del 30 ottobre 2016.

### 4.3 Storia degli eventi sismici

Consultando le banche dati del sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV, 2022) è stato possibile reperire alcune informazioni relative alla storia sismica del comune di Castelsantangelo sul Nera, il quale a partire dall'anno 1730 è stato oggetto di 42 eventi sismici (figg. 4.17 e 4.18). Dal momento che però si hanno informazioni limitate sulla storia sismica di questo comune, si sono presi in considerazione anche gli eventi del comune di Visso, limitrofo a Castelsantangelo sul Nera. Tra questi, quelli più importanti e di maggior interesse per la stesura di questa tesi sono ovviamente gli ultimi in ordine temporale, che hanno avuto luogo nel periodo compreso tra il 24 agosto e il 30 ottobre 2016, oltre che a quelli del gennaio del 2017 e che hanno colpito il tutto il centro Italia.

Il terremoto del 24 agosto 2016 ha avuto il suo epicentro ad Accumoli (nel Lazio) con un'intensità di magnitudo Mw pari a 6.0, seguito da una forte replica di Mw pari a 5.4 con epicentro ad Amatrice. In seguito si sono susseguite scosse di rilevanza minore, fino ai terremoti di fine ottobre: il 26 ottobre 2016 due eventi di Mw 5.4 (con epicentro a Visso) e 5.9 (con epicentro proprio a Castelsantangelo sul Nera) hanno interessato l'area posta al confine Marche-Umbria tra i Comuni di Castelsantangelo sul Nera (MC), Norcia (PG) e Arquata del Tronto (AP), mentre la mattina del 30 ottobre 2016 un terremoto di Mw 6.5 con epicentro non lontano da Norcia ha interessato l'intera area già colpita dalla sequenza. A gravare sulla situazione di emergenza sismica hanno inoltre contribuito altri quattro eventi sismici di magnitudo Mw pari a 5.5, verificatisi il 18 gennaio 2017 nella parte meridionale della sequenza sismica (fig. 4.19). L'area colpita è caratterizzata da sistemi di faglia attivi aventi direzione NW-SE.

La sequenza sismica iniziata il 24 agosto 2016 ha attivato un segmento del sistema di faglie lungo circa 40 km, dove la porzione a nord dell'epicentro del terremoto di Amatrice del 24 agosto è rimasto sempre più attivo rispetto al resto della sequenza. Il 26 ottobre si è attivato un segmento più a nord lungo ulteriori 15 km rimasto attivo in modo importante per un certo periodo. Con la forte scossa del 30 ottobre anche la porzione meridionale, praticamente per tutta la sua lunghezza, è stata riattivata ed ha ripreso a produrre repliche (INGV, n.d.-b).



**Figura 4.17:** Diagramma della storia sismica di Castelsantangelo sul Nera (INGV, 2022).

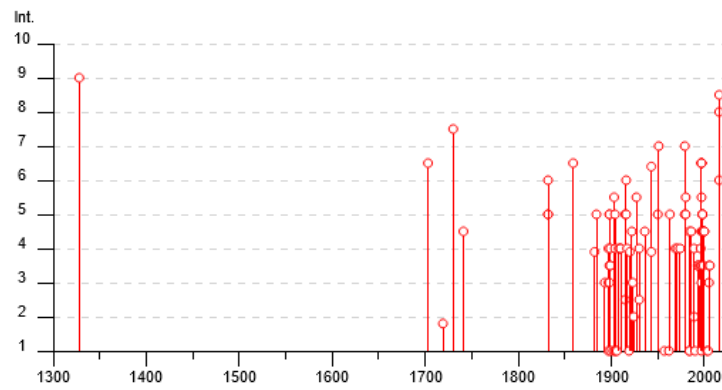


Figura 4.18: Diagrammi della storia sismica di Visso (INGV, 2022).

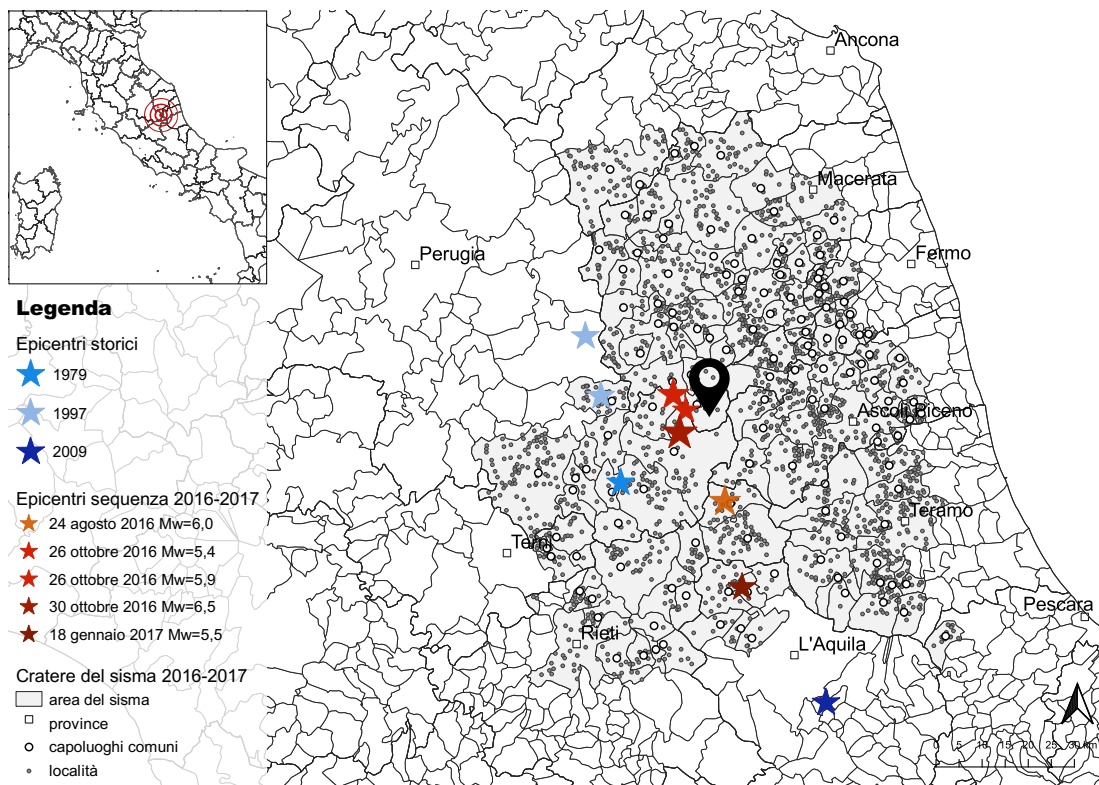
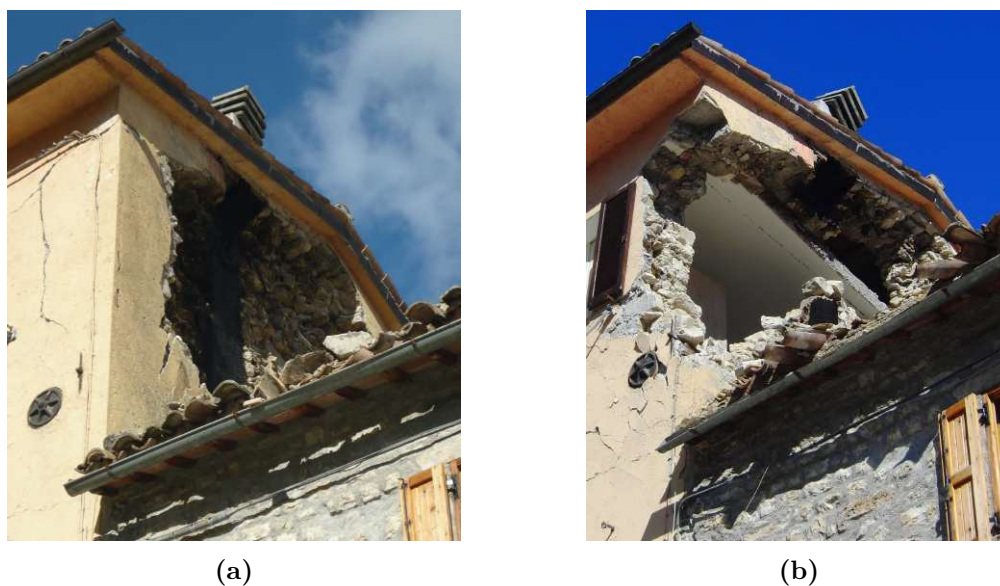


Figura 4.19: Mappa delle sequenze sismiche in Italia centrale con evidenziazione degli epicentri storici del 1979, 1997 e 2009 e degli epicentri dei sismi nel periodo 2016-2017 (Fig. 4.1 in Saretta, 2024).

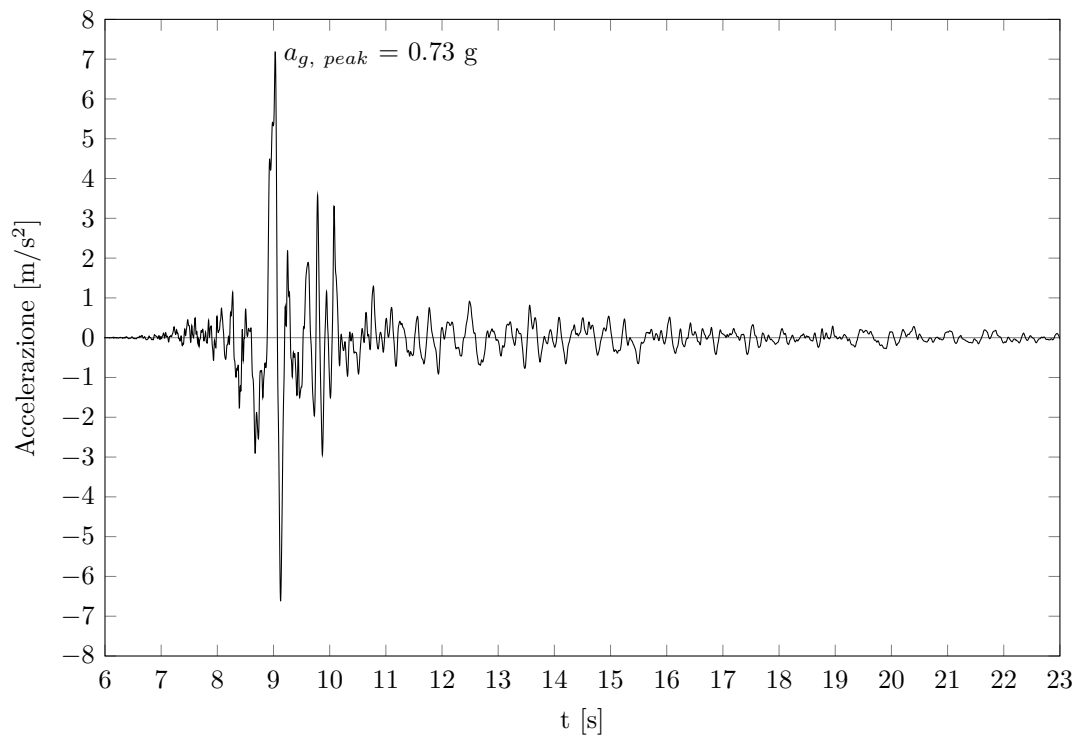
### 4.3.1 I sismi del 2016

Come già descritto, i sismi che più hanno interessato l'edificio in esame sono avvenuti il 24 agosto 2016, con epicentro a Castelsantangelo sul Nera e Mw pari a 6.0 (fig. 4.21), e il 30 ottobre 2016, con epicentro prossimo a Castelsantangelo sul Nera e Mw pari a 6.5 (fig. 4.22). Entrambi hanno avuto un'accelerazione maggiore nella direzione E-W, più vicina alla direzione +/- X dell'aggregato in esame, parallela quindi al prospetto sud. Essendo comunque la direzione N-S del sisma non trascurabile, gli accelerogrammi nelle figg. 4.21 e 4.22 (INGV, n.d.-b) sono una combinazione delle due direzioni principali nella direzione +/- X.

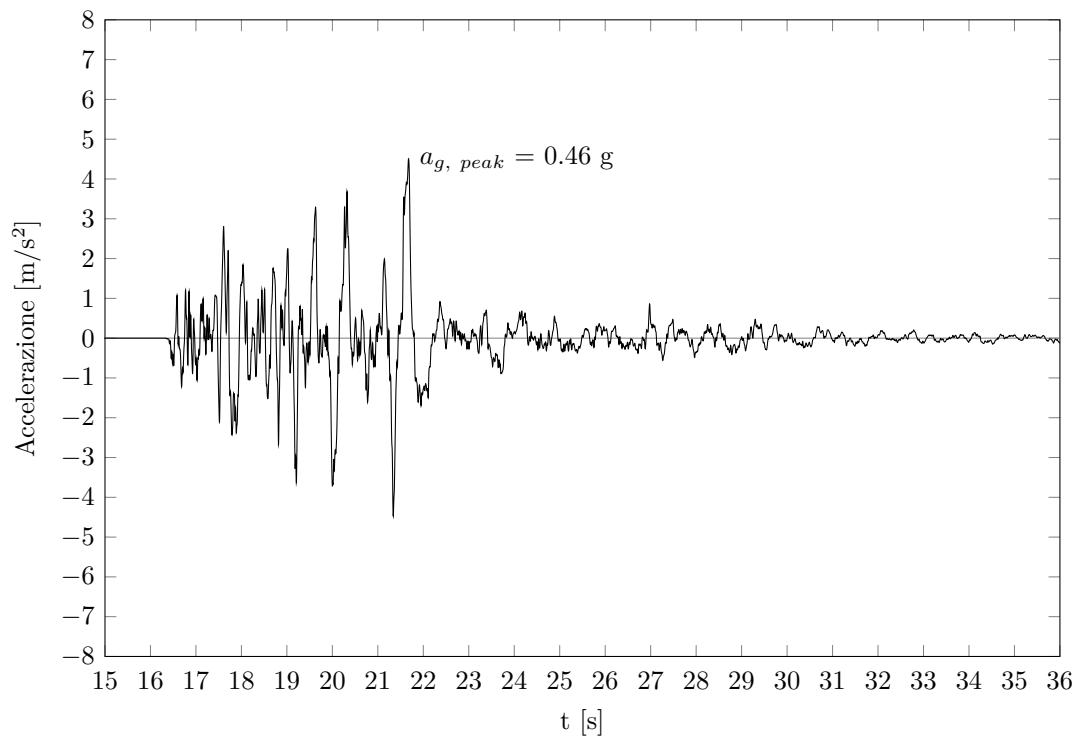
In particolare il sisma del 24 agosto risulta più impulsivo e con un'accelerazione di picco maggiore pari a 0.73g, da cui si deduce che sicuramente è stato più dannoso a causa della rapidità dell'accelerazione, al contrario di quello del 30 ottobre, decisamente più uniforme e prolungato nel tempo, con un'accelerazione di picco inferiore e pari a 0.46g. Confrontando il danno dell'U.S. 109 tra i due sismi si nota come con la prima scossa si abbia un ribaltamento parziale della parete e con la seconda sia avvenuto anche il ribaltamento del cantonale (fig. 4.20).



**Figura 4.20:** Danno dell'U.S. 109 dopo il sisma del 24 agosto 2016 (a) e dopo il sisma del 30 ottobre 2016 (b).



**Figura 4.21:** Accelerogramma del sisma del 24 agosto 2016, dir. +/- X, Stazione di Amatrice (Codice AMT).



**Figura 4.22:** Accelerogramma del sisma del 30 agosto 2016, dir. +/- X, Stazione di Norcia (Codice NRC).

## 4.4 Azione sismica

In questo paragrafo viene determinata l'azione sismica del sito in cui sorge la costruzione, seguendo le indicazioni fornite dalle N.T.C. del 2018 e utilizzando l'apposito foglio di lavoro Excel '*Spettri-NTC ver.1.0.3*' fornito dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici<sup>1</sup>.

La struttura fa parte della categoria 'opere ordinarie', quindi ha una vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni, e appartiene alla classe d'uso  $C_{II}$ , a cui corrisponde il coefficiente d'uso  $C_U = 1$ . Da questi dati si ricava il periodo di riferimento  $V_R$ , rispetto al quale vengono valutate le azioni sismiche a cui è soggetta la costruzione (eq. (4.1)):

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \quad (4.1)$$

La zona sismica di riferimento è la zona 1<sup>2</sup>, ossia la zona con pericolosità sismica più elevata. Nella classificazione precedente il comune ricadeva in zona 2.

Il parametro caratterizzante la pericolosità sismica (da associare ai diversi stati limite considerati) è il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni (eq. (4.2)):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (4.2)$$

con  $P_{VR}$ : probabilità di superamento nel periodo di riferimento, pari all'81% per lo Stato Limite di Operatività (SLO), 63% per lo Stato Limite di Danno (SLD), 10% per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e 5% per lo Stato Limite di Collasso (SLC).

La categoria di sottosuolo del terreno su cui poggia la struttura è stata ipotizzata nella categoria A, ovvero: 'Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m'.

La categoria topografica invece andrebbe dedotta a partire da specifiche analisi, le quali non sono state eseguite nel caso studio in esame. Tenendo conto però dei dati che si hanno a disposizione, è stato ritenuto opportuno far rientrare la superficie topografica oggetto di studio nella categoria T2 (pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ) a cui corrisponde il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T=1.0$ , in quanto è vero che il terreno è inclinato, ma allo stesso tempo l'edificio si trova alla base del pendio.

L'azione sismica attesa è in tab. 4.3 con i relativi spettri di risposta elastici in fig. 4.23. In questo grafico sono presenti, a scopo di confronto, anche gli spettri di risposta elastici dei sismi del 24 agosto 2016 e 30 ottobre 2016: si noti come entrambi siano, in modo rilevante, al di sopra degli spettri di progetto.

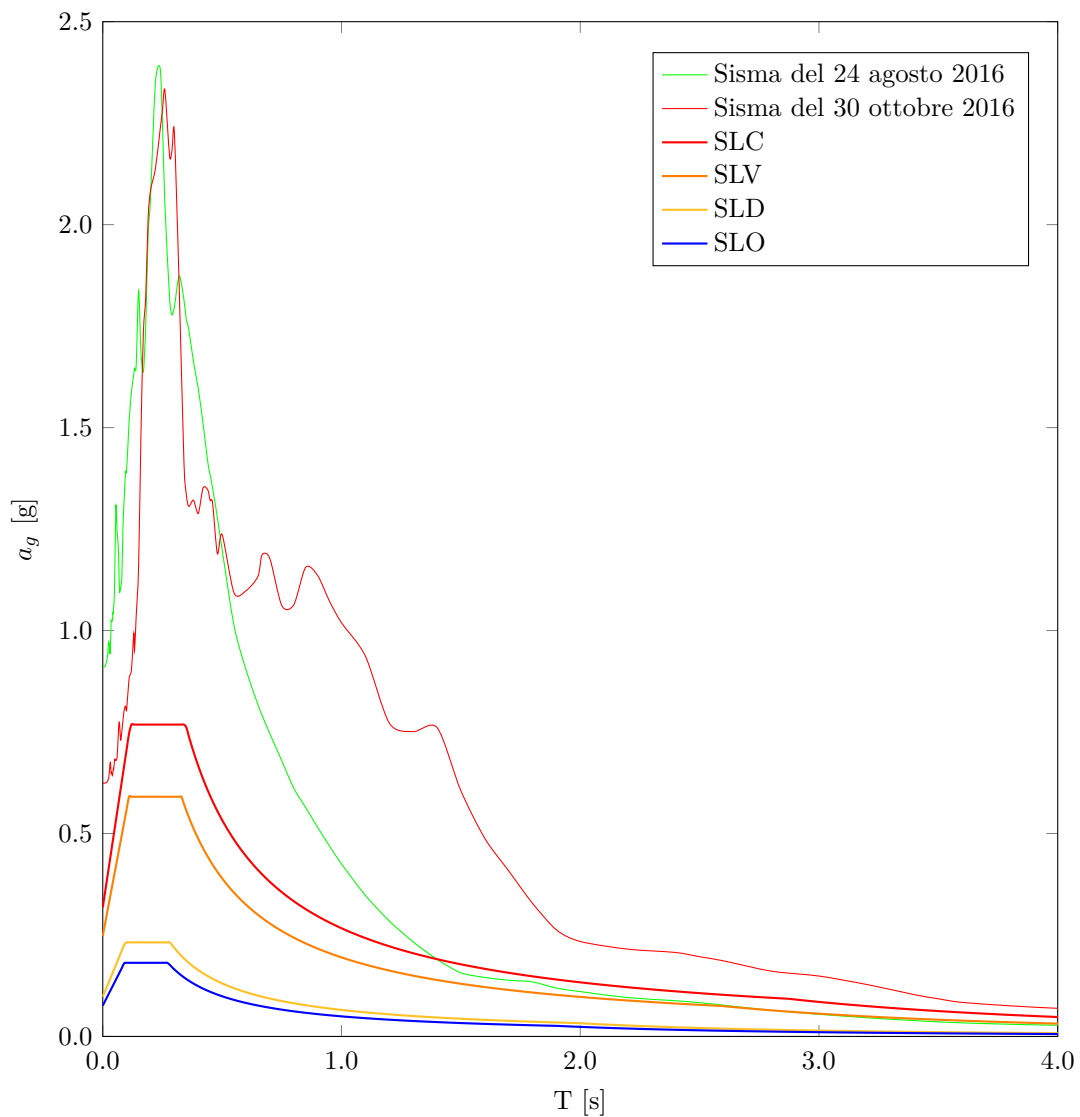
---

<sup>1</sup>Si tratta di un documento Excel che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

<sup>2</sup>Come indicato nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale delle Marche n.1046 del 29.07.2003.

**Tabella 4.3:** Parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  di progetto in funzione degli SL (MIT, 2018):  $a_g$  corrisponde all'accelerazione di progetto,  $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale,  $T_C^*$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,076	2,387	0,273
SLD	50	0,098	2,365	0,282
SLV	475	0,248	2,381	0,330
SLC	975	0,318	2,416	0,347



**Figura 4.23:** Spettri di progetto e dei sismi del 24 agosto 2016 e 30 ottobre 2016.





## Capitolo 5

# Analisi numerica della risposta sismica

### 5.1 Introduzione

Lo studio del comportamento della struttura è eseguito tramite modellazione agli elementi finiti mediante l'utilizzo del software DIANA FEA. Il software possiede una libreria molto ampia a livello di modelli specifici per la muratura e di elementi e per questo risulta essere efficace per lo scopo della seguente tesi.

### 5.2 Strategie di modellazione

#### 5.2.1 Creazione del modello numerico

La modellazione degli elementi (murature, solai e coperture) è avvenuta tramite delle superfici collocate sul piano medio direttamente in DIANA (fig. 5.1). Non sono state modellate murature interne, se non per l'U.S. 106, sia in quanto non si disponeva di informazioni sulla loro distribuzione sia perché si è ritenuto che tali murature, date le luci limitate, non avessero funzione portante o quantomeno non incidessero in modo rilevante nei risultati. Sono state adottate le seguenti semplificazioni nella modellazione:

- non sono stati considerati eventuali fuori piombo delle pareti;
- in pianta sono state allineate le murature leggermente disallineate, mantenendo non parallele solo quelle sul prospetto a monte;
- le coperture si sono assunte della stessa inclinazione (26%);
- non sono stati modellati aggetti o canne fumarie;
- non sono state modellate aperture di dimensioni ridotte;
- i carichi considerati per le analisi sono solamente i pesi propri della muratura e degli orizzontamenti.

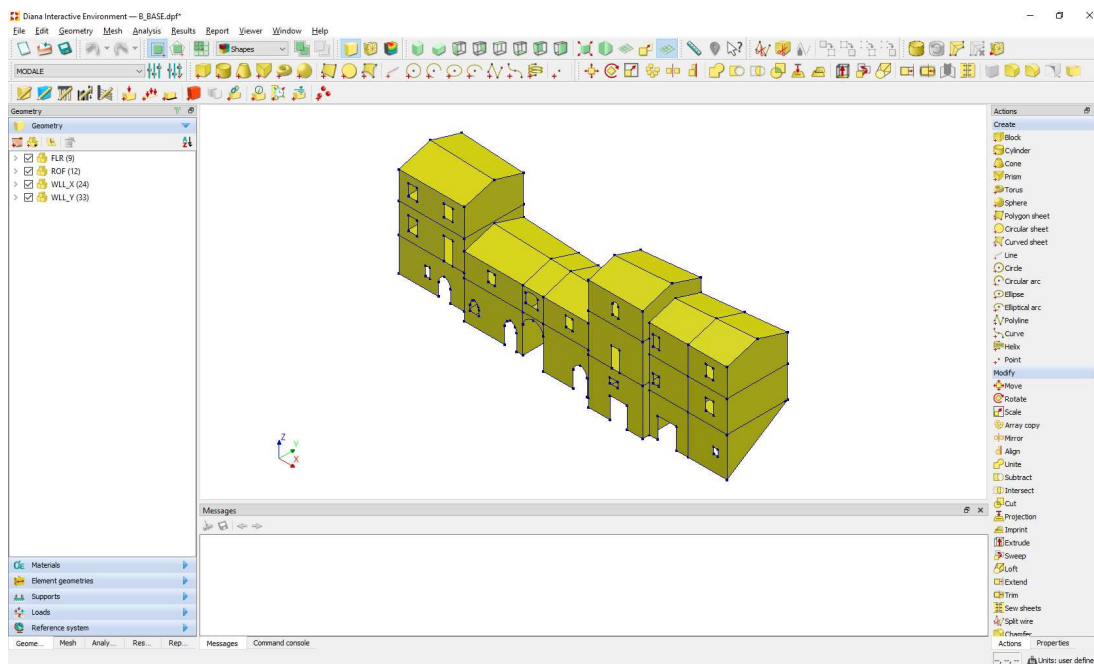


Figura 5.1: Modello DIANA dell'intero aggregato.

### 5.2.2 Elementi strutturali verticali

Per le murature si sono assunti fin da subito materiali con comportamento di tipo non lineare dal momento che le analisi da effettuare sono di questo tipo. Nel caso di analisi lineare il materiale rimane in campo elastico senza sfruttare le sue proprietà plastiche e dunque senza incidere nei risultati, se non con un possibile rallentamento dal punto di vista computazionale. Tra i differenti legami costitutivi non lineari che il software mette a disposizione per la muratura, si è optato per il *total strain crack model* (Ferreira & Manie, 2022), il quale descrive il comportamento a compressione e trazione di un materiale tramite il rapporto sforzo-deformazione (valutato nelle direzioni principali del vettore di deformazione) e segue un approccio basato sull'energia di frattura ( $G_f - G_c$ ). I dati di input per questo tipo di legame costitutivo comprendono due parti: le proprietà lineari e la definizione del comportamento a trazione e compressione in campo non lineare (tab. 5.1). Essendo la conoscenza dell'aggregato limitata, si assume un Livello di Conoscenza 1: i valori della tab. 4.2 sono quindi divisi per un fattore 1.35. Anche se non previsto da normativa, viene diviso per 1.35 anche il modulo elastico  $E$  considerando una riduzione in conseguenza della presenza di difetti occulti.

Per i comportamenti a trazione e compressione della muratura il programma mette a disposizione delle funzioni predefinite. Ovviamente per scegliere i parametri più corretti per queste funzioni sono state effettuate diverse prove: inizialmente sono stati selezionati per entrambi i comportamenti le funzioni *ideal*, dopodiché sono state considerati il comportamento *exponential* per la trazione e il comportamento *parabolic* per la compressione. Alla sez. 5.8 si descrive la calibrazione del modello per la definizione delle proprietà dei materiali.

**Tabella 5.1:** Proprietà della muratura in DIANA.

Proprietà	NTC-1	NTC-3	NTC-3/108
$E$ [N/m <sup>2</sup> ]	$9.667 \times 10^8$	$1.676 \times 10^9$	$2.514 \times 10^9$
$\nu$	0.40	0.40	0.40
$W$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1 900	2 100	2 100
$f_t$ [N/m <sup>2</sup> ]	41 667	93 889	140 833
$G_{ft}$ [N/m]	10	10	10
$f_c$ [N/m <sup>2</sup> ]	$1.667 \times 10^6$	$3.081 \times 10^6$	$4.622 \times 10^6$
$G_{fc}$ [N/m]	500	500	500
$\beta$	0.01	0.01	0.01

### 5.2.3 Elementi strutturali orizzontali

I solai e le coperture in laterocemento sono stati modellati come piastre isotrope con le proprietà descritte in tab. 5.2.

**Tabella 5.2:** Proprietà dei solai e delle coperture in DIANA.

Proprietà	Valore
$E$ [N/m <sup>2</sup> ]	$1 \times 10^{10}$
$\nu$	0.30
$W$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1500

Al fine di poter essere implementati in ambiente DIANA in modo corretto, è stata fatta un'equivalenza di momenti di inerzia tra la sezione resistente di calcestruzzo armato con soletta e travetti e una lastra di spessore uniforme (eq. (5.1) e (5.2)), risultato pari a 15 cm (fig. 5.2). Per evitare un peso eccessivo e non realistico del solaio è stata fatta un'equivalenza tra area reale e area calcolata equivalente, ottenendo quindi un peso specifico pari a 1500 kg/m<sup>3</sup> (eq. (5.3)).

$$\begin{aligned}
 J_{xx,1} &= \frac{1}{12} \times 100 \times 5^3 + 100 \times 5 \times 2.5^2 = 4\,167 \text{ cm}^4 \\
 J_{xx,2} &= \left( \frac{1}{12} \times 10 \times 20^3 + 10 \times 20 \times 15^2 \right) \times 2 = 103\,333 \text{ cm}^4 \\
 J_{xx} &= J_{xx,1} + J_{xx,2} = 107\,500 \text{ cm}^4
 \end{aligned} \tag{5.1}$$

$$\begin{aligned}
 J_{eq} &= \frac{1}{12} \times 100 \times x^3 + 100 \times x \times \left( \frac{x}{2} \right)^2 = 107\,500 \text{ cm}^4 \\
 &[\dots] \\
 x &= 14.77 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}
 \end{aligned} \tag{5.2}$$

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 900 \text{ cm}^2, \rho_1 = 2\,500 \text{ kg/m}^3, A_{eq} = 1\,500 \text{ cm}^2 \\
 \rho_{eq} &= \frac{900 \times 2\,500}{1\,500} = 1\,500 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned} \tag{5.3}$$



Figura 5.2: Equivalenza dei momenti di inerzia tra i due modelli di solaio.

### 5.2.4 Vincoli

La struttura è stata vincolata con delle cerniere alla base, bloccando tutte le traslazioni e lasciando libere le rotazioni alla base dei tre prospetti sud, est e ovest. Per il lato nord si è dovuto vincolare la struttura in maniera differente in quanto il bordo del primo solaio coincide con la base della parete: considerando i solai rigidi, il vincolo applicato alla base della parete avrebbe determinato spostamenti troppo ridotti del pianterreno anche sul lato rivolto a valle. Per questo si è rimossa una fascia di 30 cm (una maglia di mesh) dal solaio: in questo modo il solaio è stato vincolato alla traslazione in Z, mentre le murature sono state vincolate come cerniere (fig. 5.3).

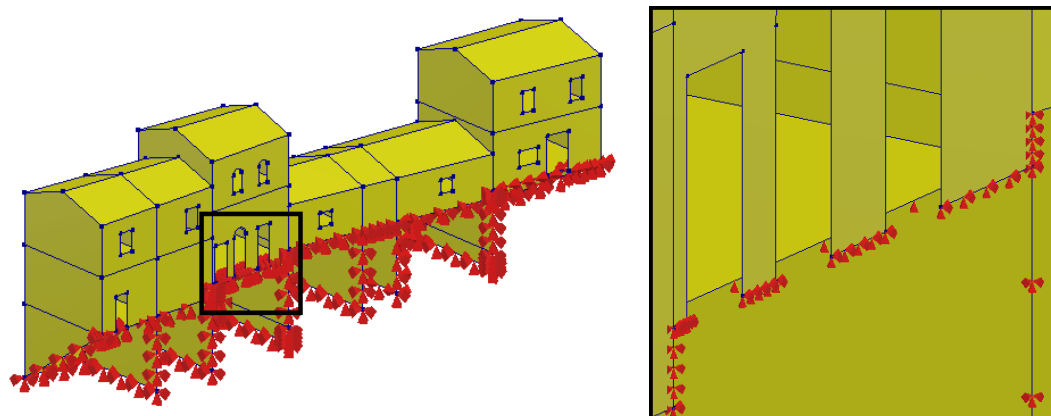


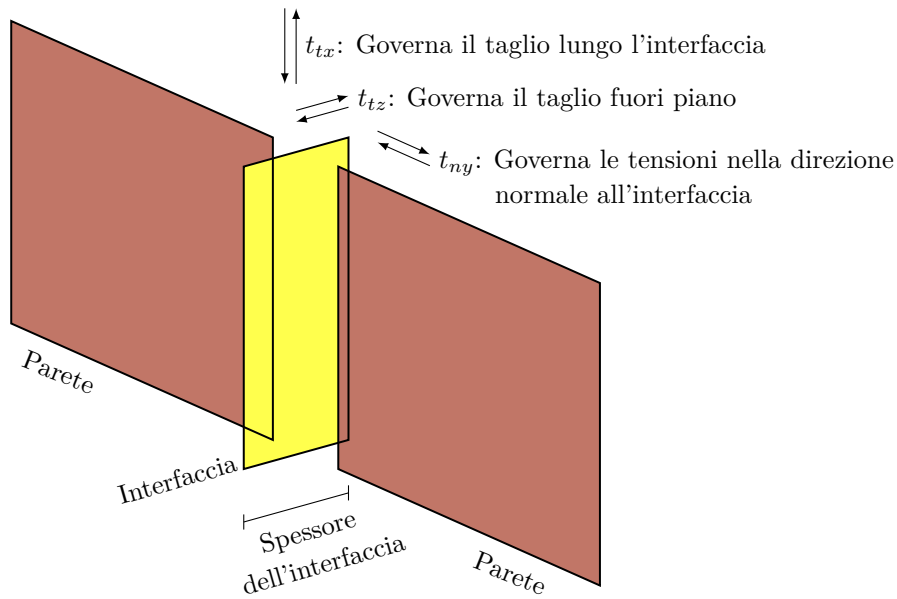
Figura 5.3: Assegnazione dei vincoli in ambiente DIANA.

### 5.2.5 Interfacce

Le interfacce sono state implementate allo scopo di simulare un modello più realistico considerando le discontinuità tra le U.S. nell'aggregato a causa delle diverse fasi costruttive. Si sono seguite le fasi di costruzione illustrate nel par. 4.2.2, escludendo le discontinuità orizzontali e considerando solo quelle verticali tra U.S. Nel par. 4.2.2 si

nota come si abbiano due configurazioni differenti tra il blocco 106-107-108a ed il blocco 108-109c: in particolare il primo presenta discontinuità non continue terra-cielo, al contrario del secondo dove le discontinuità coprono tutti i livelli. Sarà poi considerato anche questo aspetto nelle successive valutazioni.

In particolare, come descritto al par. 1.4.2, si utilizza un modello di interfaccia con un comportamento Coulomb friction con le proprietà in tab. 5.3. Questo comportamento prevede la definizione di tre rigidezze: due nel piano, una normale ( $t_{ny}$ ) e una di taglio ( $t_{tx}$ ), e una fuori piano ( $t_{tz}$ ) (fig. 5.4), la cui influenza è descritta nei paragrafi che seguono.



**Figura 5.4:** Schema per la definizione delle rigidezze per le interfacce in ambiente DIANA.

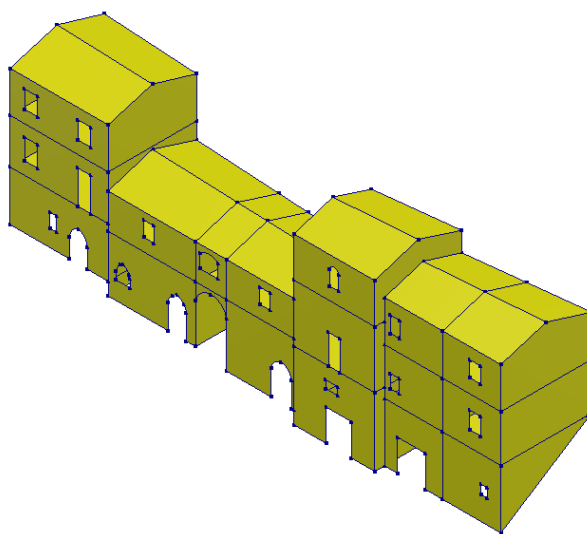
**Tabella 5.3:** Proprietà delle interfacce in DIANA.

Proprietà	Valore
$t_{n,y}$ [N/m <sup>3</sup> ]	$1 \times 10^{12}$
$t_{t,x}$ [N/m <sup>3</sup> ]	$1 \times 10^{10}$
$t_{t,z}$ [N/m <sup>3</sup> ]	-
$c$ [N/m <sup>2</sup> ]	$6.26 \times 10^4$
$\phi$ [°]	30
$\psi$ [°]	0
Tension cutoff [N/m <sup>2</sup> ]	0

### 5.3 Modelli analizzati

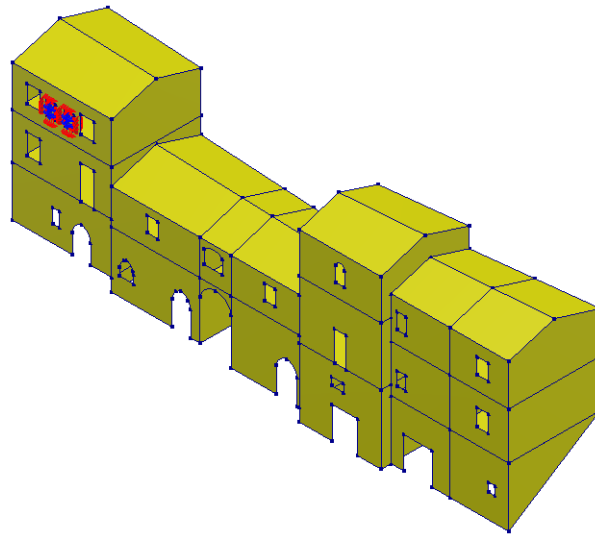
Il processo seguito prevede l'analisi dell'aggregato nel suo insieme e nella sua scomposizione in marco-U.S. e in singole U.S.: i modelli per macro-U.S. consentono di valutare la dimensione dell'“effetto aggregato”, cioè se esso sia riconducibile prevalentemente alle U.S. immediatamente adiacenti alla cella oggetto di studio o all'aggregato nel suo complesso. Inoltre il modello a macro-U.S. consente anche di valutare l'effetto della diversa posizione delle celle, facendo in modo che alcuni elementi interni diventino di estremità; i modelli per singole U.S. consentono invece di valutare la differenza di risposta sismica tra edificio e isolato e inserito nell'aggregato, quando cioè l'edificio trova il contrasto degli edifici adiacenti. Vengono quindi analizzati i seguenti modelli:

- **G0.** Modello dell'aggregato completo, analizzato a sua volta in diverse configurazioni:
  - **G0B.** Modello in cui le murature sono costituite da un materiale omogeneo corrispondente al tipo NTC-3 (tab. 4.2) (“Muratura a spacco con buona tessitura”), solai e coperture “rigide” in laterocemento e senza alcun tipo di discontinuità (fig. 5.5).



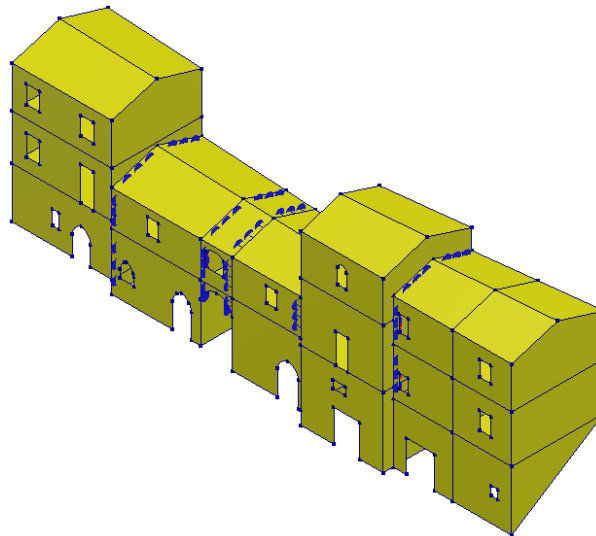
**Figura 5.5:** Geometria del modello G0B.

- \* **G0Bd.** Modello in cui il tipo di muratura viene mantenuta uguale per l'intero aggregato ma vengono modellate anche le aperture tamponate emerse dal quadro fessurativo (fig. 4.13) (fig. 5.6):
  - **G0Bd1.** Un primo caso assegnando loro una muratura di tipo NTC-1 senza interfacce;
  - **G0Bd2.** Un secondo caso inserendo le interfacce e mantenendo un materiale di tipo NTC-3;
  - **G0Bd3.** Un caso considerando entrambi gli aspetti, con un materiale di tipo NTC-1 e le interfacce con la muratura.



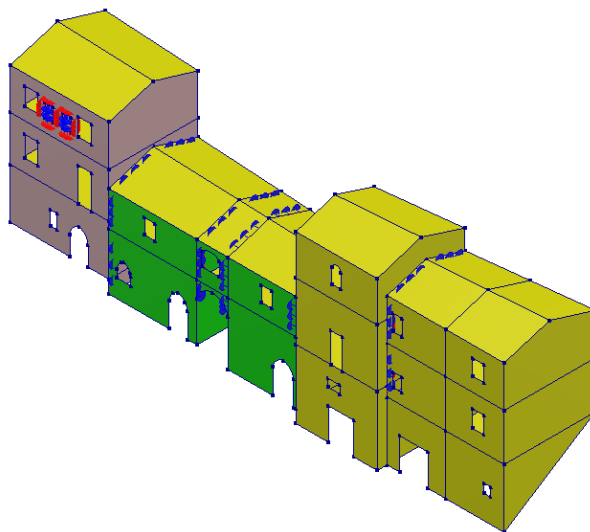
**Figura 5.6:** Geometria dei modelli G0Bd.

- **G0D.** In questo modello, con le stesse caratteristiche materiche del modello G0B, vengono implementate le discontinuità tra U.S. tramite opportune interfacce, ottenendo così un modello più realistico dell'aggregato (fig. 5.7).



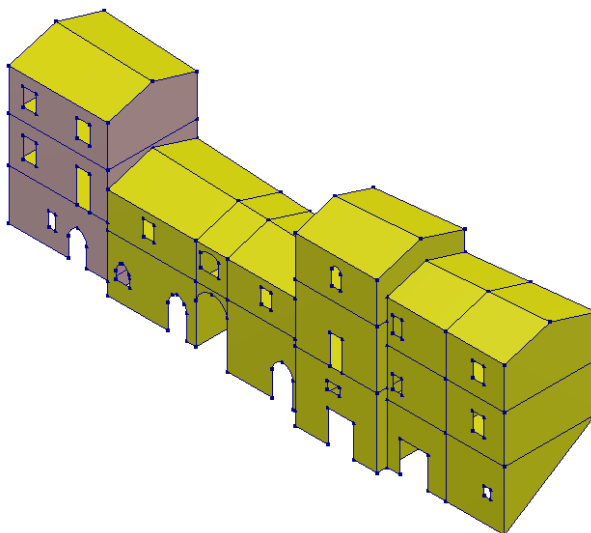
**Figura 5.7:** Geometria del modello G0D.

- \* **G0DMd3.** Modello che comprende tutte le caratteristiche analizzate negli altri modelli: sono implementate le interfacce tra U.S., l'U.S. 109 ha una muratura di tipo NTC-1 e vengono modellate le aperture tamponate con le interfacce e l'U.S. 108 ha una muratura di tipo NTC-3 con i miglioramenti del modello G0M2 (fig. 5.8).



**Figura 5.8:** Geometria del modello G0DMd3.

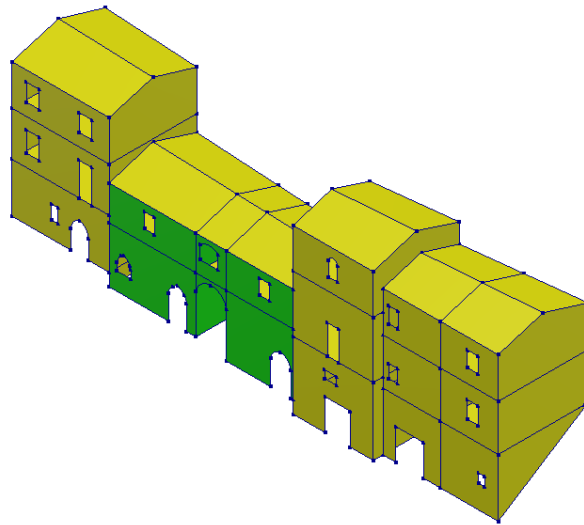
- **G0M.** Questi modelli focalizzano l’attenzione sui materiali che costituiscono l’aggregato:
  - \* **G0M1.** Modello in cui all’U.S. 109 venga assegnata una muratura di tipo NTC-1 (“Muratura in pietrame disordinata”) (MIT, 2018), più aderente alla realtà (fig. 5.9);



**Figura 5.9:** Geometria del modello G0M1.

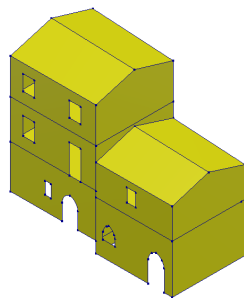
- \* **G0M2.** Modello in cui all’intera U.S. 108 sia assegnato un materiale di tipo NTC-3 ma con un miglioramento ipotizzato come una possibile iniezione di miscele leganti: questa variante viene introdotta dal momento che l’U.S. 108 nei modelli precedenti risulta molto danneggiata, al contrario di quanto riportato dal quadro fessurativo reale (fig. 5.10).



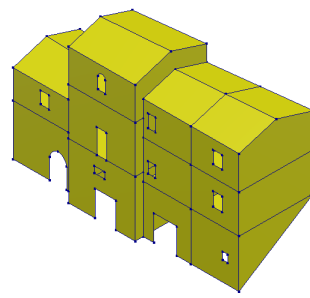


**Figura 5.10:** Geometria del modello G0M2.

- **G1.** Questi modelli hanno lo scopo di analizzare le due macro-U.S. che costituiscono l'aggregato emerso dall'analisi delle fasi storiche (sez. 4.2.2), ovvero rimuovendo l'U.S. 108b. Se ne sviluppano in particolare due tipi:
  - **G1B.** Analisi delle due macro-U.S. senza discontinuità (fig. 5.11).



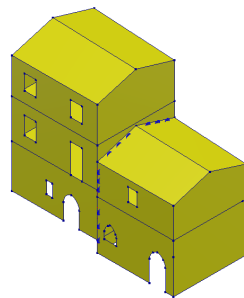
(a) U.S. 109-108c.



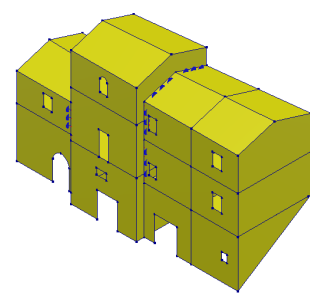
(b) U.S. 108a-107-106.

**Figura 5.11:** Geometrie dei modelli G1B.

- **G1D.** Analisi delle due macro-U.S. con discontinuità (fig. 5.12).



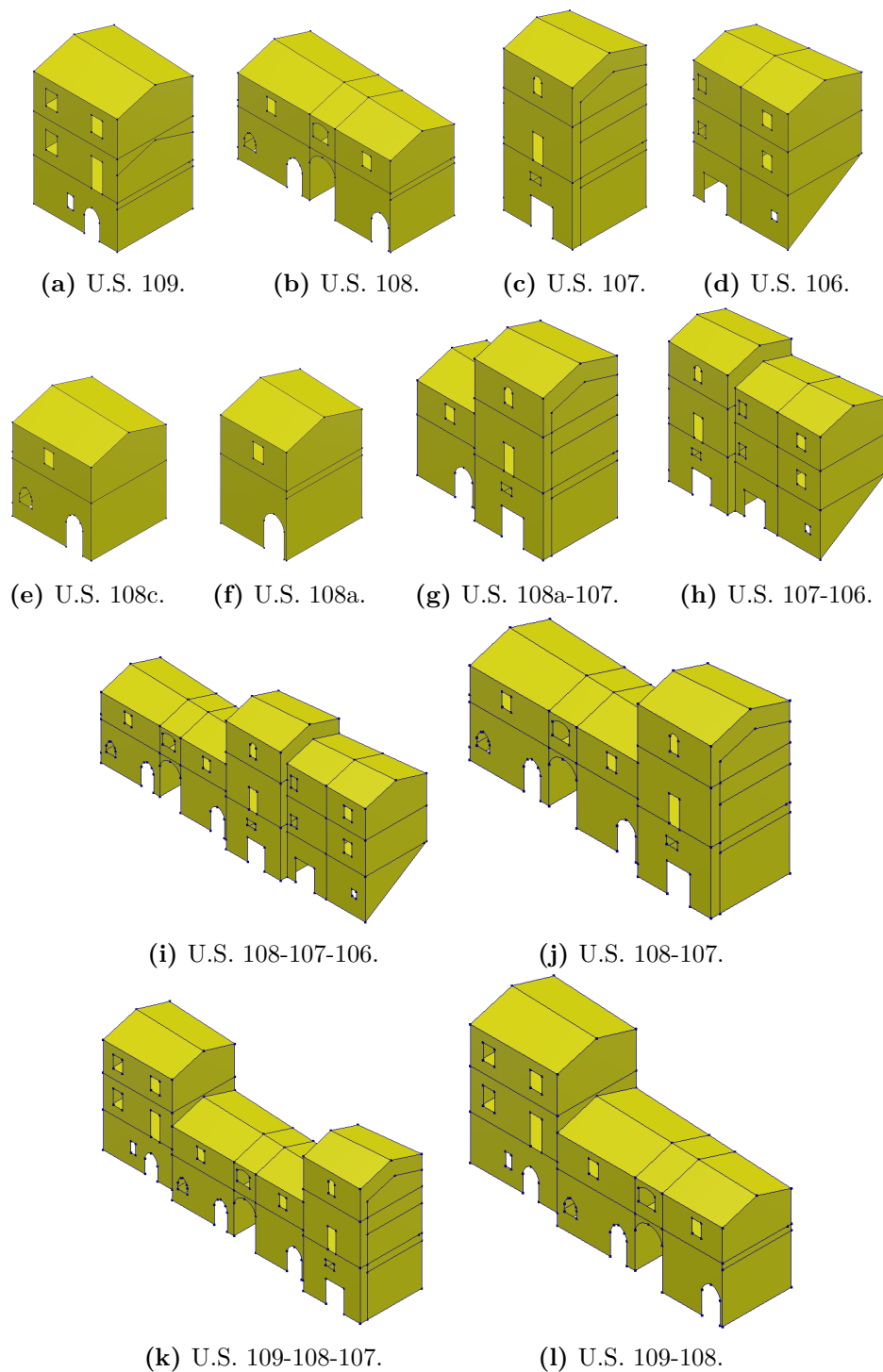
(a) U.S. 109-108c



(b) U.S. 108a-107-106

**Figura 5.12:** Geometrie dei modelli G1D.

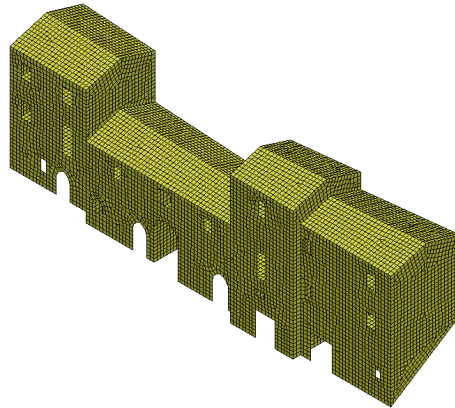
- **G2B.** Analisi delle singole U.S. e di alcune loro combinazioni: in questo caso le U.S. vengono analizzate singolarmente, quindi 106, 107, 108 e 109. L'U.S. 108 viene ulteriormente suddivisa in 108a e 108c. Si analizzano inoltre le combinazioni delle U.S. 106-107, 107-108a, 106-107-108, 107-108, 107-108-109 e 108-109. In questo caso i modelli analizzati ricadono nelle caratteristiche dei modelli di tipo B (fig. 5.13).



**Figura 5.13:** Geometrie dei modelli G2D.

## 5.4 Discretizzazione del modello

La discretizzazione del modello consente di passare da un numero infinito di gradi di libertà (continuum) a un numero finito (mesh). La dimensione degli elementi della mesh è  $0,30 \times 0,30$  m come dimensione di compromesso tra precisione dei risultati, regolarità della suddivisione e tempi di calcolo (fig. 5.14). Il modello G0B comprende 15 944 elementi e 15 914 nodi. I tipi di elementi risultanti dalla discretizzazione del modello sono stati i T15SH e i Q20SH (cfr. fig. 1.10).



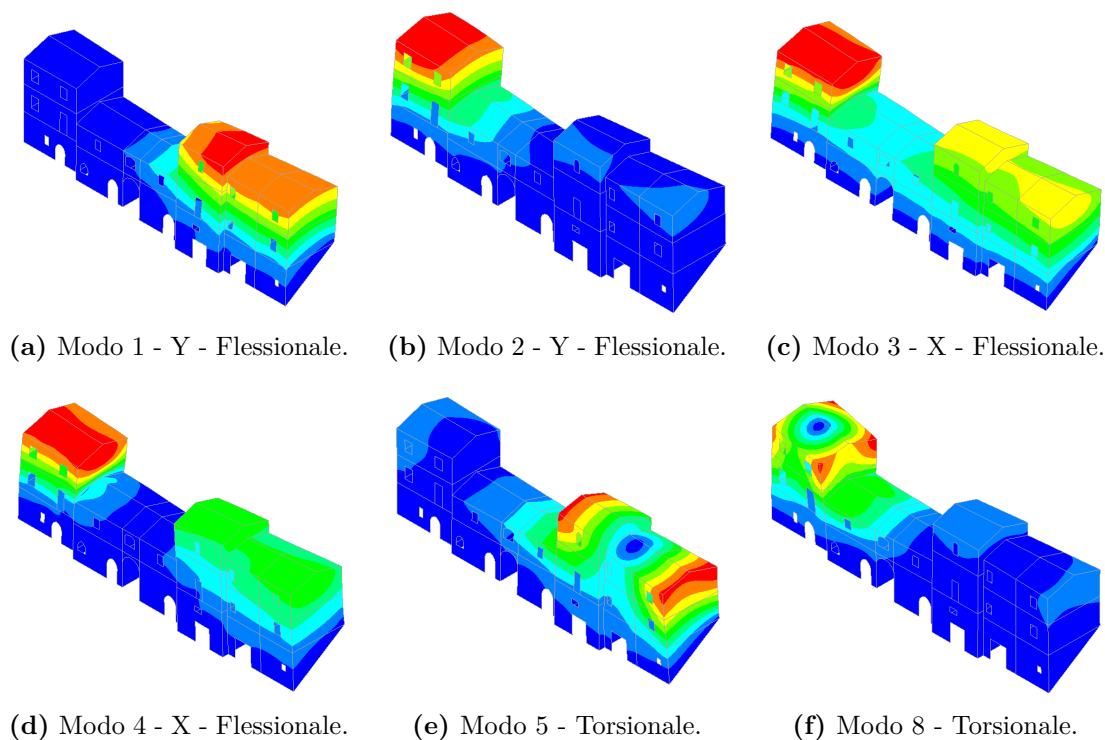
**Figura 5.14:** Mesh del modello G0B.

## 5.5 Analisi modale

La prima analisi eseguita è stata l'analisi modale (*eigenvalue analysis* in ambiente DIANA), impostando la ricerca delle prime 50 frequenze relative ai primi 50 modi di vibrare: ne sono stati poi ricavati i risultati in termini di frequenza, massa partecipante in termini assoluti e percentuali e il fattore di partecipazione modale  $\Gamma$ , il tutto nelle direzioni X, Y e Z. In fig. 5.15 e tab. 5.4 sono riportati i modi propri di vibrare del modello G0B. È stata eseguita l'analisi modale anche per i modelli G0D e G0M2, confermando sostanzialmente gli stessi risultati in termini di modi di vibrare, con frequenze leggermente più basse per il primo e leggermente più alte per il secondo. Per i modelli G0M1 e G0DMd3 invece si notano diversi modi di vibrare (fig. 5.16).

**Tabella 5.4:** Modi propri di vibrare del modello G0B.

Modo	Direzione	Frequenza [Hz]	Massa partecipante [%]			$\Gamma$ - Fattore di partecipazione modale		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	Y - Flessionale	8,930	0,05	34,99	1,37	0,058	1,622	0,321
2	Y - Flessionale	9,932	2,89	16,25	0,43	0,615	1,458	0,237
3	X - Flessionale	10,356	65,18	1,14	0,01	1,817	0,240	0,019
4	X - Flessionale	11,546	0,68	0,75	0,01	0,252	0,265	0,030
5	Torsionale	12,366	0,20	0,07	0,03	0,135	0,078	0,050
8	Torsionale	15,060	0,06	0,97	0,04	0,075	0,291	0,060



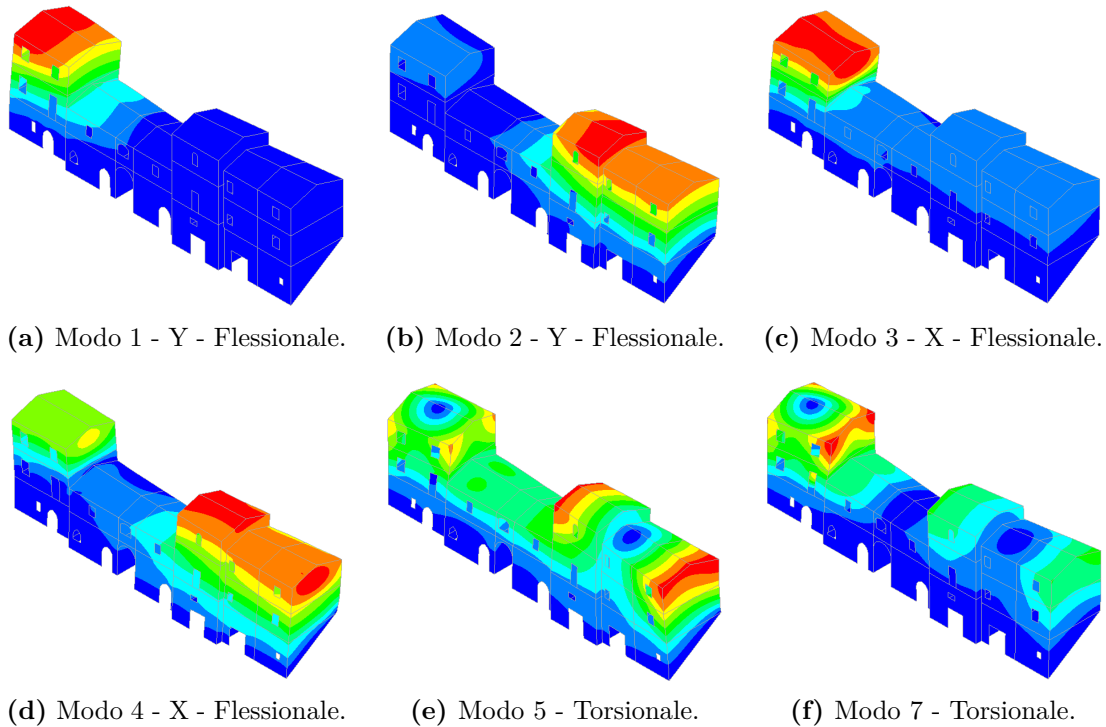
**Figura 5.15:** Modi propri di vibrare del modello G0B.

Dall'analisi modale si nota che gli spostamenti della struttura, salvo il modo 3, non sono globali ma prendono in considerazione in modo importante le singole celle, in particolar modo le celle 106-107 e 109, ovvero quelle che spiccano in altezza, sia nei modi flessionali sia in quelli torsionali, a causa della presenza dell'U.S. 108, interclusa e particolarmente rigida. Particolare è il caso relativo al modo 4, in cui la massa partecipante calcolata è prossima allo 0 % quando in realtà questo valore è dato dalla somma della massa che si sposta in dir. +X e la massa che si sposta in -X. Già da questa analisi si verifica che l'U.S. 108, interclusa e più bassa, beneficia dell'effetto aggregato.

Vale la pena porre l'attenzione ai modi di vibrare del modello G0M1 (simili a quelli del modello G0DM3) (in tab. 5.5 e fig. 5.16), differenti da G0B nella muratura dell'U.S. 109: in questo caso il primo modo di vibrare prevede che sia questa U.S. la prima investita dallo spostamento, oltre ad avere lo spostamento opposto delle celle nel modo 4.

**Tabella 5.5:** Modi propri di vibrare del modello G0M1.

Modo	Direzione	Frequenza [Hz]	Massa partecipante [%]			$\Gamma$ - Fattore di partecipazione modale		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	Y - Flessionale	8,276	0,34	17,50	0,40	0,233	1,671	0,252
2	Y - Flessionale	8,924	0,06	33,60	1,35	0,066	1,566	0,314
3	X - Flessionale	9,379	39,58	0,18	0,00	2,386	0,159	0,014
4	X - Flessionale	10,931	28,35	0,85	0,00	1,215	0,210	0,008
5	Torsionale	12,173	0,11	0,64	0,06	0,083	0,196	0,058
7	Torsionale	12,932	0,09	0,41	0,00	0,091	0,195	0,020



**Figura 5.16:** Modi propri di vibrare del modello G0M1.

## 5.6 Analisi del peso proprio

Una seconda analisi è stata quella di tipo statica lineare (*structural linear static*), allo scopo di ricercare il peso sismico della struttura: la struttura viene caricata del solo peso proprio. Il risultato si ottiene sommando tutte le reazioni vincolari in direzione Z. Questo è stato verificato anche da un calcolo manuale e il risultato è di  $1,23 \times 10^7$  N per il modello G0B. Questo dato è necessario poi per calcolare il coefficiente di carico  $g$  come rapporto tra taglio alla base e peso sismico della struttura.

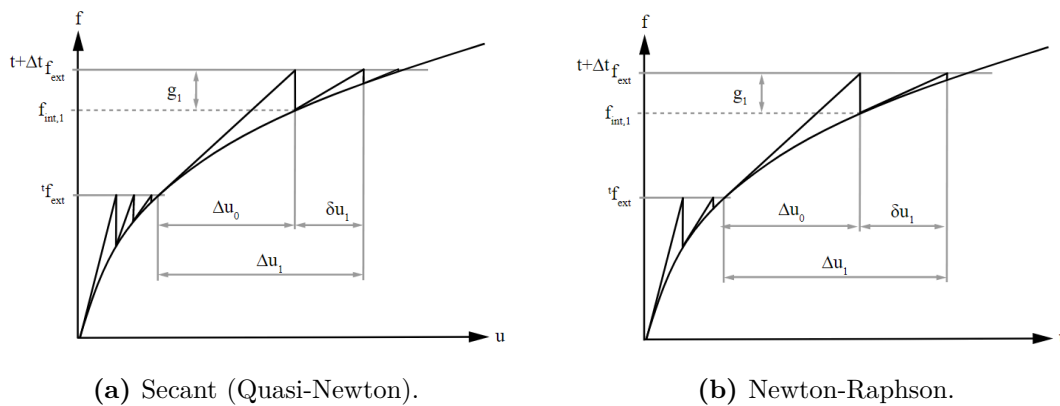
## 5.7 Analisi pushover

Le analisi statiche non lineari consentono di ottenere le curve di capacità taglio-spostamento: per la costruzione delle curve di capacità viene considerato lo spostamento del nodo di controllo in corrispondenza del colmo della copertura delle U.S.

### 5.7.1 Definizione delle analisi pushover

La creazione delle analisi non lineari in ambiente DIANA (*structural non linear*) prevede di definire prima i carichi verticali, in questo caso solo i pesi propri, e un carico orizzontale applicato nella direzione considerata (+X, +Y, -X, -Y) proporzionale alle forze d'inerzia (definito come accelerazione equivalente pari a  $1g = 9,806 \text{ m/s}^2$ ). I carichi verticali sono stati applicati con quattro incrementi di 0,25, mentre per i carichi orizzontali si è considerato un incremento di 0.05 per 1000 step.

Per fare in modo poi che vengano determinati dei risultati post-picco accettabili nella curva di capacità è stato attivato l'*arc length control* selezionando tutti i punti. In alcuni casi però l'analisi con queste impostazioni può dare risultati fuorvianti da correggere impostando all'interno dell'*arc length control* *Negative pivots* nella scheda *Unloading determination*, al posto di *Sign change*. In questo caso, come riportato da Ferreira e Manie (2022), il metodo iterativo da utilizzare può essere solo il Regular Newton-Raphson. Dove questo non accade, il processo iterativo adottato è stato il metodo alle secanti (Quasi-Newton) che, diversamente dal Newton-Raphson, non calcola completamente una nuova matrice di rigidezza ad ogni iterazione ma nei successivi step utilizza la matrice di rigidezza secante (più rapida da calcolare) (fig. 5.17) (Ferreira & Manie, 2022).



**Figura 5.17:** Metodi iterativi utilizzati in ambiente DIANA (Ferreira & Manie, 2022).

Per ottenere la convergenza sono state impostate un massimo di 100 iterazioni adottando come metodo di verifica il criterio di energia con una tolleranza di 0,005. È stato attivato inoltre l'algoritmo *line search* per aumentare la precisione della convergenza. In tutte le analisi sono stati considerati gli effetti non lineari sia fisici sia geometrici.

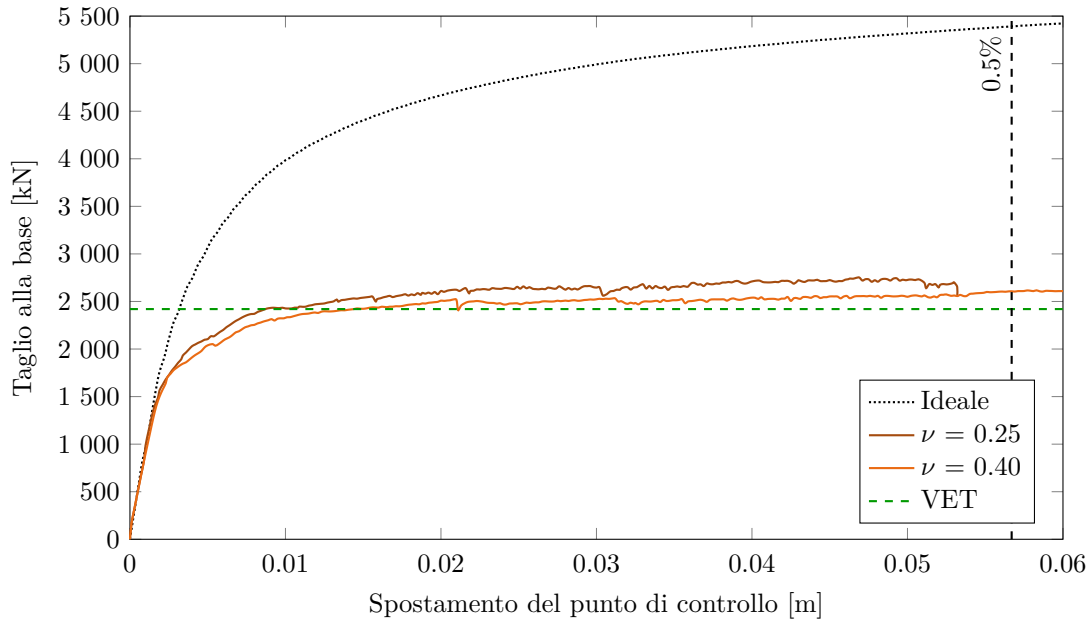
## 5.8 Calibrazione del modello

La calibrazione dei parametri del modello consente di individuare i valori delle proprietà dei materiali e dei parametri di impostazione di analisi coerenti tra loro e in grado di fornire analisi stabili ed affidabili. Per contenere l'onere di calcolo, la calibrazione del modello viene effettuata sulla sola U.S. 106 in direzione +X. Per la calibrazione del modello si è impostato una muratura uguale per tutte le pareti di tipo NTC-3 per poi variare i parametri singolarmente per evidenziare l'influenza sul risultato finale. Nei grafici che seguono con *Ideale* si intende la curva ottenuta ponendo *Ideale* (elastico-perfettamente plastico, cfr. fig. 1.13c) il comportamento della muratura sia a trazione sia a compressione.

Come verifica dei risultati si è calcolato il valore di resistenza della struttura con il metodo VET (sez. 2.2): in alcuni casi il valore massimo di accelerazione alla base risulta superiore a quello calcolato in questo modo, anche se di poco.

### 5.8.1 Modulo di Poisson $\nu$

Il primo valore di cui si è analizzata l'influenza è stato il modulo di Poisson  $\nu$  della muratura. Sono stati considerati due valori: 0.25 e 0.40.



**Figura 5.18:** Curve pushover al variare del modulo di Poisson  $\nu$ .

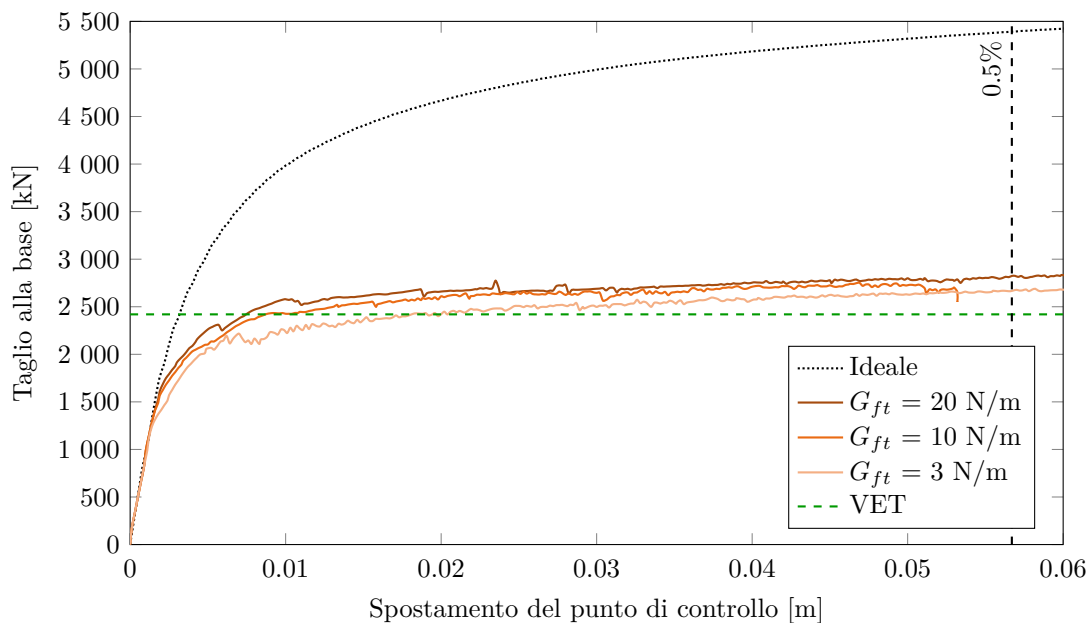
Dalla fig. 5.18 si può notare come nel caso di modulo di Poisson maggiore, ovvero 0.40, il taglio massimo sia minore e la curva presenti il ramo plastico più sviluppato.

### 5.8.2 Energia di frattura

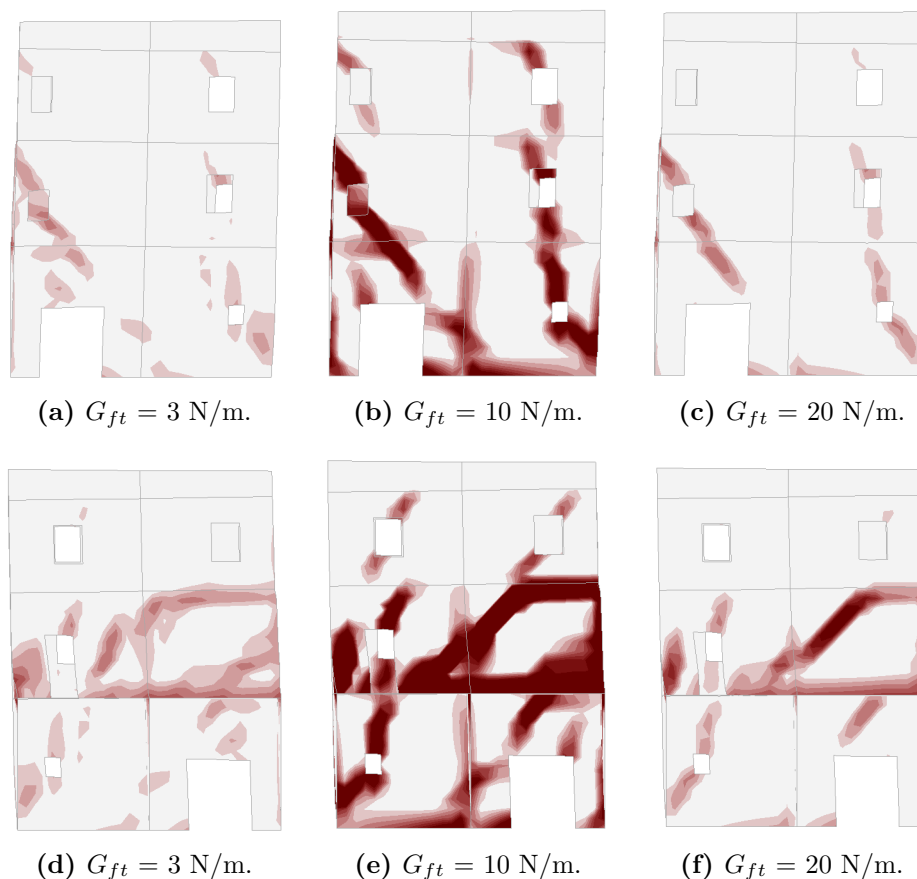
L'energia di frattura rappresenta l'area sottesa dalla curva del grafico  $\sigma - \varepsilon$  solamente in fase plastica della struttura per la trazione, mentre l'area sottesa dalla curva del grafico  $\sigma - \varepsilon$  di tutta la curva per la compressione (fig. 1.13a). Si tratta quindi di un parametro fondamentale del modello *total strain*, al fine di ottenere un comportamento realistico dei materiali. Le principali indicazioni per il calcolo di questo parametro sono fornite da Baratto (2018), Ferreira e Manie (2022), Lourenço (2002) e Lourenço, Milani e Zucchini (2009).

#### Energia di frattura a trazione $G_{ft}$

I valori considerati sono 3, 10 e 20 N/m: 20 N/m sono indicati da Lourenço, Milani e Zucchini (2009), mentre 3 e 10 si sono scelti avendo visto che valori maggiori portano a risultati non realistici in termini di taglio alla base raggiunto.



**Figura 5.19:** Curve pushover al variare dell'energia di frattura a trazione  $G_{ft}$ .



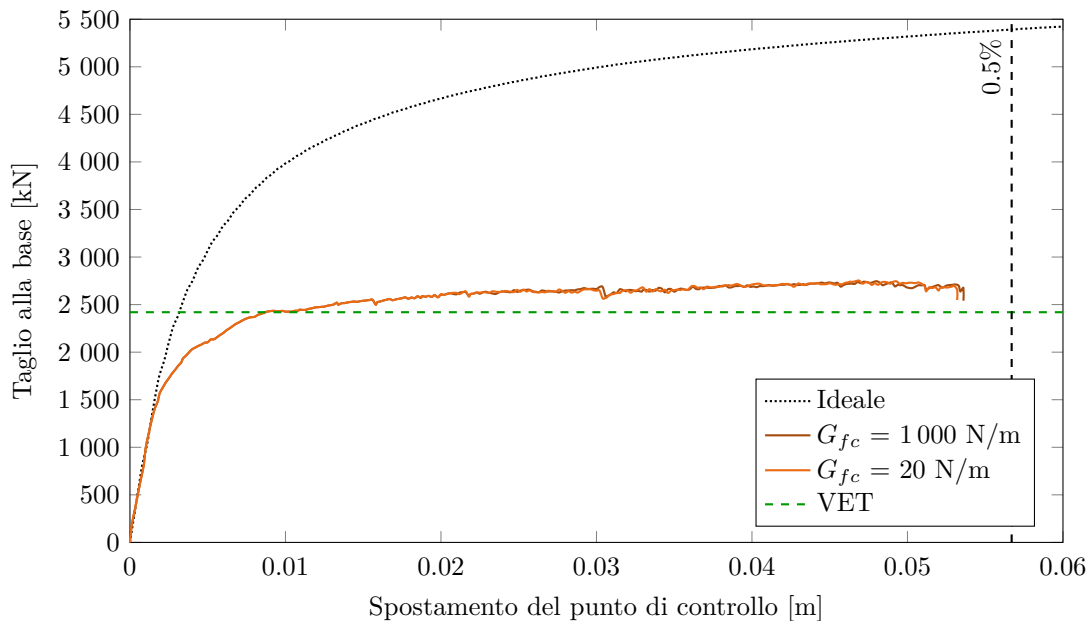
**Figura 5.20:** Deformazioni a trazione del modello a 1 cm di spostamento del punto di controllo. a), b) e c) riportano i prospetti sud, mentre d), e) e f) riportano i prospetti nord.



Dalla fig. 5.19 si può notare come variando questo valore la curva entri in campo plastico ad un taglio alla base inferiore, mantenendo poi un andamento stabile. La curva migliore in questo caso è quella con energia a trazione pari a 10 N/m in quanto più stabile, cioè con meno “oscillazioni” attorno all’andamento medio, causate da problemi di convergenza numerica, oltre che da un confronto del quadro delle deformazioni a trazione (fig. 5.20).

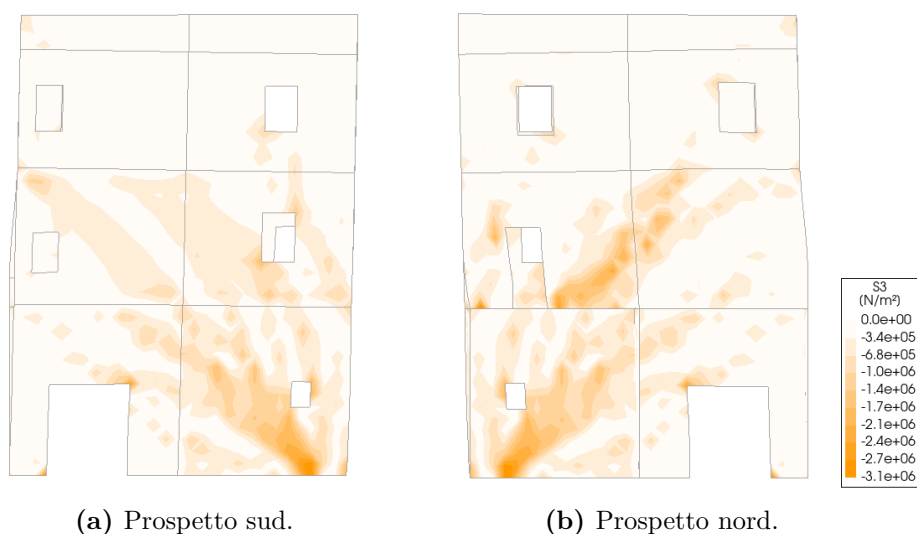
### Energia di frattura a compressione $G_{fc}$

I valori utilizzati sono 20 e 1 000 N/m. Il primo valore scelto è un tentativo, mentre 1 000 è stato scelto tenendo valido quanto descritto in Ferreira e Manie (2022), ovvero che i valori di energia a compressione e trazione hanno un rapporto che va da 50 a 100. Il manuale afferma anche che questi valori vanno solitamente da 10 000 a 25 000 N/m, ma non sono stati scelti in quanto ritenuti troppo elevati per il tipo di muratura considerata.



**Figura 5.21:** Curve pushover al variare dell’energia di frattura a compressione  $G_{fc}$ .

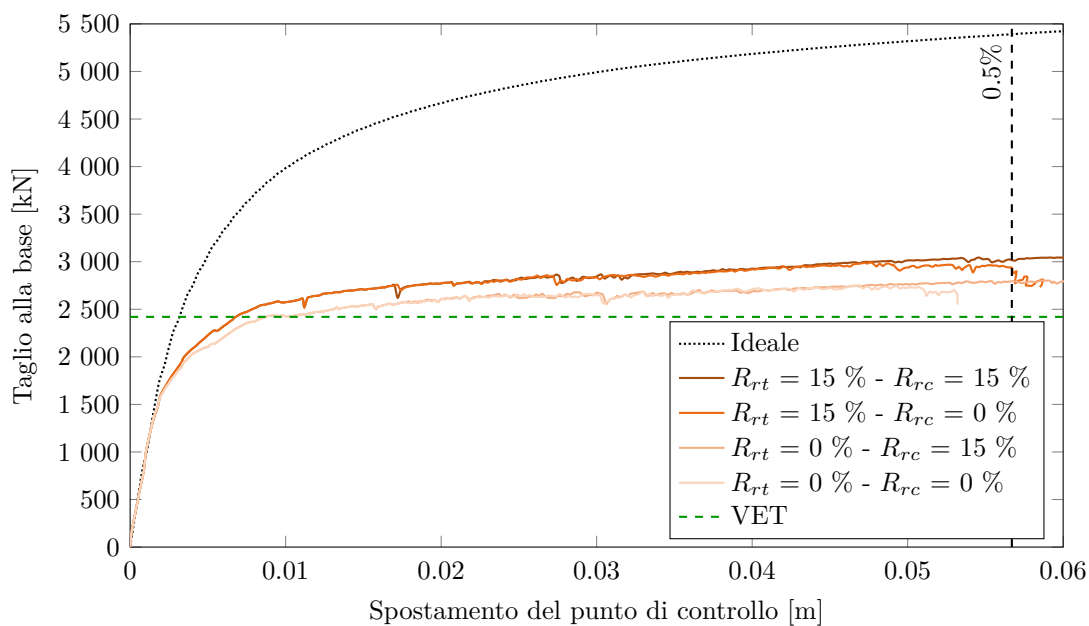
Come si può notare in fig. 5.21 le due curve sono pressoché identiche: questo è imputabile al fatto che la crisi della struttura sia quasi esclusivamente a trazione. In fig. 5.22 vengono mostrati i prospetti sud e nord dell’U.S. 106 con gli sforzi di compressione a fine analisi: si può notare come in pochi punti si raggiunga o si superi la resistenza del materiale a compressione ( $f_c = 3.081 \times 10^6$  N/m<sup>2</sup>, mentre  $f_c$  raggiunta in queste analisi risulta pari a  $f_{c,max} = 9.112 \times 10^6$  N/m<sup>2</sup>).



**Figura 5.22:** Tensioni di compressione del modello a fine analisi.

### 5.8.3 Resistenza residua

Successivamente si è analizzata la resistenza residua, ovvero la resistenza che rimane nel materiale post rottura e definita in percentuale della resistenza del materiale: essendo un parametro non obbligatorio il primo tentativo è stato effettuato ponendo nulla la resistenza residua sia a trazione ( $R_{rt}$ ) che a compressione ( $R_{rc}$ ), un secondo tentativo ponendo il 15% di resistenza residua a trazione e nulla quella a compressione, un terzo tentativo ponendo nulla la resistenza residua a trazione e il 15% quella a compressione ed un ultimo tentativo ponendole entrambe pari al 15%.

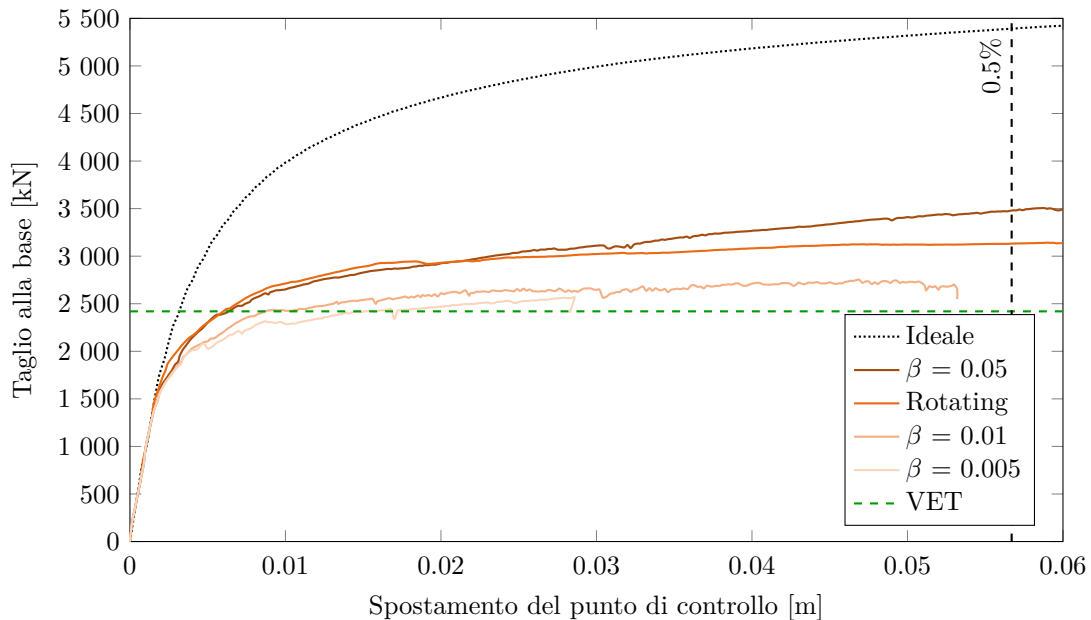


**Figura 5.23:** Curve pushover al variare della resistenza residua a trazione  $R_{rt}$  e a compressione  $R_{rc}$ .

I risultati in fig. 5.23 mostrano chiaramente che nel caso in cui si abbia una maggiore resistenza residua si avrà una maggiore capacità del materiale di resistere ai carichi. Si nota anche che le curve sono quasi sovrapposte se a cambiare è solo la resistenza residua a compressione in quanto la crisi della struttura avviene per perdita di resistenza a trazione, senza importanti tensioni di compressione. La differenza nei valori di resistenza residua a compressione porta comunque ad un ramo plastico più sviluppato.

#### 5.8.4 Resistenza residua a taglio $\beta$

Un'ulteriore analisi è stata eseguita variando il valore di resistenza a taglio post-picco (cfr. sez. 1.4.3), considerando prima l'impostazione *rotating*, e successivamente, impostata la direzione delle fessure su *fixed*, i valori 0.005, 0.01 e 0.05 con comportamento *constant*.

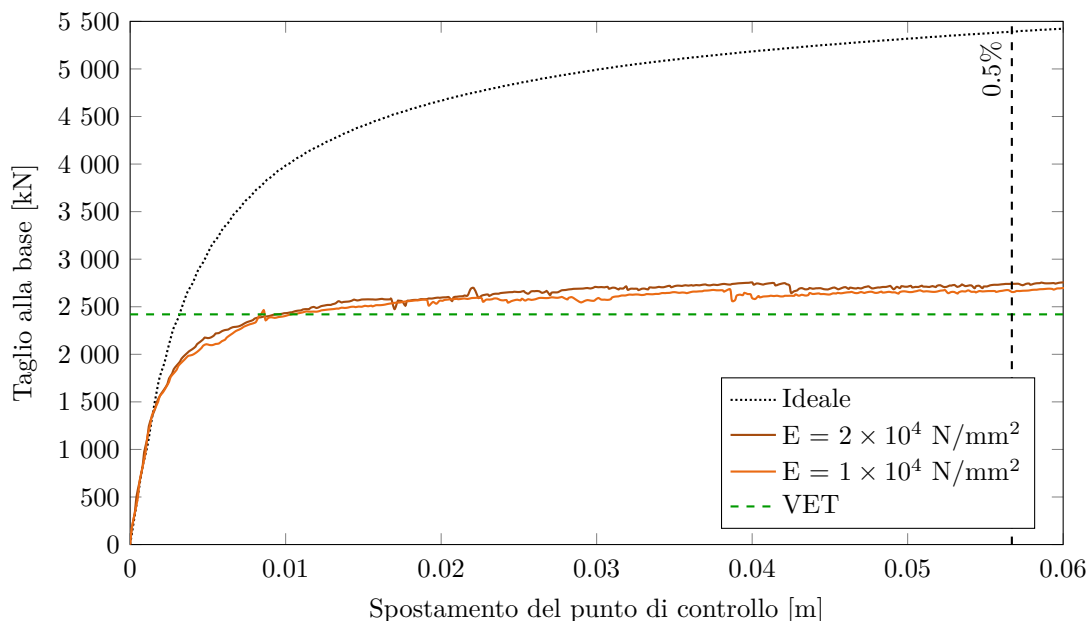


**Figura 5.24:** Curve pushover al variare della resistenza residua a taglio post picco  $\beta$ .

Ciò si può notare dalle curve in fig. 5.24 è che se per un'impostazione *rotating* si ha una curva stabile dal punto di vista numerico, per valori fissati di riduzione della resistenza a taglio residua la curva assume un comportamento più instabile, soprattutto per valori bassi, ma con un taglio massimo inferiore. Si noti come questo valore sia particolarmente influente sulla curva in termini di taglio alla base.

#### 5.8.5 Rigidezza degli orizzontamenti

Si è indagata successivamente l'influenza della rigidezza degli orizzontamenti nel comportamento globale della struttura. Come descritto in precedenza i solai e le coperture sono state modellate come piastre isotrope e il parametro che si varia è quindi il modulo elastico  $E$ . Si sono considerati due valori di riferimento:  $1 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup> e  $2 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>.



**Figura 5.25:** Curve pushover al variare della rigidezza dei solai ( $E$ ).

In fig. 5.25 si vede come il comportamento della struttura risulta molto simile per le due analisi: come ci si aspetterebbe la curva in cui i solai hanno una rigidezza minore ha un taglio massimo minore ma senza importanti differenze.

### 5.8.6 Scelta dei valori

Una volta effettuate tutte le analisi di calibrazione e ottenute le curve pushover si scelgono i valori da utilizzare. In particolare:

- il modulo di Poisson  $\nu$  viene posto 0.40;
- per la scelta dei valori dell'energia di frattura a trazione e compressione vengono verificate le deformazioni a trazione del modello (fig. 5.20). La risposta migliore sembra essere data dal valore 10 N/m di energia di frattura a trazione, e di conseguenza si sceglie il valore di 500 N/m per l'energia di frattura a compressione in quanto, sebbene non si verifichi una sostanziale differenza nella curva, si mantiene rispettato il rapporto indicato da Ferreira e Manie (2022);
- le tensioni residue a trazione e compressione vengono poste nulle;
- $\beta$  viene posto pari a 0.01 in quanto valori inferiori conducono a curve instabili dal punto di vista numerico e con capacità di spostamento troppo bassa;
- la rigidezza dei solai viene posta pari a  $1 \times 10^4$  N/mm<sup>2</sup>.

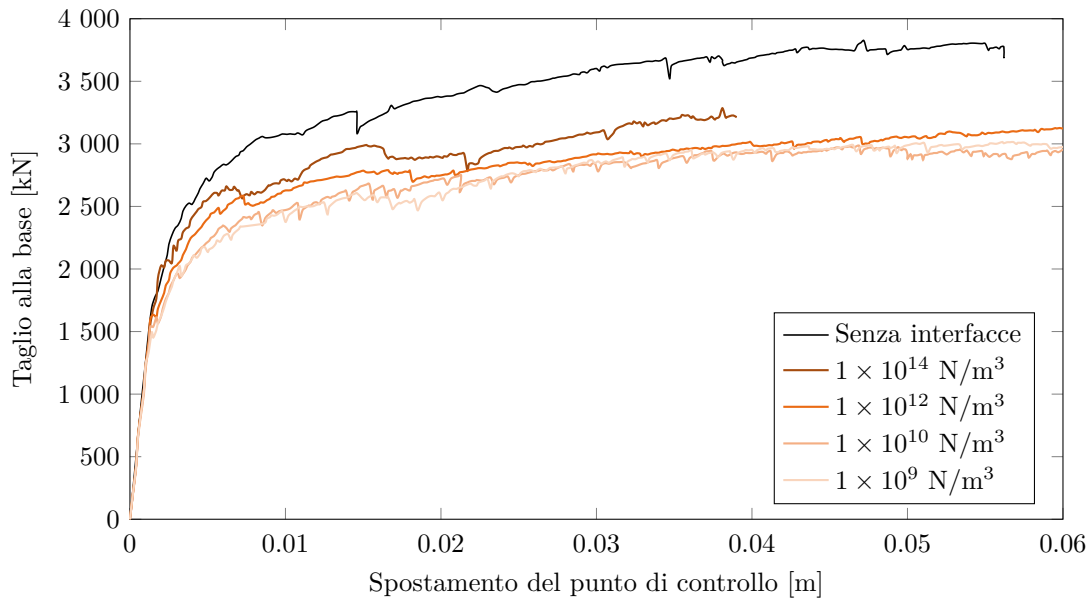
### 5.8.7 Calibrazione delle interfacce

Allo stesso modo della calibrazione dei parametri della muratura e dei solai, si esegue una calibrazione delle proprietà che descrivono il comportamento delle interfacce. Per

semplicità si effettua solo per il blocco 108c-109 in direzione +X. In tutti i grafici che seguono per la calibrazione delle interfacce è mostrata anche la curva pushover del modello senza interfacce: si nota già subito come queste ultime influiscano sui risultati.

### Rigidezza normale al piano $t_{ny}$

La rigidezza nel piano  $t_{ny}$  è quella che governa la trasmissione delle tensioni parallele alla direzione di spinta: è quindi necessario che questa sia elevata altrimenti l'esito ottenuto non risulta fisicamente possibile in quanto le pareti delle due U.S. si compenetrano. I valori utilizzati sono stati  $1 \times 10^{10}$ ,  $1 \times 10^{12}$  e  $1 \times 10^{14}$  N/m<sup>3</sup>, presi secondo quanto riferito da Vlachakis et al. (2023).



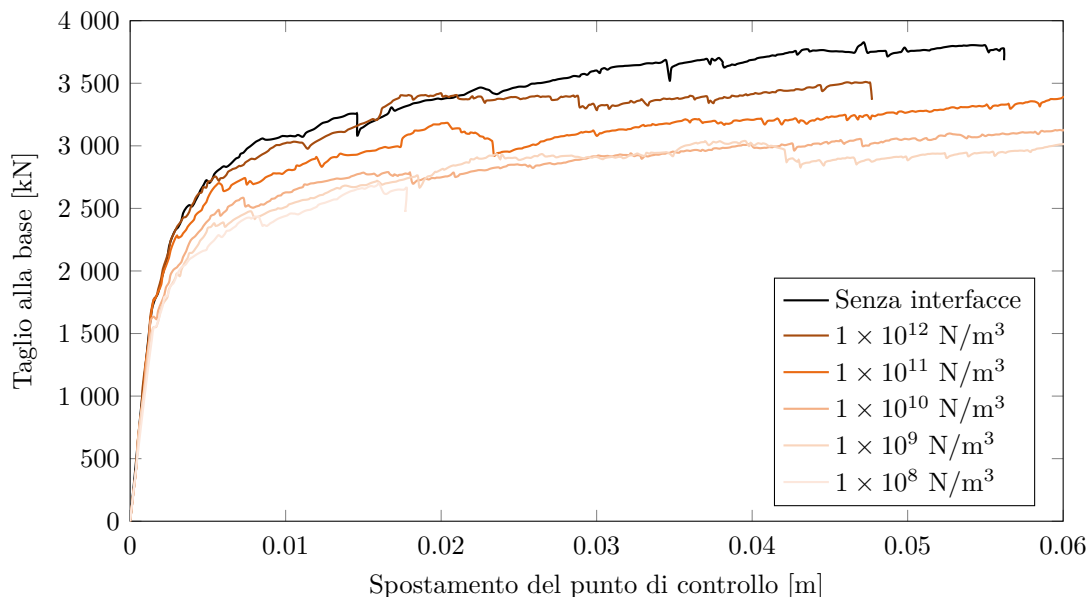
**Figura 5.26:** Curve pushover al variare della rigidezza delle interfacce nel piano  $t_{ny}$ .

Dalla fig. 5.26 si nota come la rigidezza nel piano  $t_{ny}$  abbia una certa influenza sulla curva sia in termini di taglio massimo raggiunto sia come stabilità numerica: un valore troppo basso come  $1 \times 10^{10}$  N/m<sup>3</sup> (oltre a mostrare, come già accennato in precedenza, una certa compenetrazione nel modello) e uno troppo alto come  $1 \times 10^{14}$  N/m<sup>3</sup> portano le curve a risultare instabili dal punto di vista numerico con risultati simili a valori inferiori in termini di compenetrazione.

### Rigidezze tangenziali al piano $t_{tx}$ e $t_{tz}$

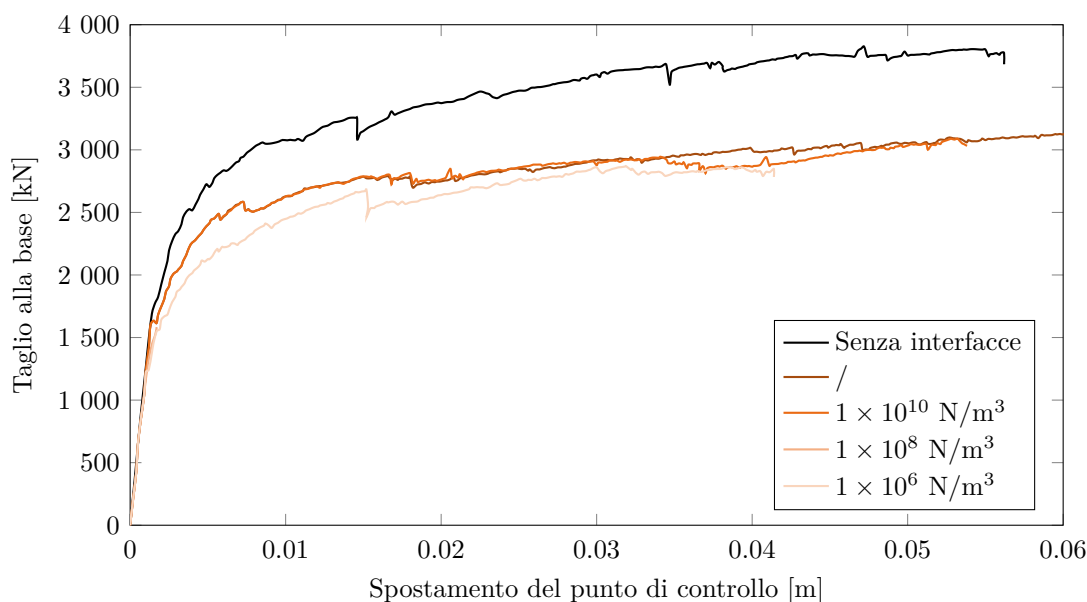
Le rigidezze tangenziali al piano governano il comportamento a taglio dell'interfaccia nel piano ( $t_{tx}$ ) e fuori piano ( $t_{tz}$ ). La rigidezza di taglio in direzione x è la componente determinante dell'analisi poiché descrive il grado di aggregazione tra le U.S. e per questo si sono effettuate più analisi in questa direzione: i valori utilizzati sono correlati a quelli normali al piano ma di qualche ordine di grandezza inferiori. Si sono quindi scelti i valori di  $1 \times 10^8$ ,  $1 \times 10^9$ ,  $1 \times 10^{10}$ ,  $1 \times 10^{11}$  e  $1 \times 10^{12}$  N/m<sup>3</sup> per la direzione x (fig. 5.27). La direzione z invece non ha un effetto importante nel risultato, soprattutto dal momento

che governa il comportamento ortogonale alla direzione della spinta, infatti non è un parametro obbligatorio e per questo i tentativi prevedono una prima analisi omettendo questo valore per poi inserire  $1 \times 10^6$ ,  $1 \times 10^8$  e  $1 \times 10^{10}$  N/m<sup>3</sup> (fig. 5.28).



**Figura 5.27:** Curve pushover al variare della rigidezza tagliante delle interfacce  $t_{tx}$ .

In fig. 5.27 si nota come la rigidezza tangenziale al piano  $t_{tx}$  risulta determinante avendo una grande incidenza sulle curve: per un valore troppo alto risulta addirittura un taglio alla base massimo superiore (per un tratto) al modello senza interfacce, o comunque a curve numericamente instabili, mentre per valori inferiori si hanno valori di taglio alla base inferiori ma con una curva numericamente più stabile.



**Figura 5.28:** Curve pushover al variare della rigidezza delle interfacce fuori piano  $t_{tz}$ .

La rigidezza in direzione  $z$ , come descritto in precedenza, non incide in modo significativo sui risultati: si noti infatti, in fig. 5.28, come le due curve con questo valore omesso e pari a  $1 \times 10^{10}$  N/m<sup>3</sup> siano sostanzialmente sovrapposte. Valori maggiori portano il modello a divergere durante l'analisi.

### Scelta dei valori

Una volta effettuate tutte le analisi di calibrazione e ottenute le curve pushover si scelgono i valori da utilizzare. In particolare:

- la rigidezza normale delle interfacce  $t_{ny}$  viene posta pari a  $1 \times 10^{12}$  N/m<sup>3</sup>;
- la rigidezza di taglio delle interfacce  $t_{tx}$  viene posta pari a  $1 \times 10^{10}$  N/m<sup>3</sup>, mentre  $t_{tz}$  viene omessa;
- la coesione viene posta pari a  $6.26 \times 10^4$  N/m<sup>2</sup>, valore previsto da normativa in tab. 4.2 per una muratura NTC-3, ovvero il valore medio della resistenza a trazione  $\tau_0 \times 1.3/1.35$  (1.3 per la malta buona e 1.35 corrispondente a FC);
- lo spessore dell'interfaccia viene posto pari allo spessore della muratura, pari a 60 cm.

## 5.9 Modello G0B

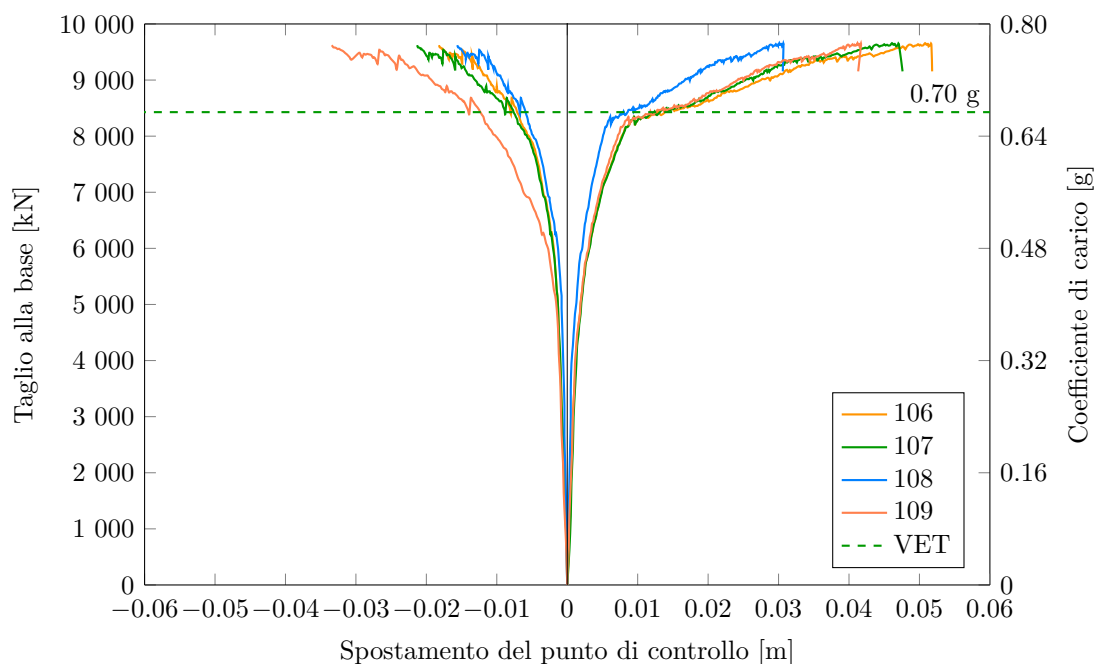
Questo modello costituisce il punto di partenza per tutte le analisi successive: le murature sono costituite da un unico materiale di tipo NTC-3: "Murature a spacco con buona tessitura" (tab. 4.2). Non sono state modellate le discontinuità tra U.S., i solai e le coperture sono modellati come delle piastre isotrope in laterocemento, di fatto rigide (fig. 5.14).

Le analisi eseguite sono modale, statica lineare e pushover come sopra descritte.

### Analisi in direzione +/- X

La prima analisi effettuata è la pushover in direzione +/- X, in fig. 5.29, da cui si svolgono alcune considerazioni per la scelta del punto di controllo in edifici in aggregato.

Anche in questo caso è stato calcolato il valore di capacità della struttura con il metodo VET, pari a 0.70g, mentre dall'analisi (fig. 5.29), risulta un valore di picco pari a 0.78g (come si vedrà successivamente il valore di 0.70g sarà rispettato nel modello con le discontinuità tra U.S. in fig. 6.10).



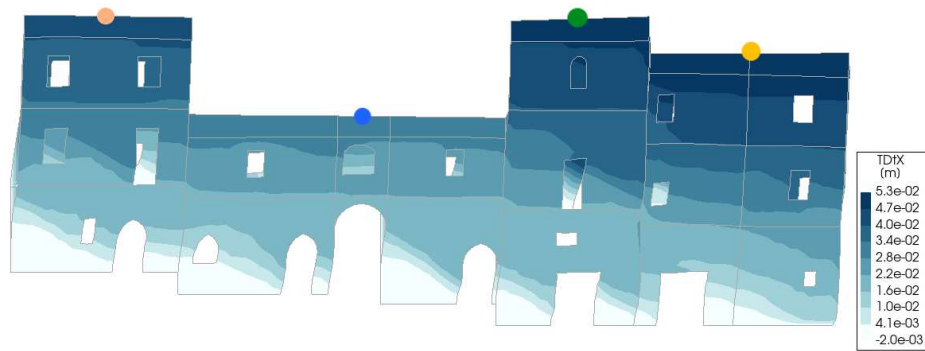
**Figura 5.29:** Curve pushover del modello Base nelle direzioni +X e -X. Le quattro curve rappresentano le pushover dello stesso modello ma considerando quattro punti di controllo differenti, corrispondenti alle quattro U.S.

### Scelta del punto di controllo

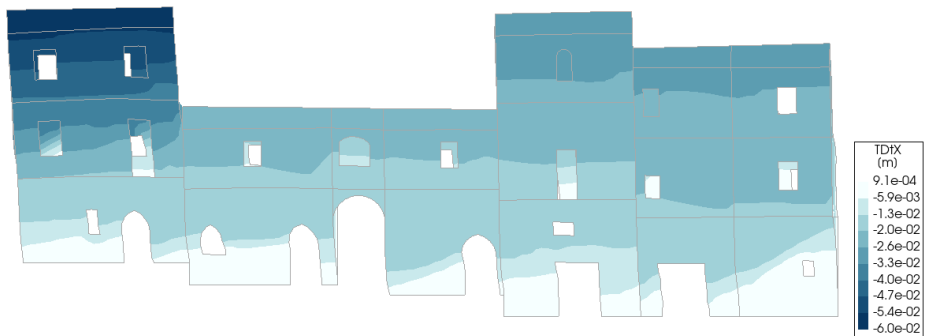
Nel caso del modello completo con U.S. di diverse altezze si possono considerare sostanzialmente quattro punti di controllo, uno per ogni U.S., ognuno dei quali ha spostamenti diversi a parità di taglio alla base. Come si può vedere in figg. 5.29 e 5.30 in direzione +X lo spostamento maggiore risulta essere ottenuto dall'U.S. 106, ossia quella di testa e non contrastata nella direzione di spinta; al contrario in direzione -X l'U.S. con uno spostamento maggiore è l'U.S. 109, ovvero, allo stesso modo, quella di testa e 'libera' in questa direzione. Poiché l'obiettivo di questa tesi non è la ricerca della capacità dell'aggregato in sé ma il confronto tra diversi modelli, la soluzione più valida è quella di scegliere l'U.S. con uno spostamento medio nelle due direzioni: l'U.S. 107 risulta essere ottimale.

Nel caso in cui non ci sia un punto con uno spostamento medio, come per i modelli 107-108a o 108c-109, il punto di controllo considerato sarà quello con uno spostamento maggiore. Nel caso di singole U.S., sarà considerato quello della singola U.S. in analisi.





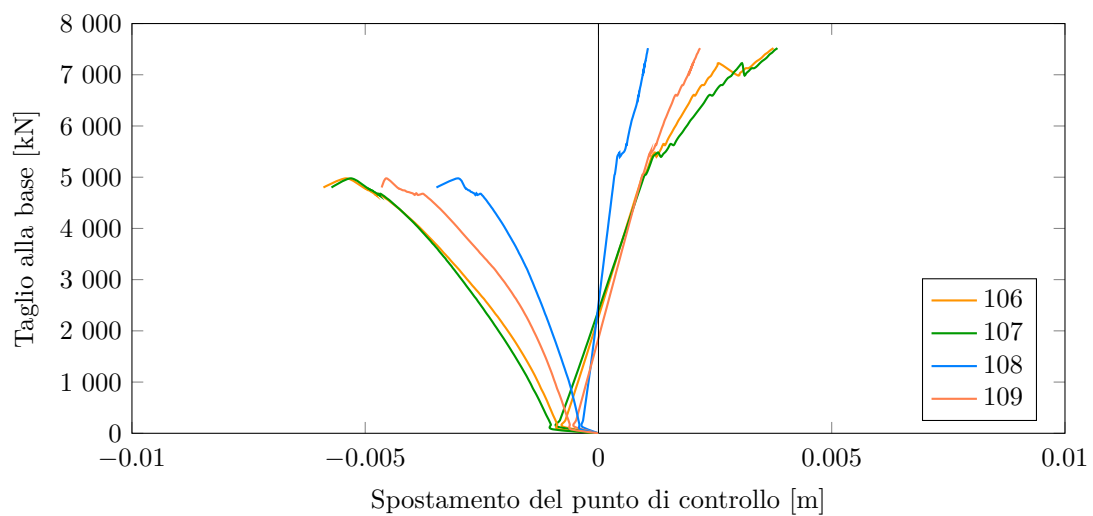
(a) Dir. +X. Sono indicati anche i punti di controllo sulle diverse U.S.



(b) Dir. -X.

**Figura 5.30:** Spostamento del modello G0B a fine analisi.**Analisi in direzione +/- Y**

Le analisi in direzione Y risultano avere un comportamento con un ramo non lineare ridotto (-Y) o praticamente inesistente (+Y) essendo le murature in questa direzione maschi murari ciechi (fig. 5.31). Per questo ci si concentrerà esclusivamente sulle analisi in direzione X.

**Figura 5.31:** Curve pushover del modello Base nelle direzioni + Y e - Y con diversi punti di controllo.



## Capitolo 6

# Risultati e discussioni

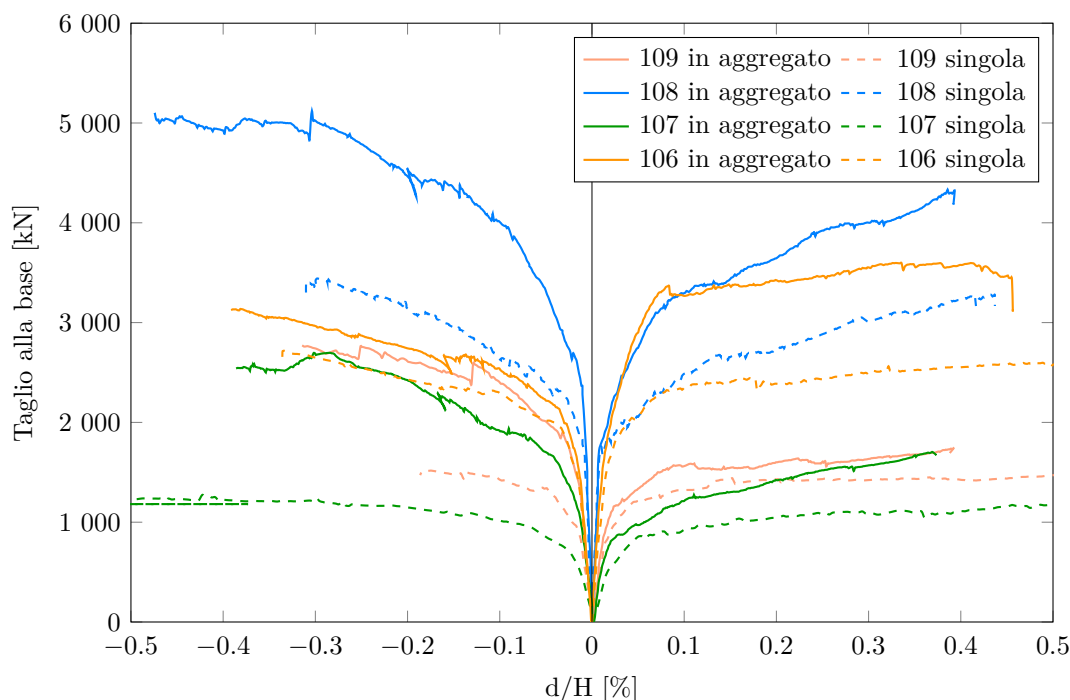
La risposta strutturale dei diversi modelli è stata valutata in tre modi:

- i. tramite le curve di capacità normalizzate all'altezza dell'U.S. con uno spostamento ultimo pari allo 0.5%, valutando in particolare:
  1. influenza dell'aggregazione, in particolare:
    - a. l'influenza dell'aggregazione sul comportamento delle singole U.S., considerate isolate e inserite nell'aggregato;
    - b. U.S. in rapporto alle confinanti e all'aggregato allo scopo di analizzare quale sia il grado di modellazione ottimale;
    - c. macro-U.S. collegate dall'U.S. 108b o meno;
  2. influenza della posizione della U.S. (di testa o interna);
  3. influenza delle discontinuità tra U.S. (modelli G0D e G1D) secondo:
    - a. le fasi costruttive globali dell'aggregato;
    - b. le fasi costruttive locali nelle U.S. e i materiali, considerando un maggior grado di dettaglio nella modellazione.
- ii. tramite la  $a_g$  di capacità ai quattro SL, prima confrontata con la  $a_g$  di progetto per un edificio di nuova costruzione nel sito corrispondente e poi tra i modelli sia dal punto di vista della scomposizione geometrica sia con l'implementazione delle discontinuità; si confrontano inoltre le  $a_g$  di capacità delle U.S. singole con l'U.S. 107, interna, e 109, di testa, nei modelli G0B, G0D, G1B e G1D;
- iii. tramite il quadro fessurativo reale rilevato post sisma e il quadro delle deformazioni a trazione dei modelli analitici: questo sia per l'aggregato completo senza e con le discontinuità, sia per le macro-U.S. con e senza discontinuità, sia per le singole U.S.

## 6.1 Confronto tra curve pushover

### 6.1.1 Influenza dell'aggregazione

#### Effetto aggregato



**Figura 6.1:** Curve di capacità delle singole U.S. nei modelli G0B e G2B.

La fig. 6.1 pone a confronto la curve di capacità delle U.S. singole (curve tratteggiate) e nell'aggregato completo (curve continue) considerando il taglio alla base di ciascuna. Come punti di controllo sono considerati i punti sul colmo della copertura per ogni U.S.

I modelli in aggregato raggiungono un taglio alla base superiore ai modelli singoli, sia per le U.S. di testa sia per quelle interne: sono proprio le U.S. interne a trarre un maggior beneficio in termini di taglio raggiunto, arrivando ad un incremento del +110% per l'U.S. 107 in dir. -X e del +43% per l'U.S. 108 in entrambe le direzioni, oltre che l'U.S. 106 del +38% in dir. +X e l'U.S. 109 del +65% in dir. -X.

Anche gli spostamenti ultimi risentono di questa differenza: in dir. +X il ramo plastico più sviluppato è dato dai modelli delle U.S. singole, mentre in dir. -X è dato dalle U.S. in aggregato. È da tenere in considerazione in termini di spostamento ultimo i modelli dal punto di vista numerico: la differenza potrebbe essere data non solo per perdita di capacità ma anche per valutazioni di tipo numerico.

## Effetto aggregato: analisi del livello di modellazione ottimale

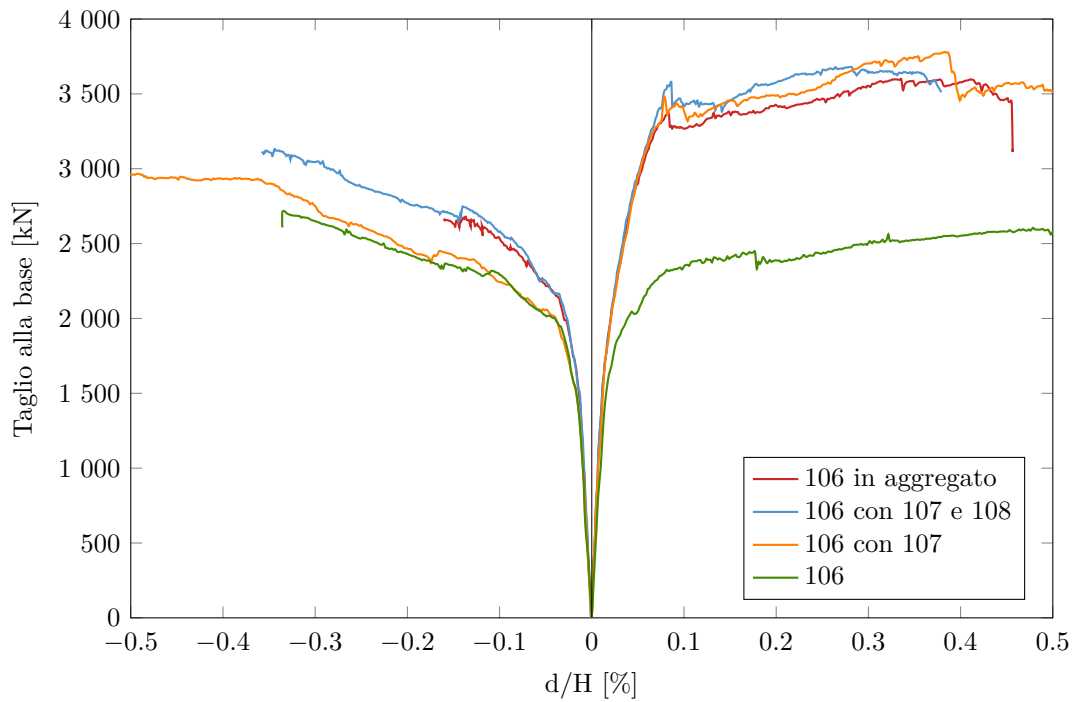


Figura 6.2: Curve di capacità dell'U.S. 106 in diverse configurazioni, dir. +/-X.

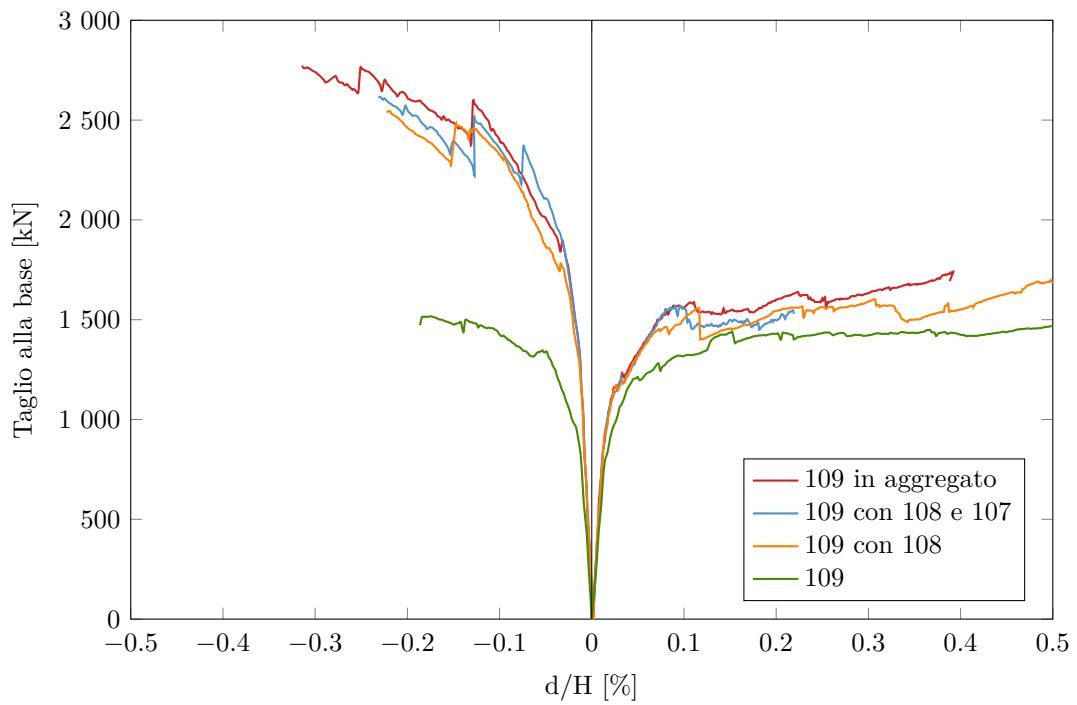
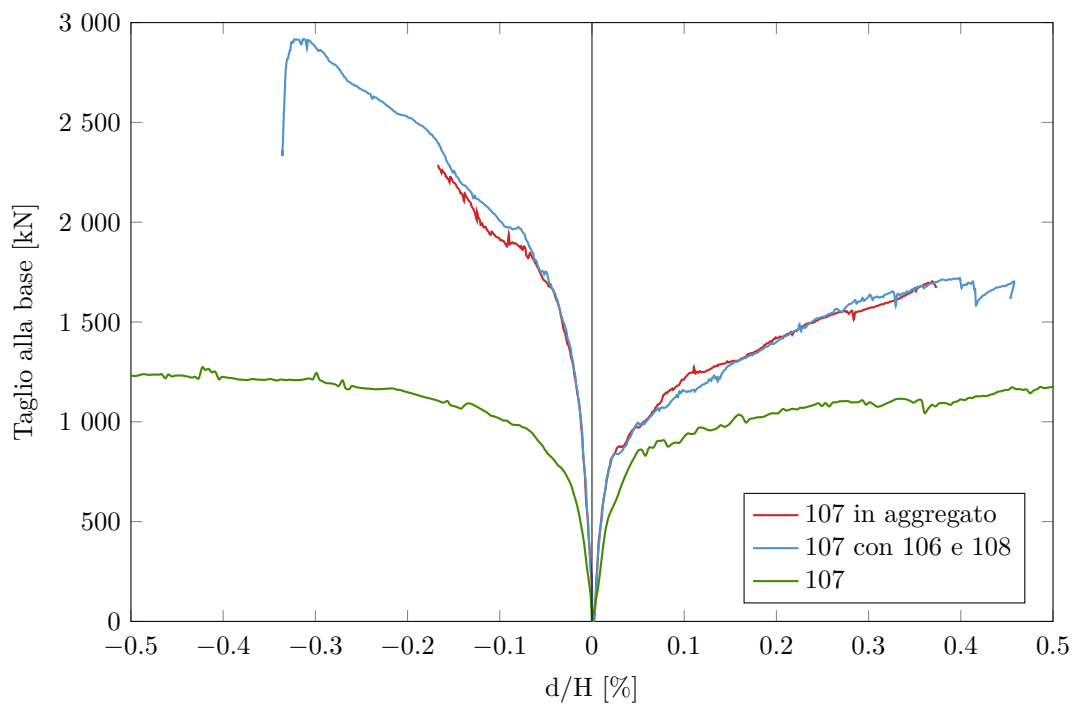
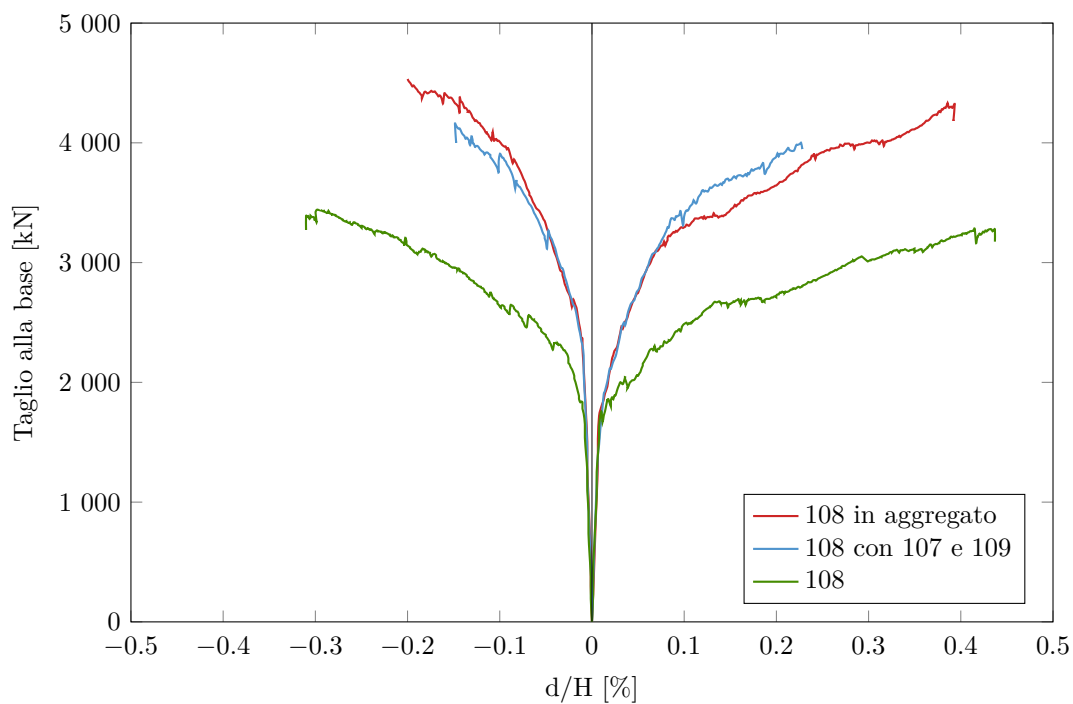


Figura 6.3: Curve di capacità dell'U.S. 109 in diverse configurazioni, dir. +/- X.



**Figura 6.4:** Curve di capacità dell'U.S. 107 in diverse configurazioni, dir. +/- X.



**Figura 6.5:** Curve di capacità dell'U.S. 108 in diverse configurazioni, dir. +/- X.

Nelle figg. 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5 si studia l'effetto dell'aggregazione nella risposta della singola U.S.: per le U.S. di testa (106 e 109) vengono gradualmente modellate le U.S. adiacenti fino a raggiungere l'aggregato completo, mentre per le U.S. interne (107 e 108) vengono modellate direttamente le due U.S. adiacenti e l'aggregato completo.

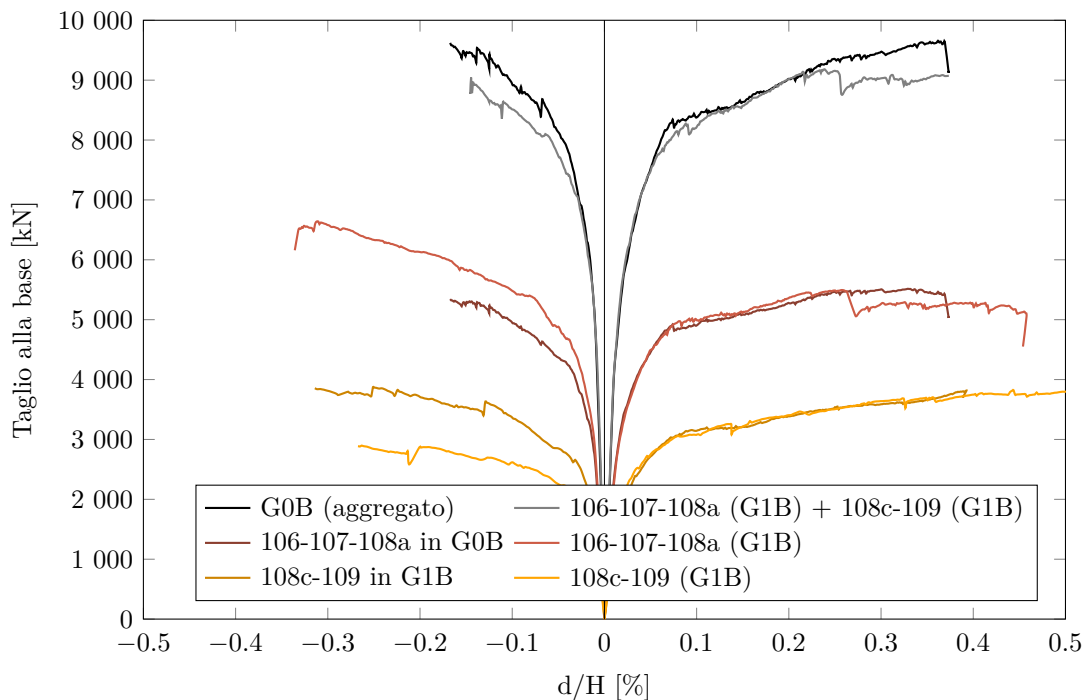
Per le U.S. di testa 106 e 109 sia ha un chiaro risultato: se la direzione di spinta è verso l'aggregato (quindi +X per l'U.S. 109 e -X per l'U.S. 106) non si nota un importante beneficio dell'aggregazione. Al contrario, se la direzione di spinta è esterna all'aggregato, queste U.S. traggono un grande beneficio dovuto al fatto che l'U.S. adiacente aumenta il carico verticale delle pareti dell'U.S. di testa, permettendo ad essa di raggiungere un taglio alla base maggiore di circa +40% per l'U.S. 106 e +73% per l'U.S. 109.

Nel caso in cui la direzione di spinta sia interna all'aggregato si nota comunque un aumento del taglio alla base fino al +15%, che aumenta tante più U.S. sono modellate. Per le U.S. 106 e 109 l'aumento del taglio alla base massimo è raggiunto è più evidente nella fase elastica della curva rispetto alla fase plastica.

Anche le U.S. interne traggono un importante beneficio dall'aggregato dal momento che, in entrambe le direzioni, la modellazione delle U.S. adiacenti permette di raggiungere un taglio alla base in linea con quello dell'aggregato completo: modellando le sole U.S. adiacenti all'U.S. in esame, si ottengono pressapoco i medesimi risultati in termini di curva di capacità dell'aggregato completo.

In questo caso l'aumento del taglio avviene sia in fase elastica sia in fase post-elastica.

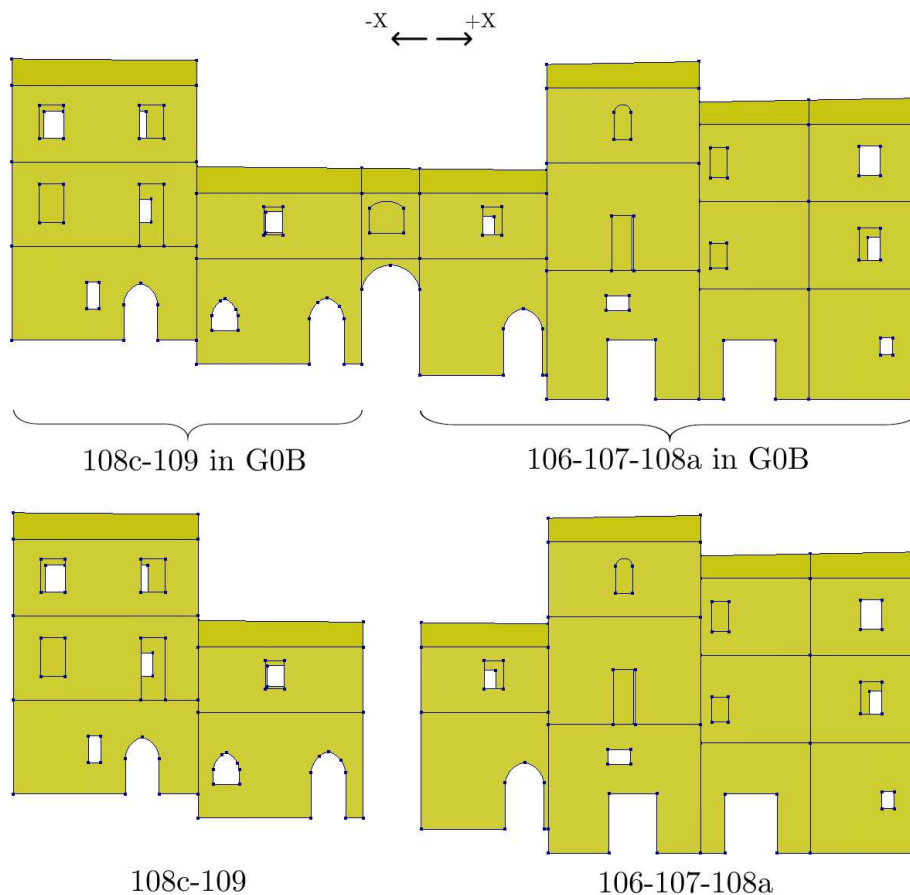
### Analisi del contributo del collegamento tramite il volto (U.S. 108b)



**Figura 6.6:** Curve di capacità dei modelli G0B e G1B, dir. +/- X.

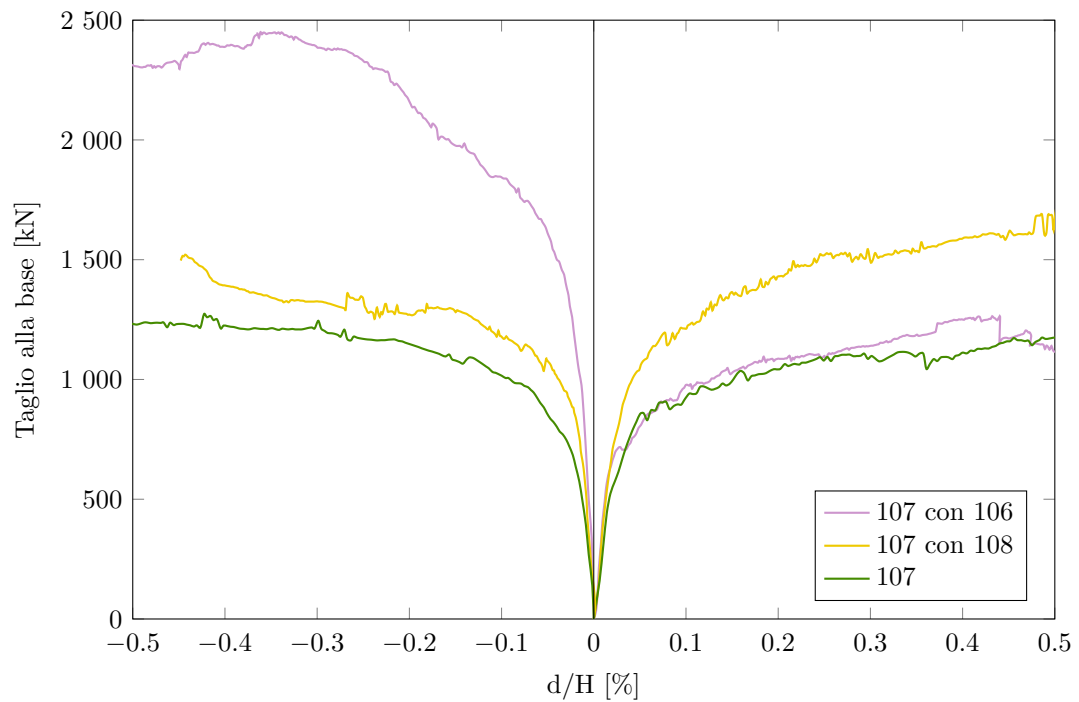
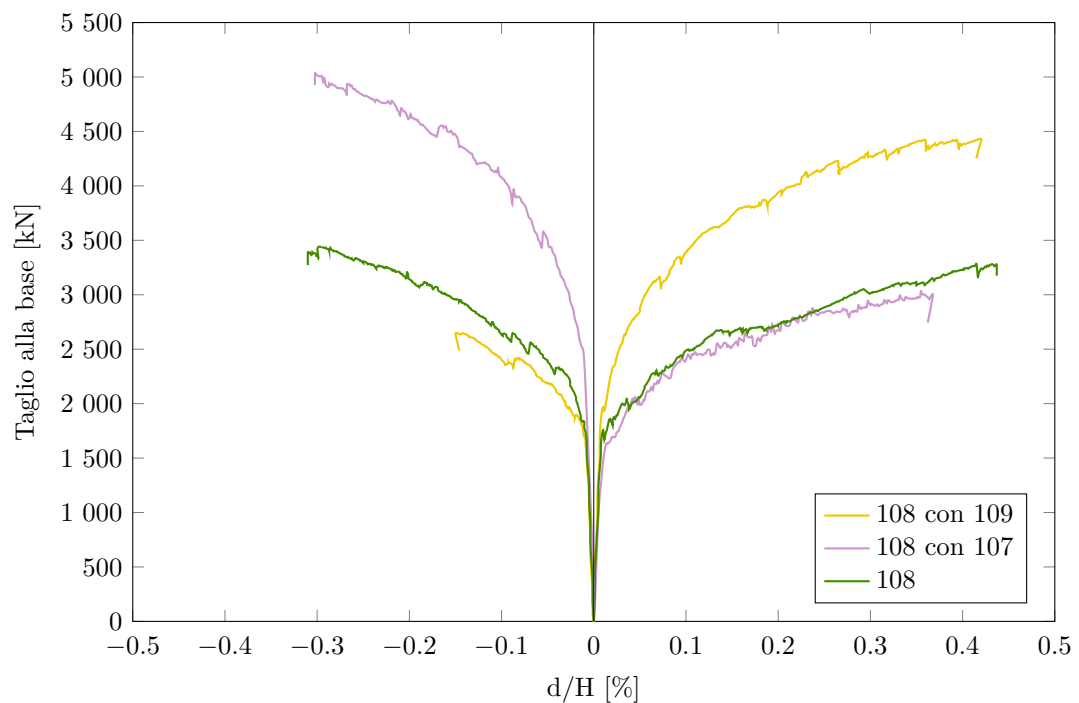
La fig. 6.6 mette a confronto le curve delle macro-U.S. (modelli G1B) con le corrispondenti U.S. all'interno dell'aggregato (fig. 6.7), considerando il taglio alla base solo di queste ultime: si osserva che in dir. +X il volto non ha un importante effetto se non a deformazioni ben sviluppate in fase plastica per il gruppo 106-107-108a e per questo le curve dei due modelli sono sostanzialmente sovrapposte, mentre un'importante differenza si nota in dir. -X, dove per il gruppo 108c-109 il taglio raggiunto è maggiore di circa +30%, con un maggiore spostamento ultimo. Al contrario per il gruppo 106-107-108a il taglio maggiore è raggiunto nel modello singolo (circa +25%) e con uno spostamento ultimo quasi doppio. Questo indica che a beneficiare maggiormente del volto è il gruppo 108c-109, in particolare in dir. -X.

La curva in grigio rappresenta la somma dei tagli alla base dei due blocchi singoli. In dir +X l'aumento del taglio alla base è esiguo e a deformazione sviluppata, mentre in dir. -X la somma dei tagli alla base dei due gruppi è inferiore a quella del modello G0B: la differenza rappresenta il contributo ai due blocchi dell'U.S. 108b. Una valutazione generale riguardo il volto è il suo intervento nella fase post-elastica della curva, dal momento in cui inizia il danneggiamento delle altre U.S. mentre esso risulta ancora integro.



**Figura 6.7:** Modelli considerati dalle curve di capacità in fig. 6.6.

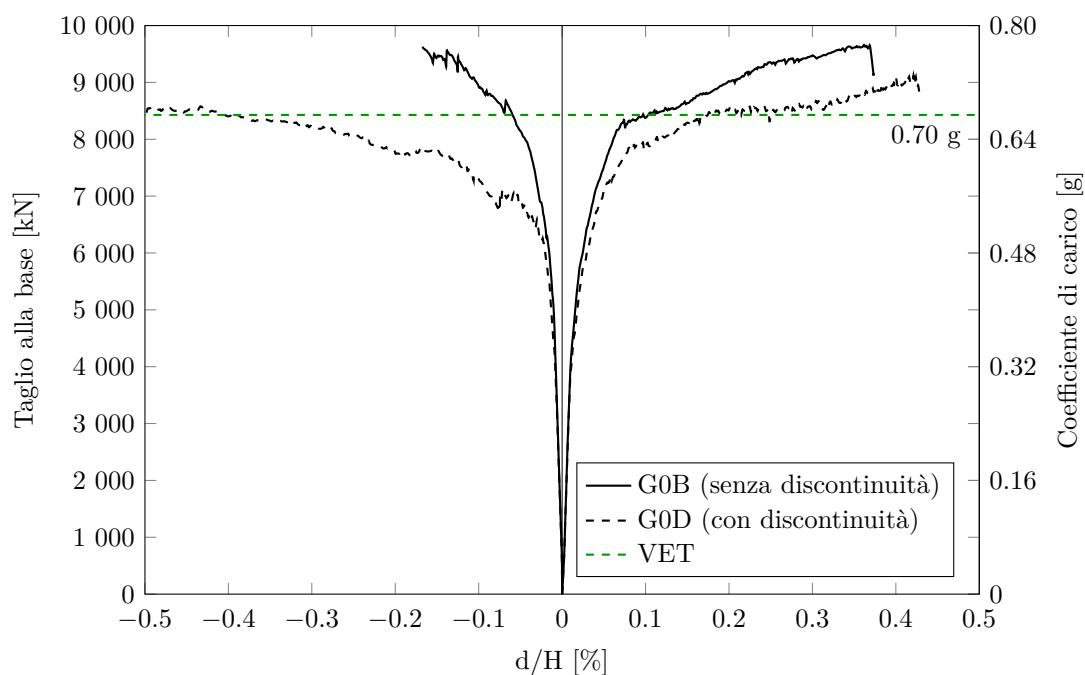


**U.S.: Influenza della posizione nell'aggregato****Figura 6.8:** Curve di capacità dell'U.S. 107 posta di testa all'aggregato.**Figura 6.9:** Curve di capacità dell'U.S. 108 posta di testa all'aggregato.

I grafici in figg. 6.8 e 6.9 analizzano l'influenza della posizione dell'U.S. nell'aggregato, modellando come fossero di estremità U.S. che nella realtà non sono. I risultati sono in linea con i grafici precedenti: se la spinta avviene nella direzione in cui è presente un'U.S., la curva sarà in linea con quella della singola U.S., o al più leggermente maggiore, mentre se la spinta avviene nella direzione opposta, ovvero quella in cui non è presente alcuna U.S., il taglio massimo raggiunge valori decisamente maggiori (da un aumento minimo per l'U.S. 107 di +28%, ad un valore pari a +100% per l'U.S. 107 in dir. -X) per l'aspetto visto sopra, ovvero che la maggiore capacità dell'U.S. deriva da un maggiore carico verticale delle pareti corrispondenti all'U.S. adiacente. Per l'U.S. 107 viene raggiunto sempre (tranne un caso in cui è comunque molto prossimo) lo spostamento ultimo dello 0.5% dell'altezza del punto di controllo, mentre per l'U.S. 108 lo spostamento ultimo è minore nel caso in cui sia affiancata dall'U.S. in direzione opposta alla spinta, con medesimi spostamenti ultimi negli altri casi, ma comunque minori dello 0.5%.

### 6.1.2 Modelli con le discontinuità

#### Modelli G0B e G0D



**Figura 6.10:** Curve di capacità dei modelli G0B e G0D.

## Modelli G1B e G1D: U.S. 106-107-108a

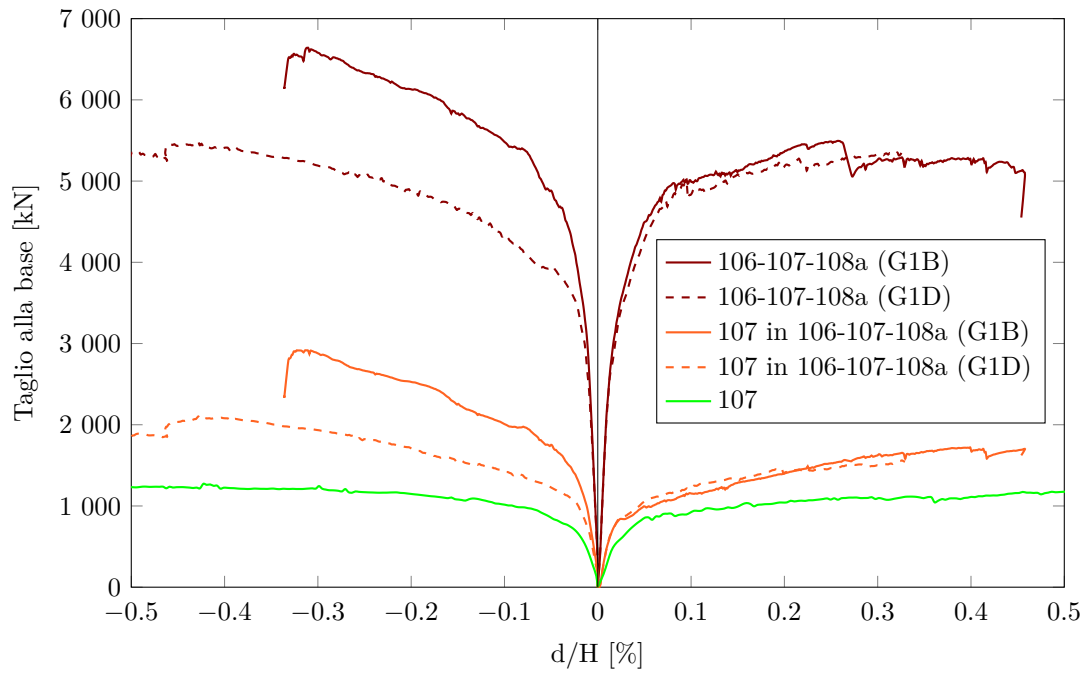


Figura 6.11: Curve di capacità delle U.S. 106-107-108a e 107 nei modelli G1B e G1D.

## Modelli G1B e G1D: U.S. 108c-109

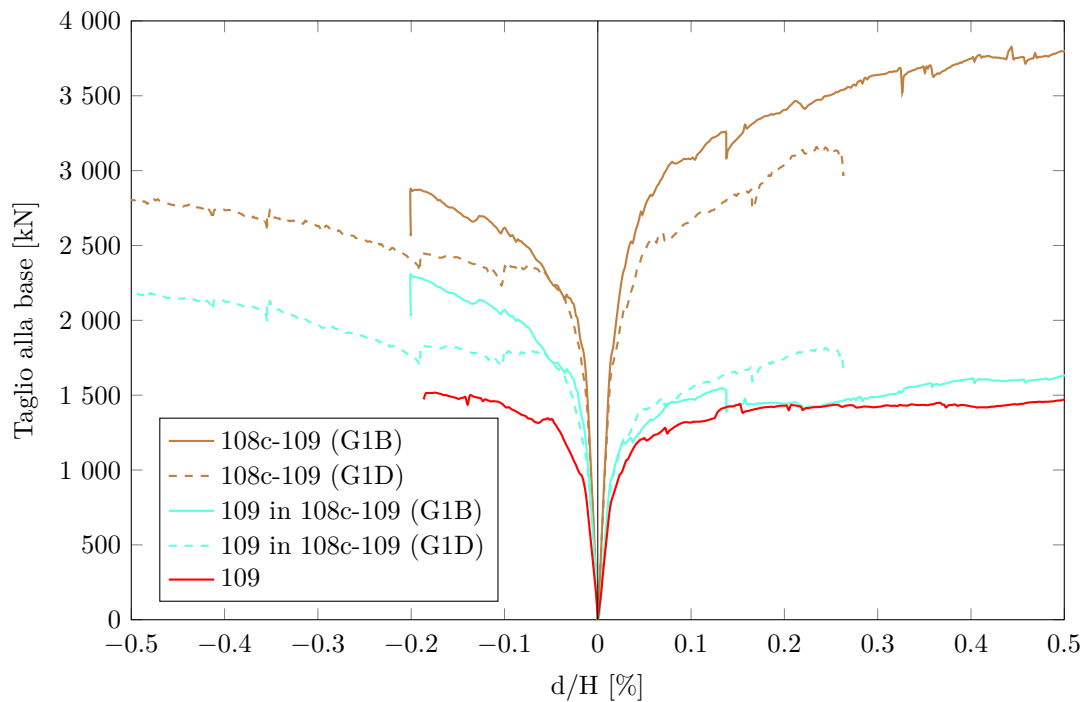


Figura 6.12: Curve di capacità delle U.S. 108c-109 e 109 nei modelli G1B e G1D.

Dalla fig. 6.10 si nota chiaramente come il modello continuo G0B abbia delle prestazioni migliori in termini di taglio alla base rispetto ai modelli con le discontinuità (G0D) di circa +8% per la dir. +X e +15% per le dir. -X. Il valore di taglio calcolato con il metodo VET pari a 0.70g appare più in linea con le curve del modello G0D che con quelle del modello G0B. Le curve del modello G0D offrono però un maggior spostamento ultimo, soprattutto in dir. -X, anche se questo è probabilmente da imputare ad una questione numerica.

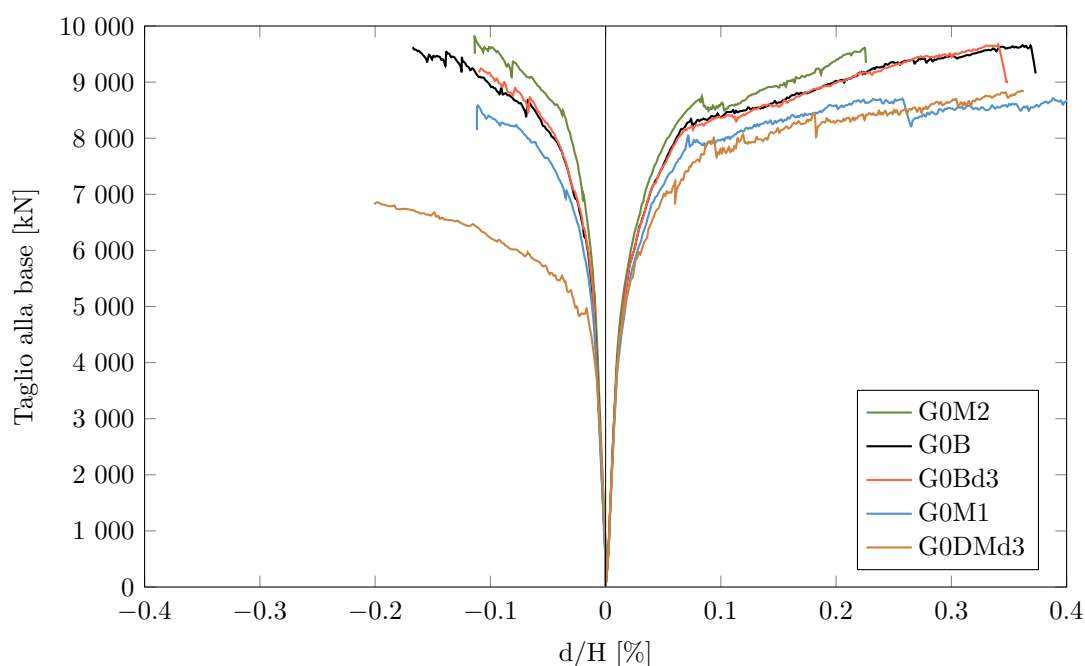
Il grafico in fig. 6.11 si sofferma sulle curve di capacità del blocco di U.S. 106-107-108a e sull'U.S. 107 nel blocco e singola. Il confronto del primo modello conferma quanto visto per l'aggregato completo, ovvero che le discontinuità portano il modello ad una resistenza minore in termini di taglio alla base. Se per la dir. +X le due curve sono sostanzialmente in linea tra loro, questa differenza è evidente in dir. -X (circa -21%), ovvero la direzione dove le discontinuità permettono alle U.S. 106 e 107 di disaccoppiarsi in maniera più importante rispetto alla dir. +X.

È possibile inoltre confrontare le curve di capacità dell'U.S. 107 nei modelli G1B e G1D, confermando un comportamento simile a quello dell'intero blocco, comunque superiore alle curve della singola U.S. di circa +45%.

Gli stessi ragionamenti sono possibili sul blocco 108c-109 in fig. 6.12: in questo caso la differenza tra le curve del modello G1B e G1D è simile per entrambe le direzioni, dove la differenza si nota più nello spostamento ultimo raggiunto rispetto al taglio massimo.

Nei modelli con le discontinuità comunque l'aumento del taglio alla base è sviluppato in parte nel ramo elastico e in parte nel ramo post-elastico.

### 6.1.3 Modelli G0Bd3, G0M1, G0M2 e G0DMd3



**Figura 6.13:** Curve di capacità dei modelli G0B, G0Bd3, G0M1, G0M2 e G0DMd3.

La fig. 6.13 confronta le curve dei modelli G0 a cui sono state applicate delle modifiche rispetto ai materiali e alle discontinuità locali. L'ordine delle curve è il medesimo nelle due direzioni. In particolare si osserva che:

- il modello G0M2, ovvero quello con la muratura dell'U.S. 108 ipotizzata con iniezioni, raggiunge un taglio massimo alla base medesimo al modello G0B, ma con uno spostamento ultimo inferiore, risultando la struttura di fatto più rigida;
- il modello G0Bd3, ovvero quello in cui sono state modellate le finestre tamponate dell'U.S. 109, non differisce dal modello G0B se non in termini di spostamento ultimo in modo comunque limitato;
- il modello G0M1, ovvero quello in cui all'U.S. 109 è stata assegnata una muratura di tipo NTC-1, ha un taglio alla base inferiore rispetto agli altri modelli di circa -7% con uno spostamento ultimo di fatto equivalente;
- il modello G0DMd3, ovvero quello con le discontinuità, una muratura di tipo NTC-1 per l'U.S. 109 e la modellazione delle aperture tamponate, è quello con il taglio alla base minore: -7% in dir. +X e -37% in dir. -X.

Pertanto, risulta che le debolezze puntuali della struttura come le aperture tamponate non incidono sulla capacità complessiva dell'aggregato ma andrebbero considerate e analizzate in modo specifico; allo stesso modo, variazioni locali nella qualità dei materiali, se considerate isolate non incidono in modo importante in termini di taglio alla base, ma l'insieme di queste componenti può portare a comportamenti, e quindi a valutazioni, ben diversi dell'aggregato.

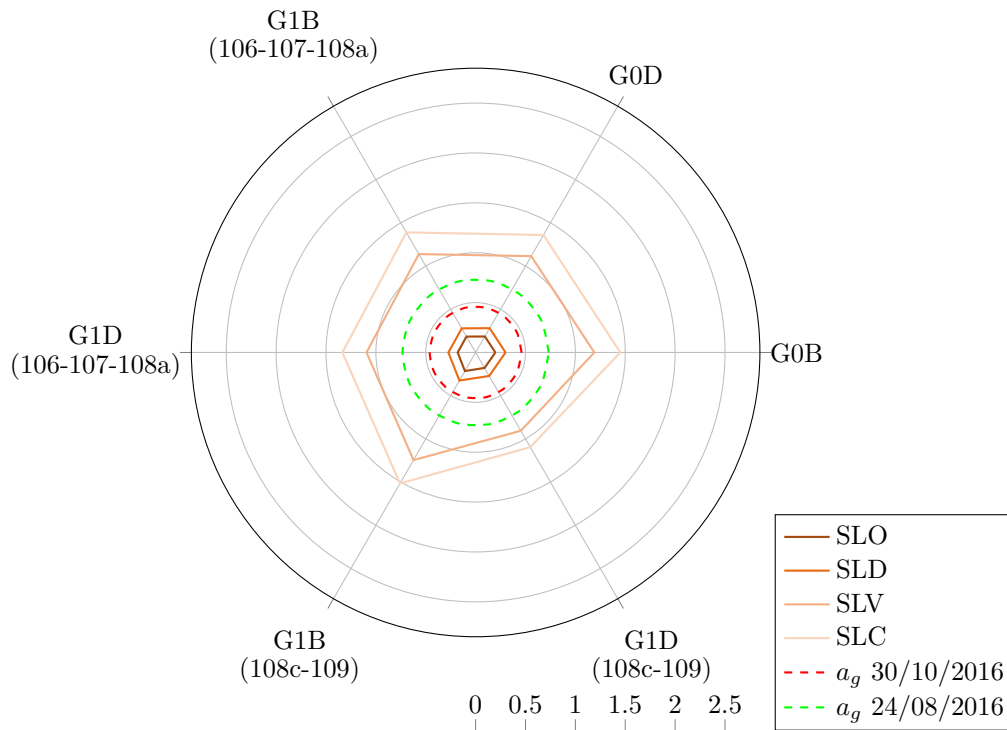
## 6.2 Confronto di $a_g$ di capacità tra i modelli

A partire dalle curve di capacità dei modelli sono state ottenute le curve bilineari associate e da queste le accelerazioni di capacità ( $a_g$ ) relative ai quattro SL considerati e riportati in tab. 4.3. Nei grafici seguenti sono riportate anche le  $a_g$  di picco registrate dai terremoti del 24 agosto e 30 ottobre 2016 e indicate in figg. 4.21 e 4.22.

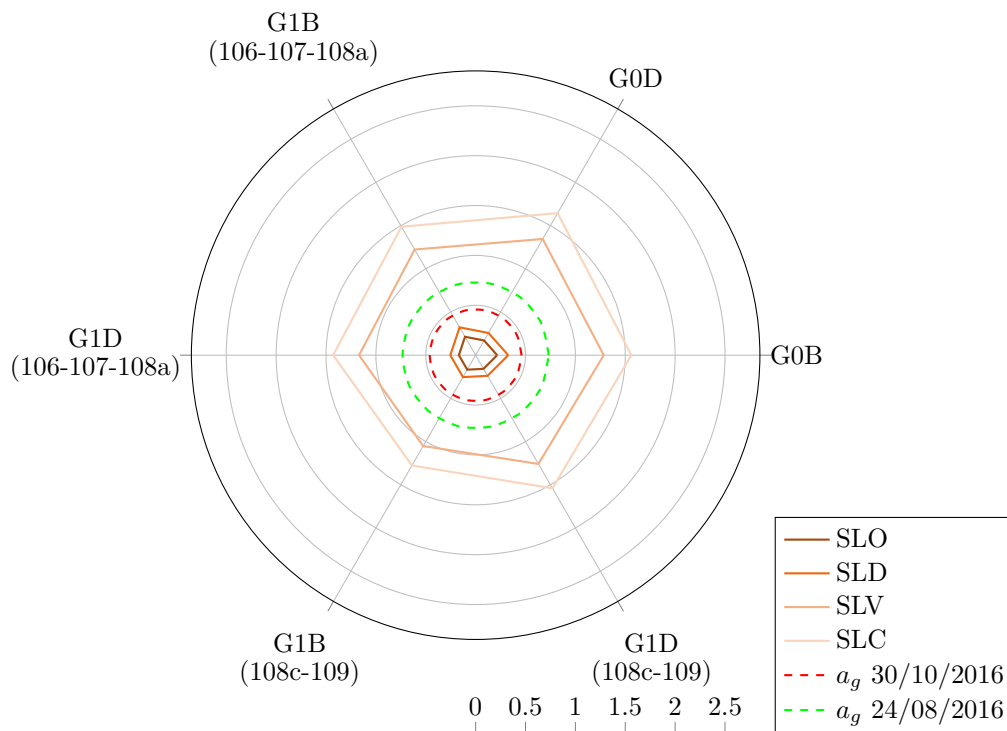
Per il calcolo delle  $a_g$  si presenta un problema che riguarda prettamente gli aggregati o comunque edifici con diverse altezze: se per il confronto diretto delle curve pushover è possibile e coerente una normalizzazione dello spostamento in base all'altezza, questo non è possibile per il calcolo delle  $a_g$  di capacità in quanto, per fare ciò, si necessita di uno spostamento ultimo  $d_u$  in termini assoluti. Il problema nasce dal fatto che uno spostamento ultimo dello 0.5% di un'U.S. varia in base all'altezza, ma se questo ragionamento fosse mantenuto anche in termini assoluti per il calcolo della bilineare e delle  $a_g$ , i risultati non rispecchierebbero le reali capacità del modello e ne deriverebbero valutazioni errate. Inoltre alcuni modelli risultavano molto rigidi (es. U.S. 108) e questo porta la curva ad interrompersi ad uno spostamento limitato. Per ovviare a questo problema, in sede di calcolo delle  $a_g$  si sono considerati solamente i primi 4 cm di spostamento dei modelli, scelti come riferimento per essere un valore non troppo basso ma comunque raggiunto da tutte le curve, o al più prossime.

### 6.2.1 Capacità globale dei modelli

#### Modelli G0B, G0D, G1B e G1D

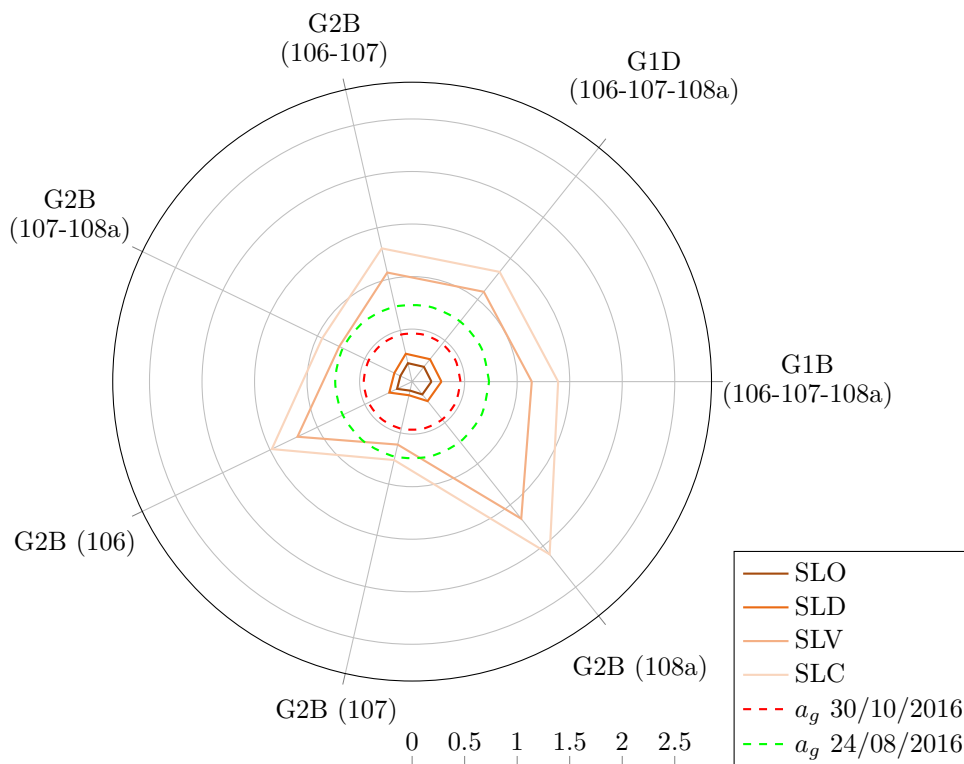


**Figura 6.14:**  $a_g$  di capacità dei modelli G0B, G0D, G1B, G1D ai quattro SL, dir. +X.

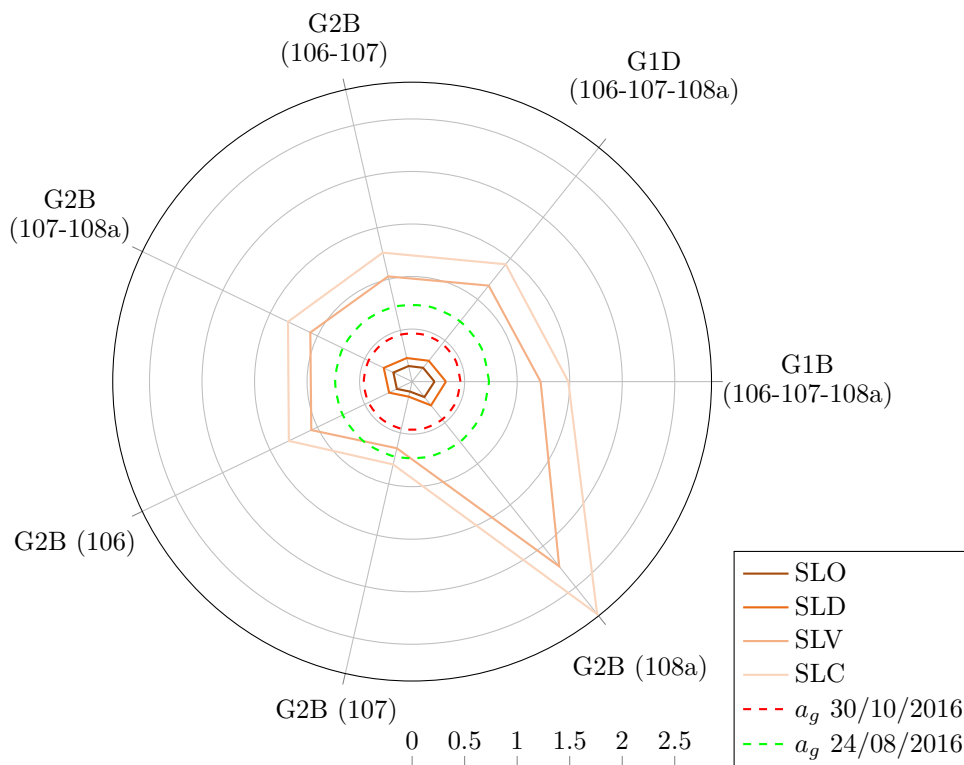


**Figura 6.15:**  $a_g$  di capacità dei modelli G0B, G0D, G1B, G1D ai quattro SL, dir. -X.

## Blocco 106-107-108a



**Figura 6.16:**  $a_g$  di capacità dei modelli G1B, G1D e G2B ai quattro SL, dir. +X.



**Figura 6.17:**  $a_g$  di capacità dei modelli G1B, G1D e G2B ai quattro SL, dir. -X.

Blocco 108c-109

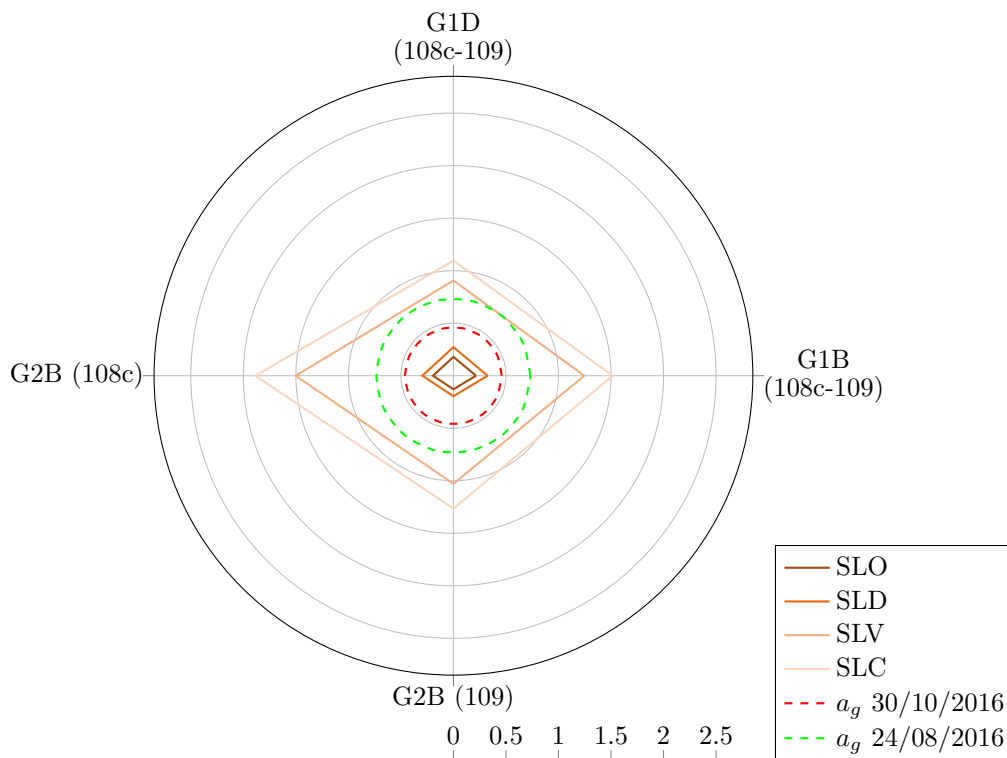


Figura 6.18:  $a_g$  di capacità dei modelli G1B, G1D e G2B ai quattro SL, dir. +X.

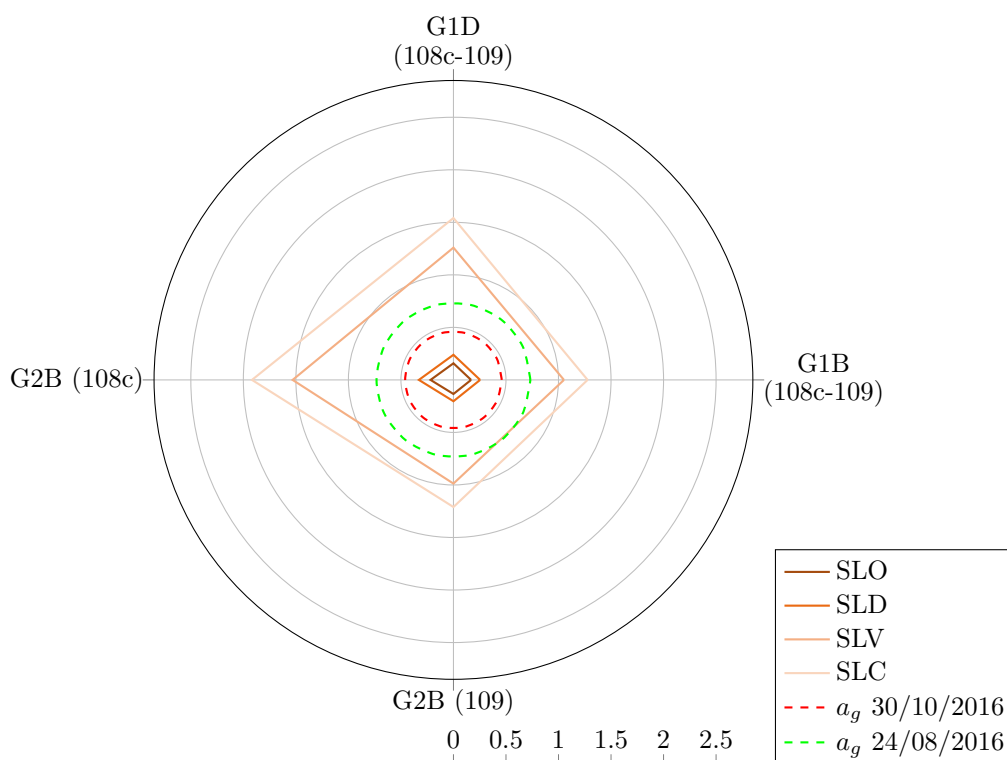


Figura 6.19:  $a_g$  di capacità dei modelli G1B, G1D e G2B ai quattro SL, dir. -X.



## Modelli G2

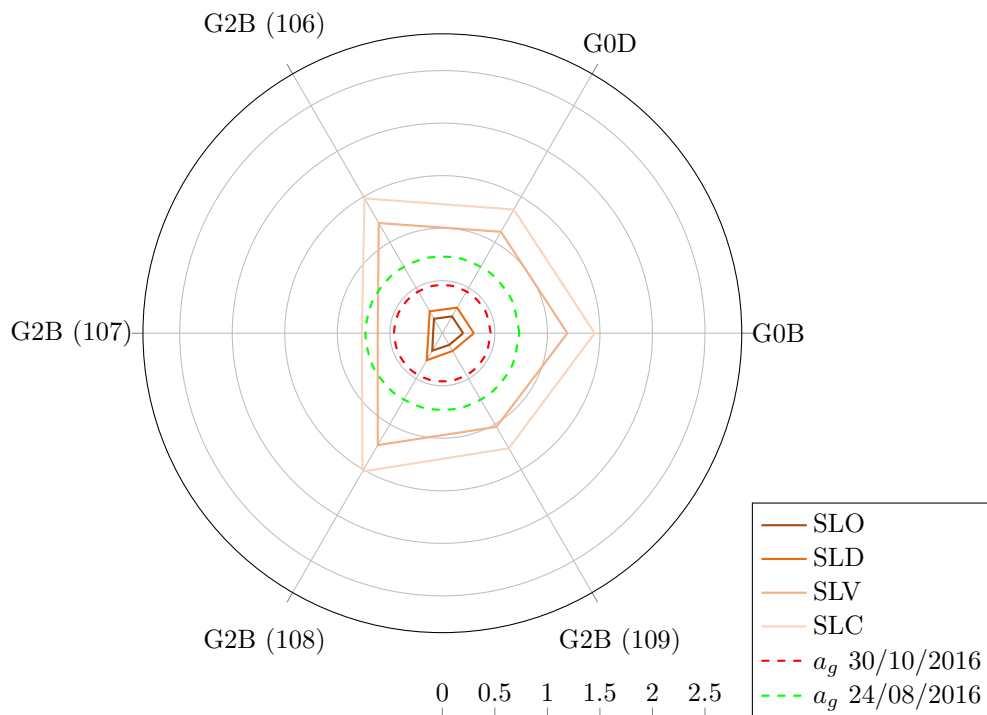


Figura 6.20:  $a_g$  di capacità dei modelli G0B, G1B e G2B ai quattro SL, dir. +X.

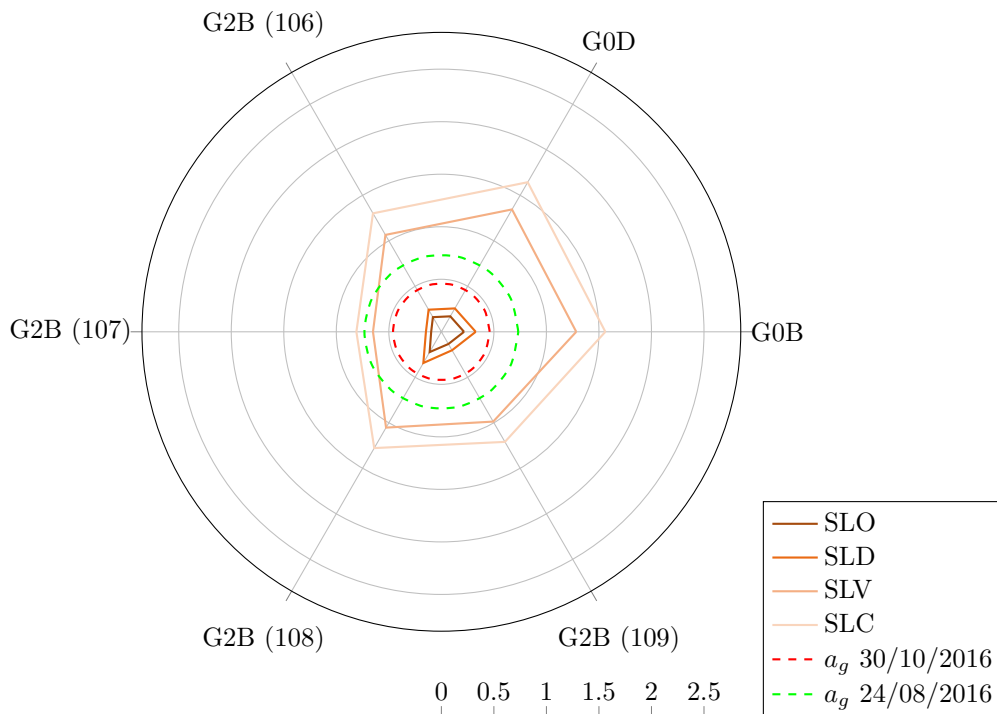


Figura 6.21:  $a_g$  di capacità dei modelli G0B, G2D ai quattro SL, dir. -X.

Le  $a_g$  di capacità dell'aggregato sono decisamente superiori alla  $a_g$  di domanda prevista da normativa per edifici di nuova costruzione (tab. 4.3). Questo è vero anche nei casi in cui si considerino le singole U.S. o loro combinazioni (figg. 6.14, 6.15, 6.16, 6.17, 6.18, 6.19, 6.20 e 6.21).

Si noti che le accelerazioni di picco dei terremoti del 2016 superano gli SLE (SLO e SLD) di tutti i modelli, mentre solo l'U.S. 107 non le superi all'SLV in entrambe le direzioni.

Il dato più rilevante però, e scopo di questa tesi, è il confronto tra i vari modelli: in primis tra l'aggregato completo (G0B) e le altre configurazioni (G1B e G2B), in secondo luogo tra i modelli in cui si abbia un perfetto collegamento tra le U.S. (G0B e G1B) e quelli invece in cui siano state poste delle interfacce per simulare la discontinuità (G0D e G1D).

In figg. 6.14 e 6.15 si confrontano i modelli dell'aggregato completo senza (G0B) e con discontinuità (G0D), e allo stesso modo i modelli G1B e G1D.

Il primo confronto è tra il modello G0B e G1B: le curve in fig. 6.6 mostrano una maggiore capacità in termini di taglio alla base per il modello G0B rispetto al G1B, ma per un confronto tra i due modelli in termini di capacità le curve andrebbero normalizzate sul peso sismico del modello, dove questo è tenuto conto nel momento della costruzione della bilineare, da cui risulta che i due modelli presentano  $a_g$  simili tra loro.

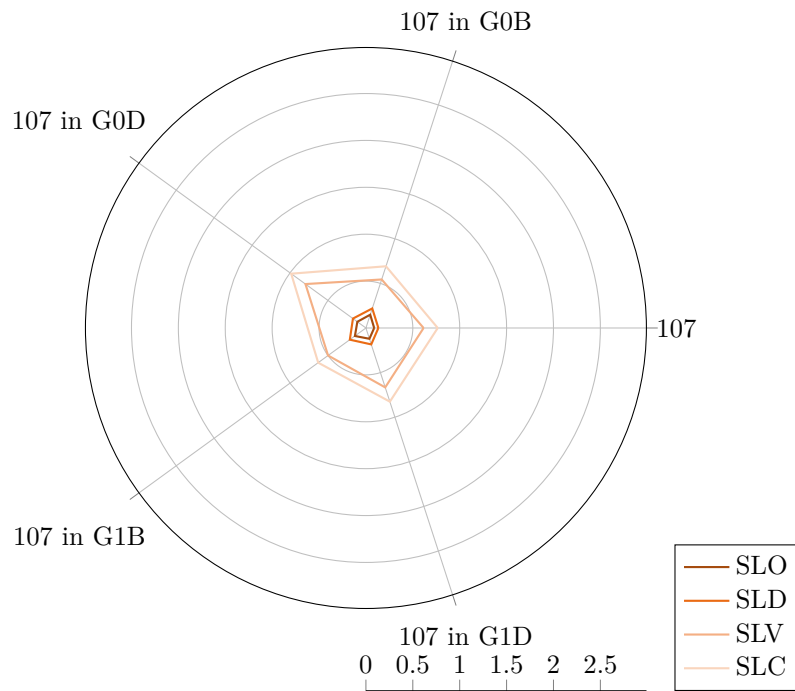
Un secondo confronto è tra i modelli B e D: come si vede in figg. 6.10, 6.11, 6.12 e 6.13, la differenza in termini di taglio alla base tra i due modelli si riflette anche nelle  $a_g$  di capacità, che risulta leggermente inferiore nei modelli D rispetto ai B in dir. +X, mentre questo non risulta sempre vero (e per tutti i quattro SL) per la dir. -X.

In figg. 6.16, 6.17, 6.18 e 6.19 si confrontano i modelli G1B, G1D e G2B corrispondenti al blocco di U.S. 106-107-108a e 108c-109, ottenendo che i modelli in aggregato hanno una capacità maggiore in termini di verifica dei modelli singoli o con meno U.S., ma senza una differenza importante. Al contrario i modelli delle singole U.S. risultano avere delle  $a_g$  di capacità diverse tra loro: le U.S. 106 e 109 risultano in linea con gli altri modelli in quanto organizzate allo stesso modo dal punto di vista strutturale, l'U.S. 107 presenta un'altezza maggiore e maschi murari snelli sul prospetto nord al piano primo per cui la capacità risulta inferiore, mentre le U.S. 108a e 108c hanno un'altezza ridotta rispetto alle altre U.S. e maschi murari tozzi, per cui risultano più rigide e con  $a_g$  di capacità superiori alla media.

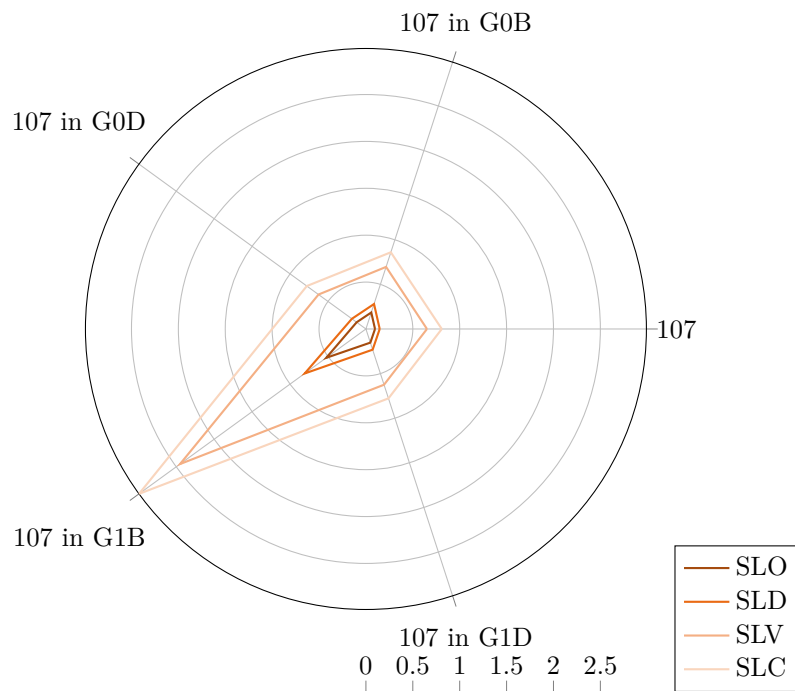
Le stesse considerazioni posso essere effettuate per le figg. 6.20 e 6.21, dove si confrontano i modelli delle singole U.S. (modelli G2B) con l'aggregato completo (G1B e G1D). Le  $a_g$  dei modelli G0B e G0D sono comunque in linea con quelle delle singole U.S., soprattutto per le U.S. 106 e 109, al contrario di quanto ci si potrebbe aspettare.

6.2.2 Modelli delle singole U.S.

U.S. 107

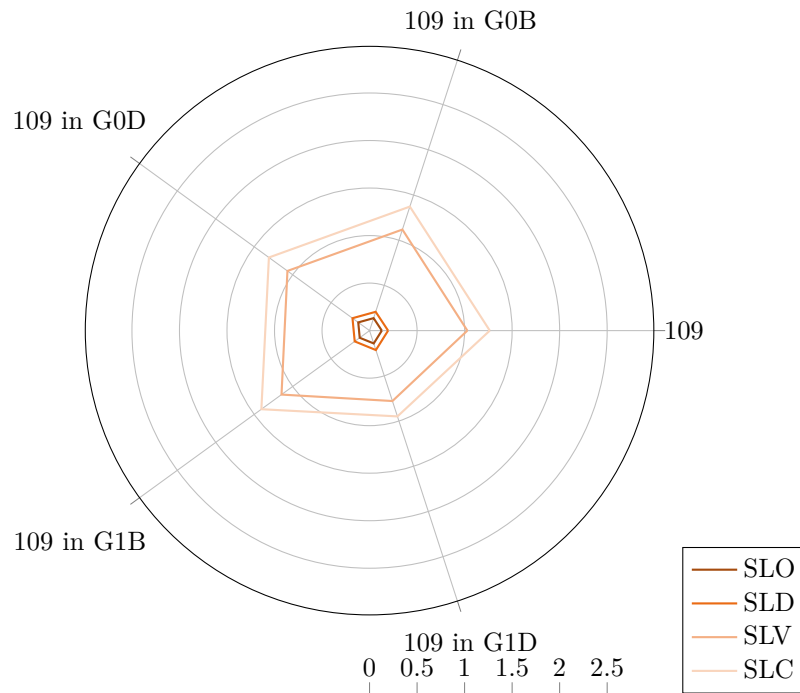


**Figura 6.22:**  $a_g$  di capacità dell'U.S. 107 nei modelli G0B, G0D, G1B, G1D ai quattro SL, dir. +X.

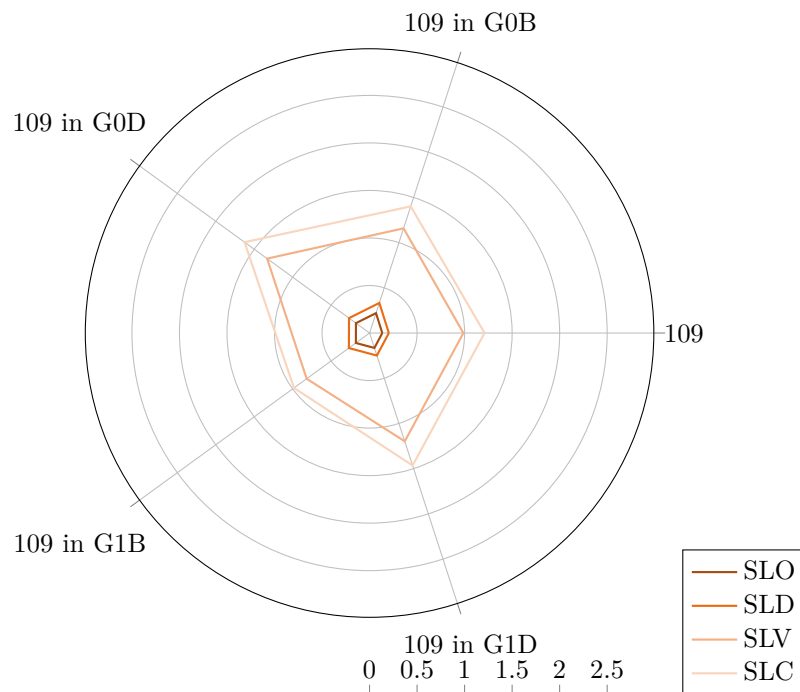


**Figura 6.23:**  $a_g$  di capacità dell'U.S. 107 nei modelli G0B, G0D, G1B, G1D ai quattro SL, dir. -X.

U.S. 109



**Figura 6.24:**  $a_g$  di capacità dell'U.S. 109 nei modelli G0B, G0D, G1B, G1D ai quattro SL, dir. +X.



**Figura 6.25:**  $a_g$  di capacità dell'U.S. 107 nei modelli G0B, G0D, G1B, G1D ai quattro SL, dir. -X.

Nei grafici in figg. 6.22, 6.23, 6.24 e 6.25 vengono confrontate le  $a_g$  di capacità delle U.S. 107, interna all'aggregato, e 109, di estremità, in diverse configurazioni, in particolare l'U.S. singola e nei modelli G0B, G0D, G1B e G1D.

Per l'U.S. 107 (fig. 6.22) agli SLE la capacità dell'U.S. è maggiore, nell'ordine, nei modelli G0B, G0D e G1B, G1D e singola. Al contrario gli SLU non rispettano questa gerarchia: ciò accade in quanto gli SLU dipendono dalla fine della curva di capacità che a sua volta dipende dal modello sia dal punto di vista geometrico sia numerico. In dir. -X (fig. 6.23) invece i risultati sono più in linea tra loro tranne per il modello G1B in cui le capacità risultano importante giustificate da un elevato taglio alla base raggiunto.

Per l'U.S. 109 (figg. 6.24 e 6.25) le  $a_g$  agli SLE rispettano la stessa gerarchia vista per l'U.S. 107, mentre agli SLU non sempre è così: ad esempio per l'U.S. in G1D risultano valori di  $a_g$  maggiori agli SLE rispetto all'U.S. singola, ma valori di  $a_g$  minori agli SLU. Questo accade sia in dir. +X sia in dir. -X.

Il confronto tra le capacità dei modelli G0B, G1B e G2B, corrispondente alle valutazioni precedenti in figg. 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5, permette di rispondere alla domanda circa il grado di modellazione ottimale dell'aggregato: si nota come, sia per l'U.S. 107, interna, che per l'U.S. 109, di estremità, nei primi due modelli si abbiano simili  $a_g$  di capacità, soprattutto agli SLE, confermando che un modello comprendente le U.S. adiacenti all'U.S. in esame è un buon compromesso tra completezza e semplificazione del modello.

### 6.3 Analisi del quadro fessurativo

Si dispone del quadro fessurativo rilevato post-sisma del 2016 dei lati ovest, sud ed est. Essendo stata la direzione principale del sisma la E-W, si riporta il quadro fessurativo del fronte sud (fig. 6.26), coerente con le direzioni di spinta delle pushover +/- X. Le figure che seguono presentano le deformazioni a trazione dei modelli, ponendo come valore massimo di deformazione lo 0.2%, considerando questo valore realistico per la muratura.

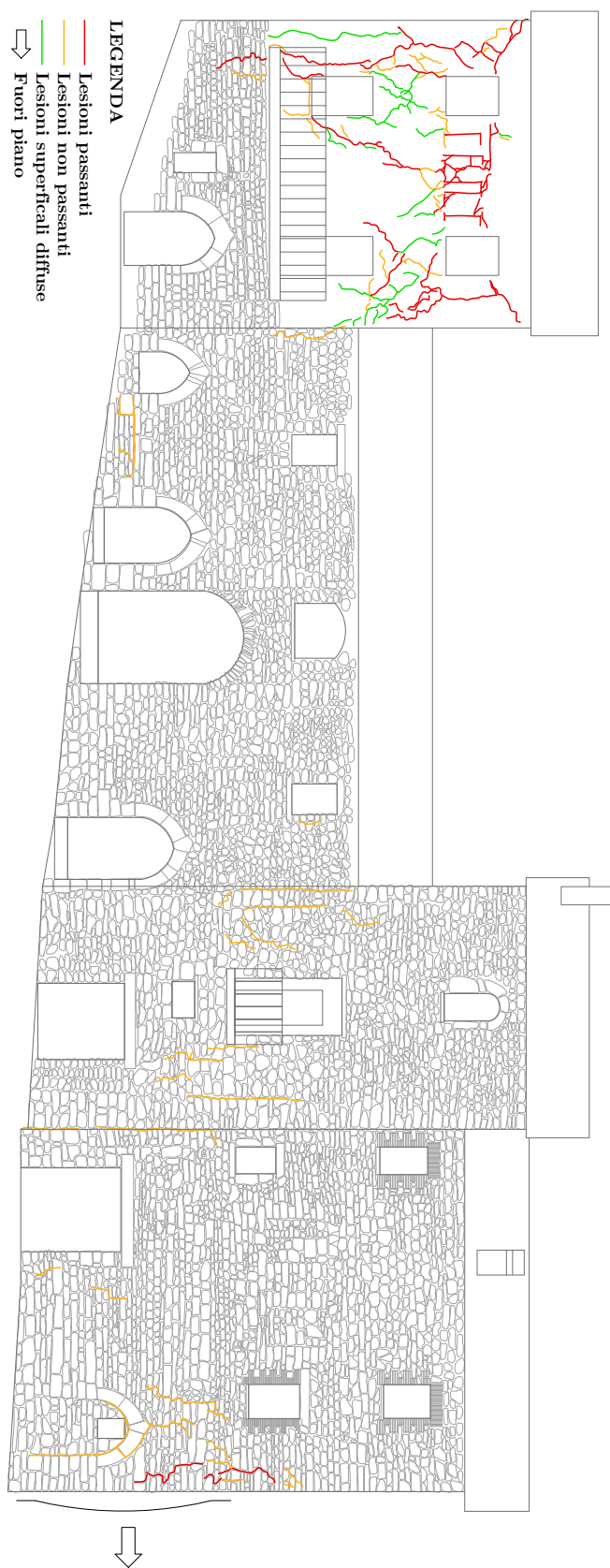
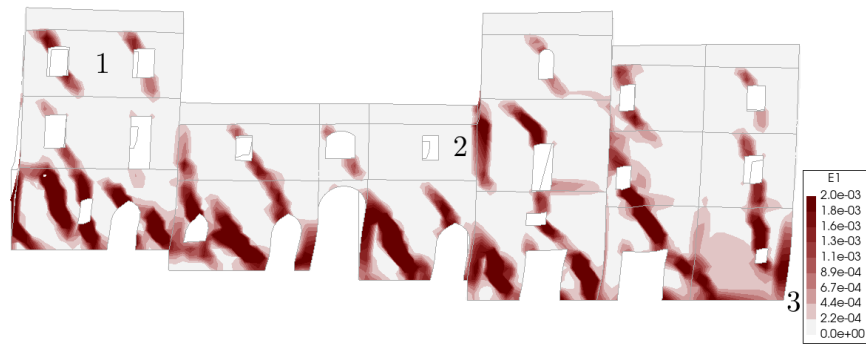
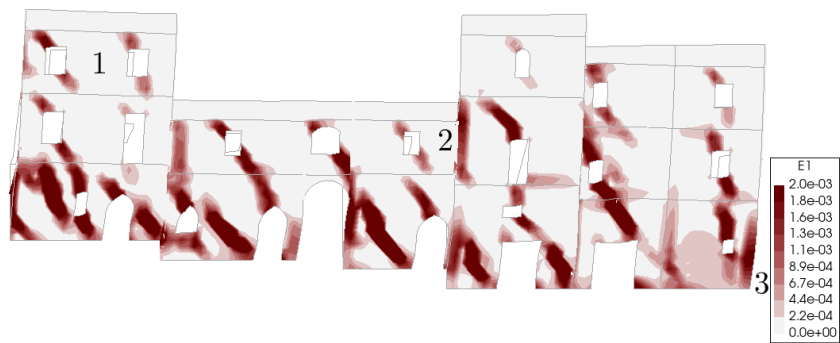


Figura 6.26: Quadro fessurativo del prospetto sud dell'aggregato.

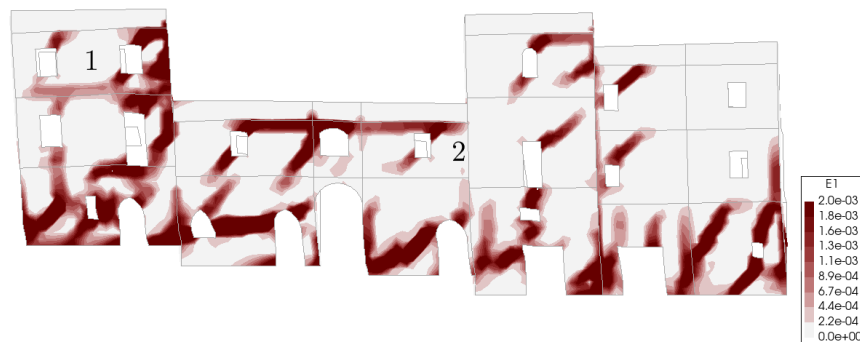
## 6.3.1 Confronto Quadro fessurativo - Modello G0B



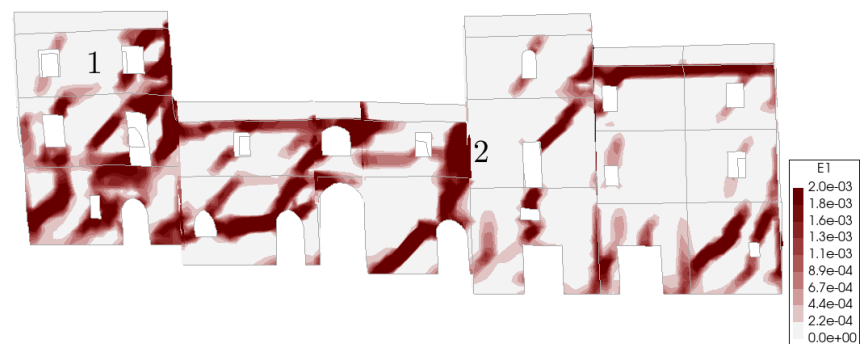
(a) Modello G0B (senza discontinuità), dir. +X.



(b) Modello G0D (con discontinuità), dir. +X.



(c) Modello G0B (senza discontinuità), dir. -X.



(d) Modello G0D (con discontinuità), dir. -X.

**Figura 6.27:** Deformazioni a trazione dei modelli G0B e G0D a 1 cm di spostamento del nodo di controllo.

Come descritto nel par. 4.2.5 l'analisi del quadro fessurativo pone l'attenzione su tre punti principali, ossia sull'U.S. 109, soprattutto ai due piani superiori, sul piano intermedio dell'U.S. 107 e sul piano terra dell'U.S. 106:

- i. l'U.S. 109 risulta essere la più danneggiata per diversi aspetti: in primo luogo spicca rispetto all'adiacente U.S. 108 ed è di estremità all'aggregato. In secondo luogo, anche se non implementato in questi modelli, possiede una scarsa qualità muraria. Si può notare come questo danno si riscontri più nell'analisi in dir. -X rispetto alla dir. +X: questo è sicuramente causato dal fatto che in dir. -X gli sforzi non possano essere assorbiti o trasmessi ad altri elementi (1);
- ii. il danno dell'U.S. 107 non ha un evidente riscontro con quello rilevato se non per la zona di contatto con l'U.S. 108 al piano superiore (2);
- iii. nell'U.S. 106 si riscontra, in modo chiaro in dir. +X, lo schiacciamento della muratura in testa con conseguente fuori piano (3).

Queste corrispondenze si notano sia nel modello G0B (senza discontinuità) sia nel modello G0D (con discontinuità) (fig. 6.27): confrontando i due modelli si notano differenze tra le deformazioni soprattutto in dir. -X, con un danneggiamento più marcato a livello della copertura per l'U.S. 106 e verticalmente tra le U.S. 107 e 108. L'U.S. 107 e 109 risultano meno danneggiate. Una valutazione generale tra i due modelli è la concentrazione del danno in corrispondenza delle interfacce piuttosto che nei maschi murari.

In questi casi non si sono modellate le aperture tamponate o le aperture in breccia; dal momento che le fessure seguono i giunti di malta si potrebbe ottenere un maggior riscontro del quadro fessurativo reale se il modello includesse questi dettagli.

### 6.3.2 Confronto modelli G0B - G0D

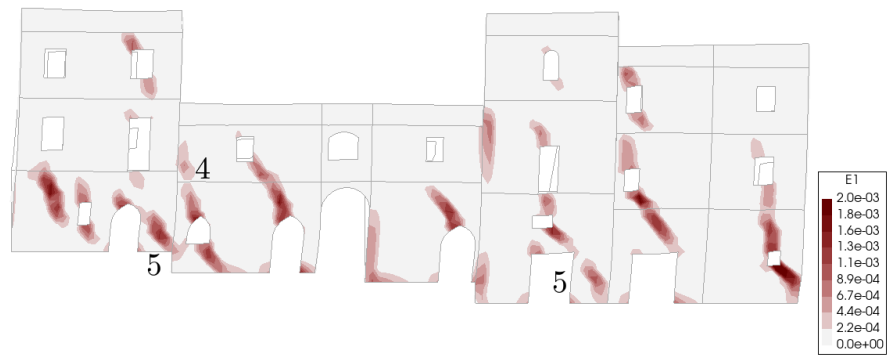
Il confronto tra i modelli senza e con discontinuità deve essere svolto ad un punto in cui il danno non sia eccessivo: viene quindi scelto, nelle curve bilineari, lo spostamento  $d_y$  corrispondente al limite del campo elastico (circa 0.4 cm per tutti i modelli).

Si riscontrano alcune differenze tra i due modelli in fig. 6.28:

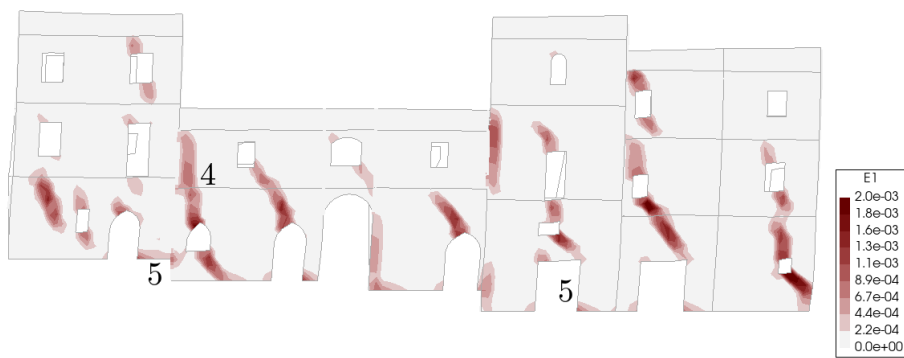
- in dir. +X si ha un danno più marcato tra l'U.S. 109 e 108 (4) e i maschi murari dell'U.S. 107 e 109 (5), prima danneggiati, ora non lo sono più;
- in dir. -X si sviluppa il danno tra le U.S. 107 e 108, prima non presente (6).

Come già evidenziato, è evidente che le discontinuità riducano il danno nei maschi murari, concentrandolo maggiormente in corrispondenza delle interfacce.

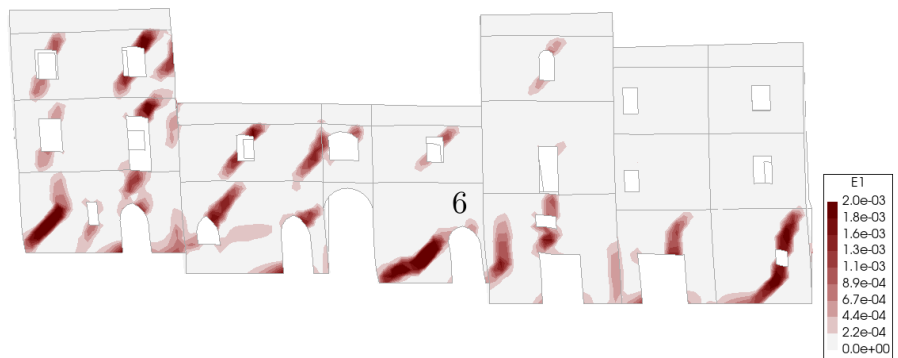




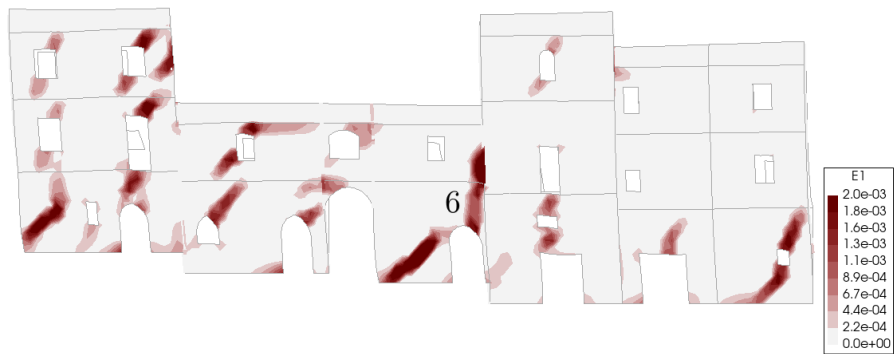
(a) Modello G0B (senza discontinuità), dir. +X.



(b) Modello G0D (con discontinuità), dir. +X.



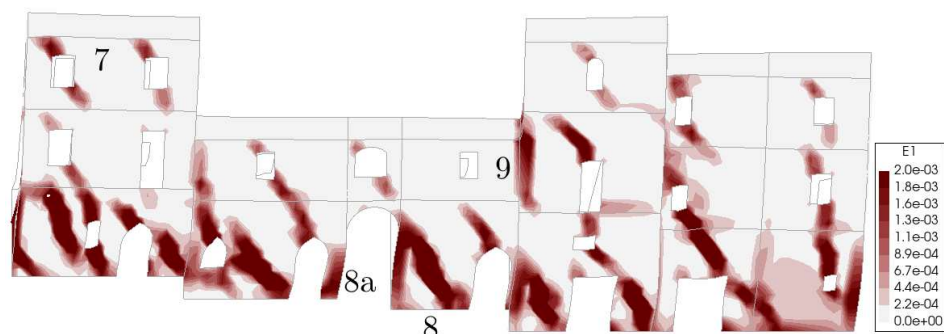
(c) Modello G0B (senza discontinuità), dir. -X.



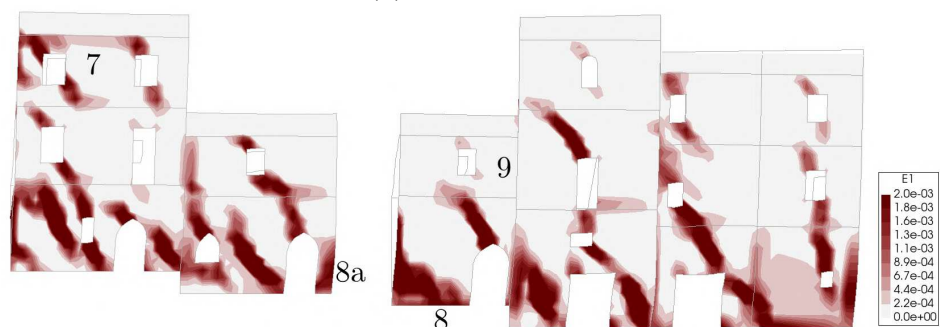
(d) Modello base D (con discontinuità), dir. -X.

**Figura 6.28:** Deformazioni a trazione dei modelli G0B e G0D al limite del campo elastico.

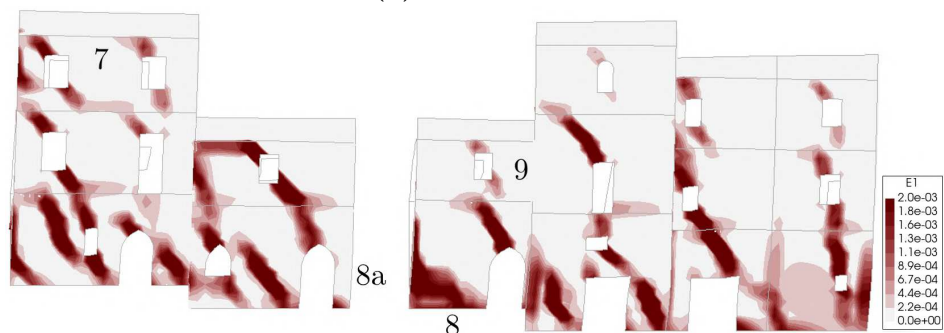
### 6.3.3 Confronto modelli G0B - G1B - G1D



(a) Modello G0B.



(b) Modelli G1B.

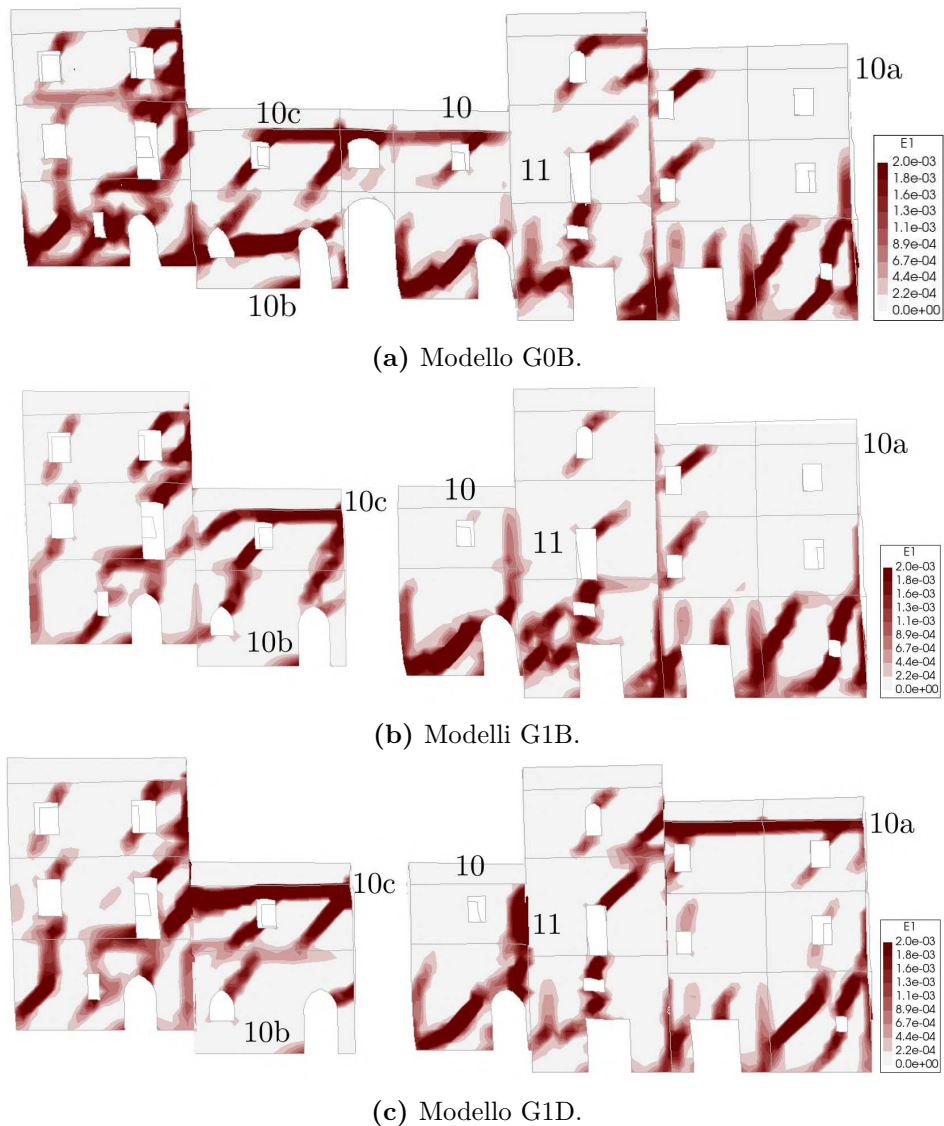


(c) Modelli G1D.

**Figura 6.29:** Deformazioni a trazione dei modelli analitici G0B, G1B e G1D a 1 cm di spostamento del nodo di controllo, dir +X.

Confrontando i modelli G0B, G1B e G1D e le deformazioni risultano essere grosso-modo le stesse nelle due direzioni.

In dir. +X fig. 6.29 il secondo piano dell'U.S. 109 risulta più danneggiato a livello del solaio in G1B ma non G1D (7); al piano terra dell'U.S. 108a, il maschio murario che nel modello G0B si deforma prevalentemente a taglio, nei modelli G1B e G1D si deforma principalmente a taglio-scorrimento (8) e non si nota la fessura verticale al piano primo tra l'U.S. 107 e 108a in G1B (9). Nel modello G1D si nota anche che il maschio murario di estremità dell'U.S. 108c (8a) ha una deformazione ridotta rispetto agli altri due modelli;



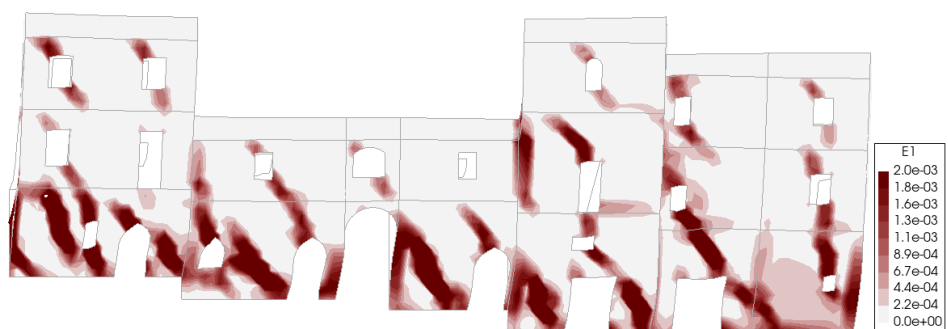
**Figura 6.30:** Deformazioni a trazione dei modelli analitici G0B, G1B e G1D a 1 cm di spostamento del nodo di controllo, dir -X.

In dir. -X fig. 6.30 l'U.S. 109 risulta meno danneggiata sia in G1B che G1D; l'U.S. 108c non presenta più il danno del maschio murario al piano terra (10b) nè in G1B nè in G1D, ma in quest'ultimo sviluppa un danno maggiore a livello della copertura e dell'interfaccia tra U.S. 108c e 109 (10c); l'U.S. 108a non presenta più il danno a livello della copertura (10) e risulta man mano più evidente la fessura verticale tra le U.S. 107 e 108a (11). A parità di spostamento, il modello G1D risulta più danneggiato rispetto al modello G1B, soprattutto in corrispondenza delle interfacce.

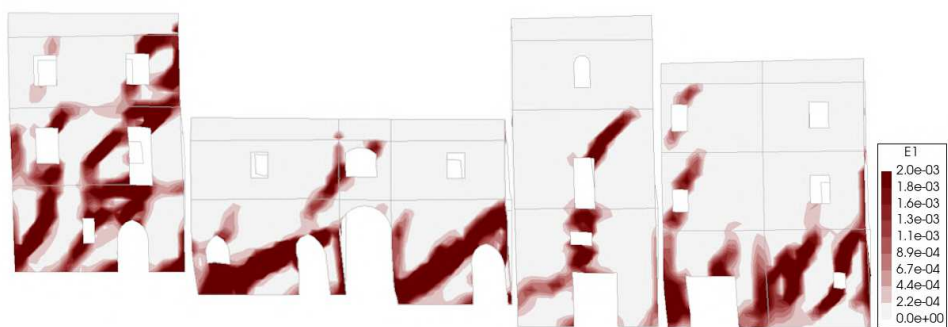
### 6.3.4 Confronto Quadro fessurativo - Modelli G2B



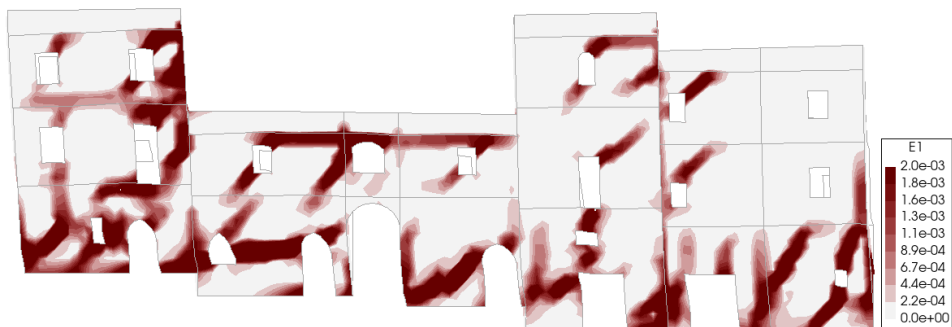
(a) Modelli G2B (singole U.S.), dir. +X.



(b) Modello G0B, dir. +X.



(c) Modelli G2B (singole U.S.), dir. -X.



(d) Modello G0B, dir. -X.

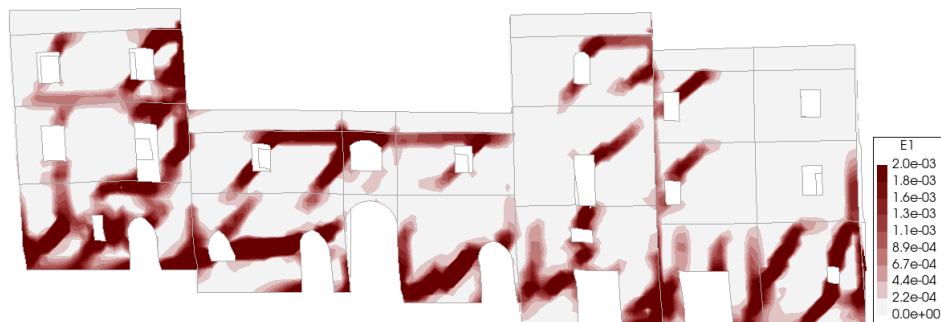
**Figura 6.31:** Deformazioni a trazione dei modelli analitici G2B e G0B, dir. -X a 1 cm di spostamento del nodo di controllo.

In questo confronto in fig. 6.31 si riscontrano grossomodo le medesime deformazioni in entrambe le direzioni con alcune differenze:

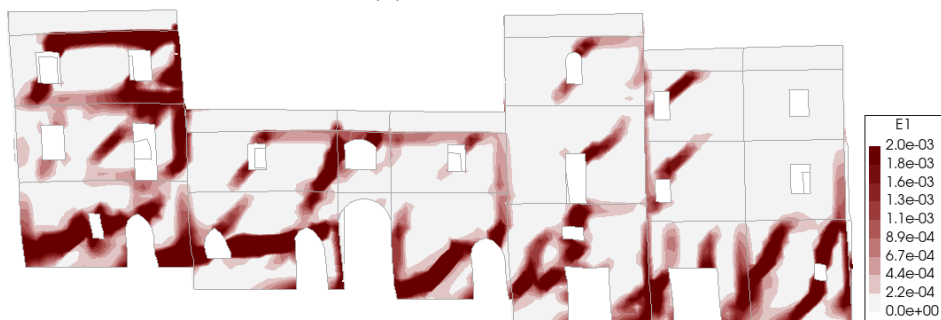
- le deformazioni del modello G0B sono presenti anche ai piani superiori, mentre per i modelli singoli queste sono concentrate ai piani inferiori (molto evidente per l'U.S. 108): questo si può ipotizzare sia per il fatto che i piani inferiori del modello continuo dell'aggregato rispondano in modo unitario, portando a deformarsi le parti svettanti della struttura, sia perché il modello continuo, aumentando lo spostamento, aumenta il carico verticale dei maschi murari, portandoli ad avere un comportamento migliore, non possibile nei modelli delle singole U.S.;
- l'U.S. 106, in dir. +X, sviluppa il fuori piano in maniera meno evidente dell'aggregato continuo, a causa del fatto che il carico in quel punto è minore;
- nei modelli delle singole U.S. non si sviluppano chiaramente le deformazioni ad andamento verticale tra U.S. che si vedono invece nel modello completo (es. tra U.S. 107 e 108).

### 6.3.5 Confronto Quadro fessurativo - Modelli G0M1, G0Bd1, G0Bd2 e G0Bd3

Viene analizzato un confronto allo scopo di riscontrare il danno rilevato per l'U.S. 109. Per fare ciò ci si concentra solamente in direzione -X dal momento che è quella che ottiene un maggiore danno per l'U.S.



(a) Modello G0B.



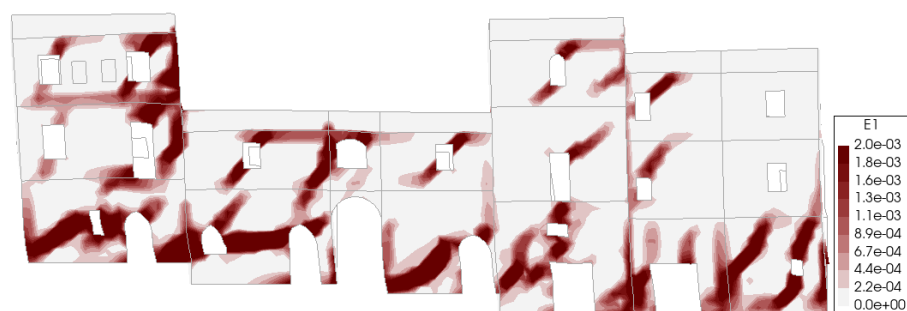
(b) Modello G0M1.

**Figura 6.32:** Deformazioni a trazione dei modelli G0B e G0M1, dir. -X a 1 cm di spostamento del nodo di controllo.

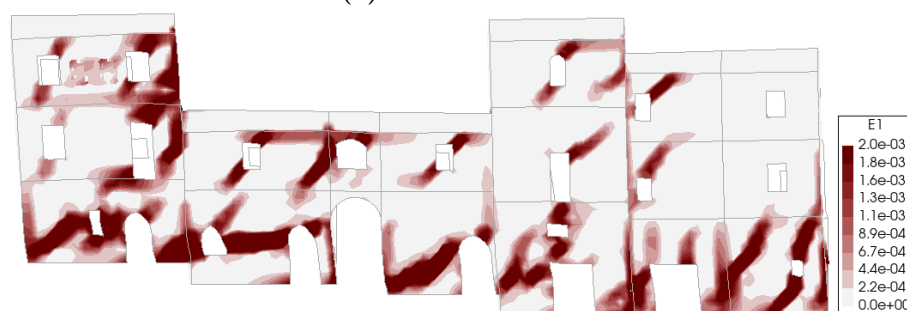
Come atteso, risulta un danno maggiore in corrispondenza dell'U.S. 109 in tutti tre piani, mentre un danno minore nelle altre U.S. (fig. 6.32).

Non si evidenzia comunque alcuna deformazione in corrispondenza della zona centrale del secondo livello dell'U.S. 109, dove sono presenti le aperture tamponate.

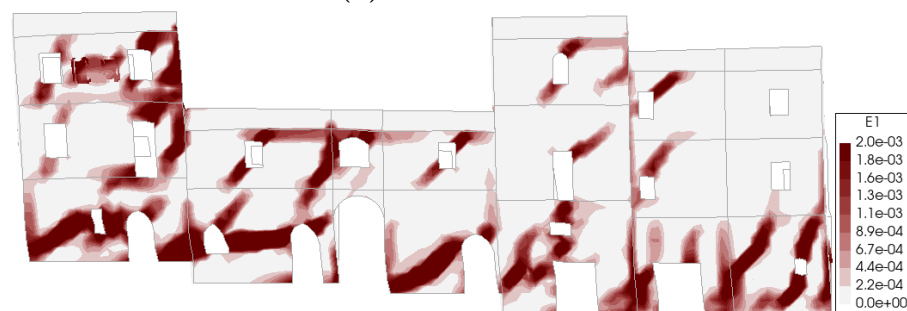
Per ottenere il risultato desiderato nei modelli G0Bd1, G0Bd2 e G0Bd3 è stato necessario applicare alle interfacce delle aperture tamponate una rigidità tagliante nel piano  $t_{tx}$  inferiore alle altre e pari a  $10^8$  N/m<sup>2</sup>.



(a) Modello G0Bd1.



(b) Modello G0Bd2.



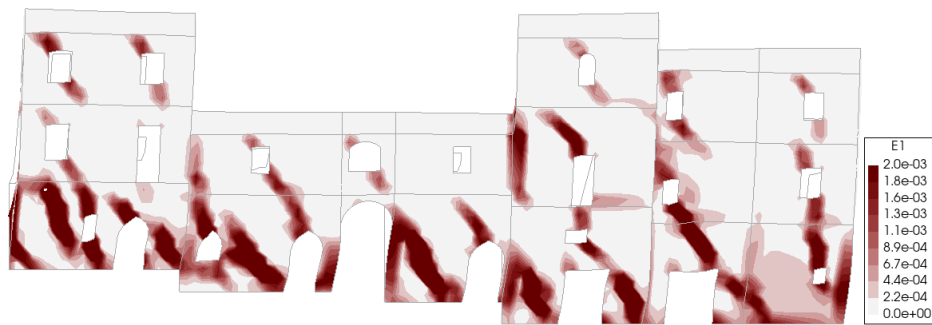
(c) Modello G0Bd3.

**Figura 6.33:** Deformazioni a trazione dei modelli G0Bd1, G0Bd2 e G0Bd3 a 1 cm di spostamento del nodo di controllo.

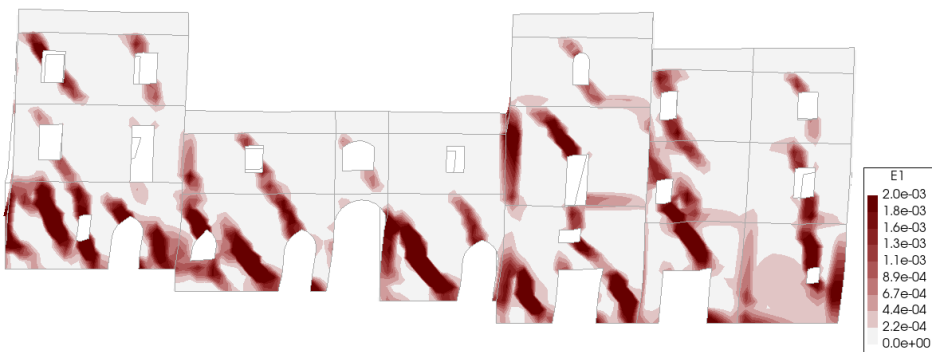
L'unica differenza dei modelli in fig. 6.33 rispetto al modello G0B è in corrispondenza del secondo piano dell'U.S. 109, dove sono state implementate le aperture tamponate, per cui il quadro generale delle deformazioni a trazione è il medesimo nel resto dell'aggregato. Non si nota alcuna differenza nel caso in cui si ponga solamente la muratura delle aperture tamponate NTC-1. Al contrario evidenzia una concentrazione di deformazione ponendo delle interfacce tra la parete e le aperture tamponate nel caso di muratura NTC-3 e ancora di più con una muratura NTC-1.



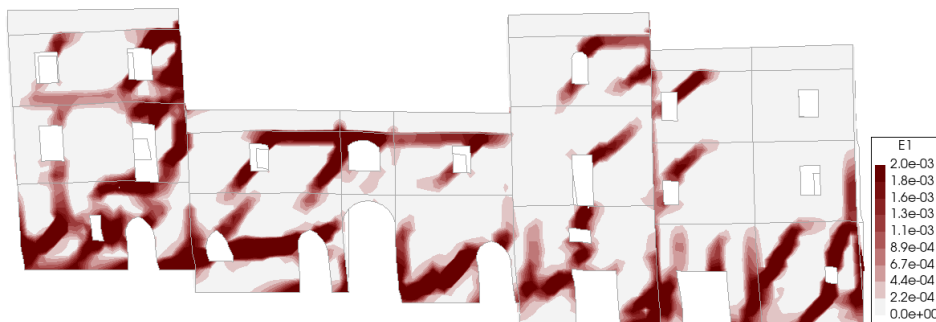
## 6.3.6 Confronto Quadro fessurativo - Modello G0M2



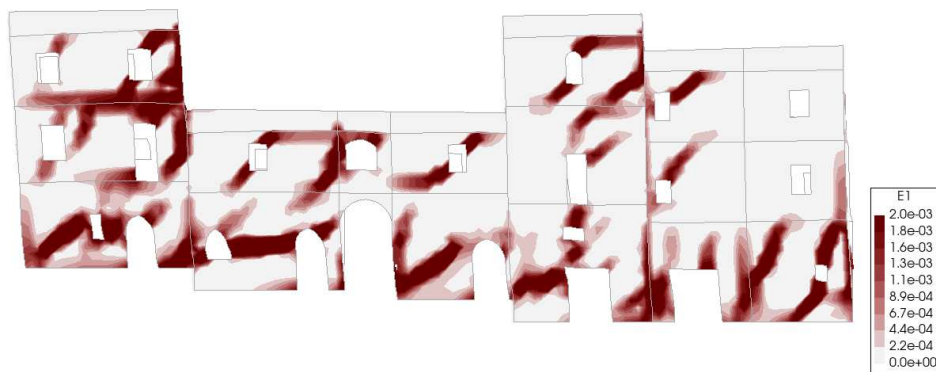
(a) Modello G0B, dir. +X.



(b) Modello G0M2, dir. +X.



(c) Modello G0B, dir. -X.

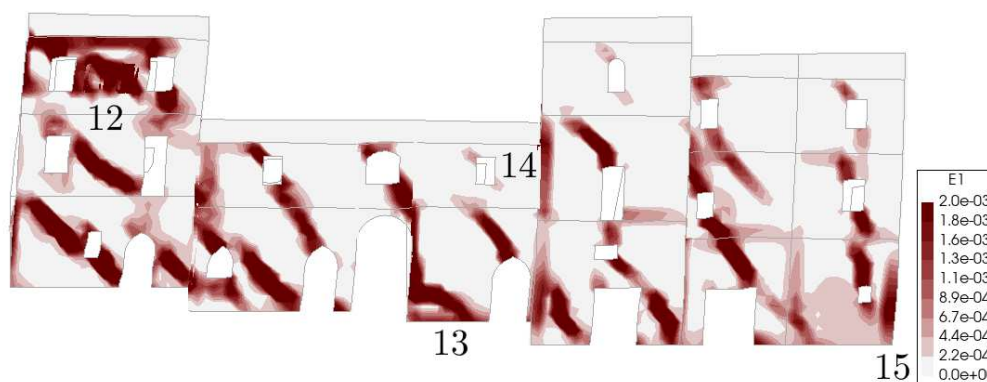


(d) Modello G0M2, dir. -X.

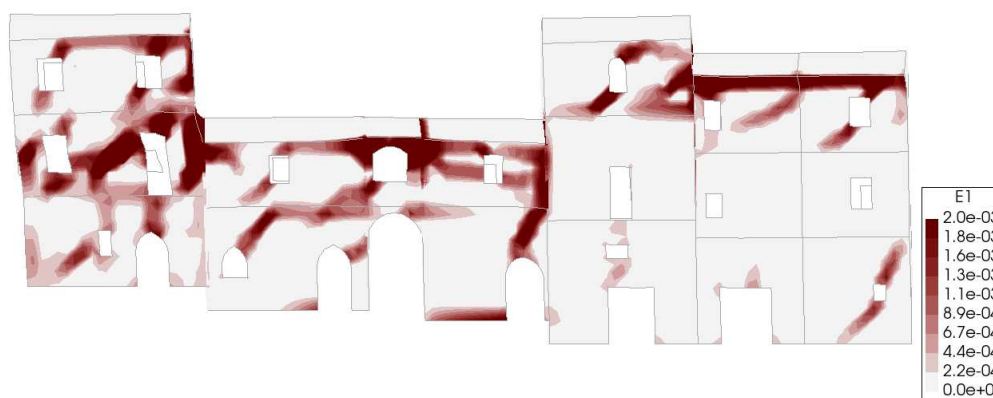
**Figura 6.34:** Deformazioni a trazione dei modelli G0B e G0M2 a 1 cm di spostamento del nodo di controllo.

Il miglioramento della muratura dell'U.S. 108 porta in generale ad avere un minore danneggiamento sia dell'U.S. 108 stessa sia di quelle adiacenti. Questo è vero in entrambe le direzioni di analisi (fig. 6.34).

### 6.3.7 Confronto Quadro fessurativo - Modello G0DMd3



(a) Modello G0DMd3, dir. +X a 1 cm di spostamento del nodo di controllo.



(b) Modello G0DMd3, dir -X a 0.5 cm di spostamento del punto di controllo.

**Figura 6.35:** Deformazioni a trazione del modello G0DMd3.

In fig. 6.35 sono riportate le deformazioni a trazione dei modelli G0DMd3 che presenta le discontinuità tra U.S., la muratura dell'U.S. 108 con iniezioni, una muratura NTC-1 per l'U.S. 109 e la modellazione delle aperture tamponate per l'U.S. 109: è un modello in cui vengono implementate tutte le caratteristiche dell'edificio reale e per il quale è legittimo aspettarsi la massima corrispondenza del quadro fessurativo. Per una migliore lettura del quadro in dir. -X vengono presentate le deformazioni a trazione a 0.5 cm di spostamento del punto di controllo. Si può osservare che:

- in dir. +X sono evidenziate, in maniera importante, le aperture tamponate dell'U.S. 109 (12). L'U.S. 108 risulta meno danneggiata rispetto al modello G0B e con un comportamento del maschio murario dell'U.S. 108a più vicino a quello visto in fig. 6.29b, ovvero a taglio-scorrimento (13). Sono evidenziate anche le fessure verticali tra U.S. 107 e 108a ai due piani (14) e lo schiacciamento della parete dell'U.S. 106 a causare il fuori piano (15);



- in dir. -X si nota un danneggiamento ridotto ai primi piani delle U.S. 106, 107 e 108, soprattutto nei maschi murari snelli, con la concentrazione del danno ai piani superiori di queste U.S., mentre risulta un danno esteso ai tre piani per l'U.S. 109.

Sebbene ci si attendesse un corrispondenza precisa con il quadro fessurativo reale, si osserva che il danneggiamento si è solo ridotto, senza annullarsi del tutto, mentre è confermato lo schiacciamento alla base della parete dell'U.S. 106 e l'evidenziazione delle aperture tamponate dell'U.S. 109.

In generale l'implementazione delle discontinuità nel modello permette di eseguire la verifica dell'aggregato in modo conservativo, rimanendo quindi a favore di sicurezza in termini di curva pushover e  $a_g$  di capacità, e dimostrando probabilmente un comportamento più simile a quello del modello reale; d'altra parte però non hanno avuto un'importante incidenza nella ricerca di un quadro fessurativo vicino a quello reale, concentrando comunque il danno tra U.S, ovvero in corrispondenza delle interfacce.



# Conclusioni

I terremoti che hanno colpito il Centro Italia nel 2009 a L'Aquila e nel 2016 ad Amatrice e Norcia hanno evidenziato la vulnerabilità sismica del costruito storico, in particolar modo per gli aggregati di edifici in muratura, molto frequenti in quelle zone e in generale nei centri storici. L'obiettivo della tesi è di analizzare e studiare il comportamento di questi edifici dal punto di vista sismico. In particolare si intende studiare l'influenza dell'effetto aggregato sulle U.S. dal punto di vista di capacità e di verifica da normativa.

Questo studio viene sviluppato su un aggregato edilizio situato a Castelsantangelo sul Nera (MC), colpito dalla sequenza sismica del 2016 e costituito da quattro unità strutturali (U.S.) accostate a formare una schiera. La presenza di un arco edificato all'interno di una delle U.S., realizzato in una delle fasi di trasformazione più recenti, permette di identificare due gruppi di edifici (macro-U.S.) ai due lati dello stesso. Il caso studio ha permesso di valutare anzitutto l'effetto dell'aggregazione sul comportamento delle singole celle, considerando diverse possibili posizioni (interne e di estremità) delle stesse, e diversi raggruppamenti, aumentando progressivamente il numero di celle considerate fino all'aggregato completo. Si è inoltre analizzato il ruolo delle discontinuità tra U.S. dovute alla loro diversa epoca di costruzione. Oltre a questo viene indagata anche l'influenza della presenza di diversi materiali nell'aggregato e delle aperture tamponante evidenziate dal sisma del 2016.

L'obiettivo viene raggiunto tramite modellazione FEM nel software DIANA con analisi statiche non lineari (pushover) nella direzione parallela allo sviluppo principale dell'aggregato (+/- X), poiché in direzione ortogonale sono presenti solamente pareti cieche. Data la semplicità geometrica la modellazione è stata svolta direttamente in ambiente DIANA. I vincoli sono stati attribuiti come cerniere alla base delle singole pareti come *support* così da poter calcolare il taglio alla base della singola U.S. quando essa si trova in aggregato. Per ottenere risultati coerenti è stata effettuata una calibrazione dei parametri che governano la risposta non lineare della muratura e delle interfacce che simulano le discontinuità. Per la muratura i più influenti sono risultati essere l'energia di frattura a trazione  $G_{ft}$  e la resistenza residua a taglio  $\beta$ : la prima viene posta pari a 10 N/m, valore inferiore rispetto ai N/m descritti da Lourenço, Milani e Zucchini (2009), mentre il secondo valore si è posto pari a 0.01, in linea con quanto indicato da Baratto (2018) e Simioni (2022). Per le interfacce il parametro principale è la rigidità di taglio nel piano  $t_{tx}$ , posta pari a  $1 \times 10^{10}$  N/m<sup>3</sup>, perfettamente aderente a quanto descritto in Vlachakis et al. (2023).

I risultati sono stati valutati tramite curve di capacità taglio-spostamento,  $a_g$  di capacità agli SLO, SLD, SLV e SLC e tramite il confronto tra il quadro fessurativo reale e il quadro delle deformazioni a trazione dei modelli analitici. Essendo le U.S. di diversa altezza, le curve di capacità si sono discusse in termini di spostamento del nodo di controllo normalizzato all'altezza dell'U.S. corrispondente.

Dalle analisi svolte si sono evidenziati diversi aspetti:

**Effetto aggregato** L'effetto aggregato dovuto all'arco edificato non risulta particolarmente influente nella sola scomposizione in macro-U.S., portando ad un aumento del taglio alla base massimo di circa +7% in entrambe le direzioni, a parità di spostamento ultimo. Ponendo l'attenzione sui due gruppi di U.S., il beneficio maggiore è dato alle U.S. 108c-109 in dir. -X con un aumento del taglio di circa +28%; al contrario, il gruppo 106-107-108a vede la situazione migliore nel caso siano isolate dal resto dell'aggregato sia in termini di taglio alla base sia di spostamento ultimo. In dir. +X il taglio alla base nelle due situazioni è il medesimo, ma con un minor spostamento ultimo nel caso di aggregazione.

L'effetto dell'aggregazione è più evidente per le singole U.S. all'interno dell'aggregato: per le U.S. di estremità l'aumento di taglio massimo vale circa +17% nel caso in cui la spinta sia in direzione interna all'aggregato, ma raggiunge +70% per una spinta esterna all'aggregato, mentre per le U.S. interne si raggiunge anche un +150% per l'U.S. più alta e quindi più vulnerabile (U.S. 107).

**Livello di modellazione ottimale** Dal punto di vista della modellazione, per le U.S. di estremità i valori di taglio alla base sono in linea tra loro sia che si considerino U.S. singole, con la cella adiacente o tutto l'aggregato se la spinta è verso l'aggregato (hanno un aumento del taglio alla base di circa il +7% nel caso siano modellate almeno le due U.S. adiacenti), mentre arrivano a sopportare un taglio alla base superiore di +44% (U.S. 106) e +83% (U.S. 109) nel caso di spinta esterna all'aggregato anche solo modellando l'U.S. adiacente, per poi rimanere in linea con quei valori nel caso di modellazione delle altre U.S.

Per le U.S. interne invece questo miglioramento si nota già con la modellazione delle U.S. adiacenti nelle due direzioni, delineando una curva di capacità del tutto simile a quella con l'aggregato completo, in alcuni casi anche con uno spostamento ultimo maggiore.

**Influenza della posizione dell'U.S. nell'aggregato** I medesimi risultati si riscontrano ponendo di testa le U.S. che nella realtà sono interne: nel caso in cui sia modellata l'U.S. adiacente nella direzione di spinta, si nota un aumento del taglio alla base compreso tra +12 e +35%, mentre l'aumento è di circa +40%, con picchi fino a +100%, nel caso sia modellata l'U.S. nella direzione opposta. Solo in un caso si nota anche un maggior spostamento ultimo (U.S. 108 in dir. -X).

**Effetto delle discontinuità** Confrontando le curve dell'aggregato senza e con le discontinuità si nota una diminuzione del taglio alla base di circa -8% in dir. +X, ma mantenendo un simile spostamento ultimo, mentre arriva a -15% in dir. -X

ma con uno spostamento ultimo che arriva allo 0.5% dell'altezza del punto di controllo. Il valore di taglio alla base del modello con le discontinuità risulta comunque più vicino al valore di resistenza calcolato con il metodo VET.

Analizzando le due macro-U.S. si riscontra un'equivalenza, in termini di taglio alla base per la dir. +X del gruppo 106-107-108a rispetto all'aggregato completo, mentre una diminuzione del taglio alla base di circa -21% in dir. -X; per il gruppo 108c-109 in dir. +X risulta un taglio inferiore nel modello con le discontinuità di circa -28%, mentre in dir. -X il medesimo taglio alla base viene raggiunto ma ad uno spostamento relativo più che doppio.

Confrontando le singole U.S. nelle due modalità di modellazione, risulta che l'U.S. che include le discontinuità ha una capacità inferiore rispetto al modello continuo, più vicina al comportamento dell'U.S. singola.

In generale l'implementazione delle discontinuità nei modelli permette di eseguirne la verifica in modo conservativo, rimanendo quindi a favore di sicurezza in termini di curva e  $a_g$  di capacità, e dimostrando probabilmente un comportamento più simile a quello del modello reale; d'altra parte però non hanno avuto un'importante incidenza nella ricerca di un quadro fessurativo vicino a quello reale, concentrando comunque il danno tra U.S, ovvero in corrispondenza delle interfacce.

**Influenza dei materiali** Analizzando i modelli in cui si sono variati alcuni aspetti dal punto di vista materico si conclude che aspetti specifici come le aperture tamponate non incidono sulla capacità complessiva dell'aggregato, mentre gli altri aspetti come le discontinuità o i materiali, se considerati separatamente, non incidono in modo importante sulla resistenza complessiva, ma se considerati in modo combinato comportano una diminuzione del taglio alla base, in questo caso in dir. -X, di -37%.

**Influenza della modellazione sul calcolo delle  $a_g$  di capacità** Le differenze viste in precedenza si riflettono grossomodo nel calcolo delle  $a_g$  di capacità: risulta infatti una sorta di gerarchia delle capacità: nell'ordine, G0B (Aggregato completo senza discontinuità), G0D (Aggregato completo con discontinuità), G1B (Scomposizione dell'aggregato in macro-U.S. senza discontinuità), G1D (Scomposizione dell'aggregato in macro-U.S. con discontinuità) e G2B (U.S. singole), come ci si potrebbe attendere a priori.

I modelli con discontinuità sono in linea con quanto atteso: presentano infatti valori di  $a_g$  inferiori di circa -7% per tutti i modelli e direzioni.

Nei casi in cui le U.S. siano particolarmente rigide e quindi la curva di capacità abbia uno spostamento ultimo ridotto con un importante valore di taglio alla base le  $a_g$  non risultano affidabili per un confronto, soprattutto agli SLU.

**Influenza della modellazione sulla verifica della singola U.S.** Allo stesso modo delle curve di capacità, risultano valori simili sia per le U.S. di estremità che per

le U.S. interne nel caso di modellazione delle sole U.S. adiacenti o dell'intero aggregato, in entrambe le direzioni.

**Analisi del quadro fessurativo** L'analisi e il confronto del quadro fessurativo con la deformazione dei modelli analitici permette di analizzare il danneggiamento della struttura per i carichi orizzontali.

L'aspetto più influente è il tipo di muratura assegnata, sia esso migliorativo (es. all'U.S. 108 è stata assegnata una muratura NTC-3 con iniezioni) o peggiorativo (es. all'U.S. 109 è stata assegnata una muratura NTC-1).

I modelli in cui sono state considerate le discontinuità ottengono un quadro fessurativo concentrato maggiormente in loro corrispondenza e meno nei maschi murari prima danneggiati.

Il danno in corrispondenza delle aperture tamponante evidenziate dal sisma del 2016 è osservabile solo nel caso in cui esse siano effettivamente modellate.

Sarebbe possibile, e in linea con gli altri tipi di confronto, la modellazione dell'U.S. in esame e di quelle adiacenti: analizzando in questo caso le deformazioni a trazione del modello analitico non si ha lo stesso risultato in quanto viene evidenziato un danno maggiore in dir. +X, e comunque con alcuni meccanismi differenti, mentre un danno minore in dir. -X, e in entrambe le direzioni si hanno alcuni differenti punti di danno. Nel caso di modelli di U.S. singole il danno del modello analitico non è più in linea con quello dell'aggregato continuo.

Considerando due U.S., una interna e una di estremità, l'analisi e la verifica di un'U.S. in aggregato può essere svolta prendendo in considerazione le sole U.S. adiacenti a quella in esame. Ciò è confermato però in un caso in cui l'U.S. in analisi spicca rispetto alle adiacenti e potrebbe non essere confermato allo stesso modo per una serie di più U.S. con la stessa altezza: in questo caso potrebbe essere necessaria la modellazione e l'analisi non più delle sole U.S. adiacenti ma di due U.S. per ogni direzione. Questi aspetti sono confermati sia dalle curve di capacità sia dal calcolo delle  $a_g$  di capacità agli SL, mentre è meno evidente questa affinità dal punto di vista del quadro delle deformazioni a trazione. Nel caso di modellazione con discontinuità invece quanto visto sopra viene confermato con le curve di capacità, ma meno dalla verifica e dal quadro delle deformazioni a trazione.

L'influenza nel modello dei materiali, sia esso con discontinuità o senza, in termini di curva pushover, è limitata considerando le variazioni locali singolarmente, ma aumenta nel caso in cui siano considerati contemporaneamente più aspetti.

Considerazioni che non sono state sviluppate in questa tesi e che potrebbero essere oggetto di studio per futuri approfondimenti sono lo studio dei meccanismi locali di collasso, altri tipi di analisi globali (es. analisi pushover proporzionale ai modi di vibrare o analisi dinamiche non lineari) o con altri metodi di modellazione (es. macro-elementi).

Infine, rimane da affrontare la modellazione di vincoli cedevoli equivalenti alle U.S. adiacenti a quella oggetto di analisi, in modo che possano corrispondere allo stesso effetto delle U.S. adiacenti così da evitarne la modellazione.







# Bibliografia

- Akobo, I. Z. S., Georgewill, V. A., Ngekpe, B. E., & Jaja, G. (2019). Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Flat Slab System-A Review, 10–16.
- Albanesi, T., & Nuti, C. (2007). Analisi statica non lineare (pushover).
- Angiolilli, M., Lagomarsino, S., Cattari, S., & Degli Abbatì, S. (2021). Seismic fragility assessment of existing masonry buildings in aggregate. *Engineering Structures*.
- Baratto, N. (2018). *Simulazione numerica della risposta di un edificio in muratura monitorato a seguito del Sisma Centro Italia 2016* [Tesi di Laurea]. Università degli Studi di Padova.
- Bernardini, C., Maio, R., Boschi, S., Ferreira, T. M., Vicente, R., & Vignoli, A. (2019). The seismic performance-based assessment of a masonry building enclosed in aggregate in Faro (Portugal) by means of a new target structural unit approach. *Engineering Structures*, 386–400.
- Borri, A., Cangi, G., & De Maria, A. (2011). La risposta strutturale degli edifici in muratura. In C. Donà & A. De Maria (Cur.), *Manuale delle murature storiche* (pp. 115–157). DEI.
- Borri, A., & De Maria, A. (2019). Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: allineamento alla circolare n. 7/2019. *Atti del XVIII Convegno ANIDIS L'ingegneria Sismica in Italia*.
- Boschi, S., Borghini, A., Del Monte, E., Ortolani, B., & Vignoli, A. (2013). Methodology for ante and post-earthquake assessment of existing masonry buildings: a case study of an aggregate. *Atti del XV Convegno ANIDIS. L'Ingegneria Sismica in Italia*.
- Calderini, C., Cattari, S., & Lagomarsino, S. (2009). In-plane strength of unreinforced masonry piers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 243–267.
- Caranti, A., Cardinali, V., Ciuffreda, A. L., Coli, M., De Stefano, M., Le Pera, E., & Tanganelli, M. (2022). Seismic Vulnerability Assessment of a Medieval Urban Cluster Identified as a Complex Historical Palace: Palagio di Parte Guelfa in Florence. *Heritage*, 4204–4227.
- Cardinali, V., Cristofaro, M. T., Ferrini, M., Nudo, R., Paoletti, B., & Tanganelli, M. (2022). A Multiscale Approach for the Seismic Vulnerability Assessment of Historical Centres in Masonry Building Aggregates: Cognitive Approach and Interdisciplinary Perspectives. *International Journal of Architectural Heritage*, 839–864.

- Carocci, C. F. (2012). Small centres damaged by 2009 L'Aquila earthquake: on site analyses of historical masonry aggregates. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 45–71.
- Carocci, C. F., & Circo, C. (2014). Buildings Behavior in the Urban Fabric: The Knowledge Issue in the Post-Earthquake Reconstruction Plans. *Key Engineering Materials*, 90–95.
- Chai, S. (2020). *Finite element analysis for civil engineering with DIANA software*. Springer.
- Chieffo, N., Formisano, A., & Lourenço, P. B. (2023). Seismic vulnerability procedures for historical masonry structural aggregates: Analysis of the historical centre of Castelpoto (South Italy). *Structures*, 852–866.
- Chiumiento, G., & Formisano, A. (2019). Simplified and Refined Analyses for Seismic Investigation of Historical Masonry Clusters: Comparison of Results and Influence of the Structural Units Position. *Frontiers in Built Environment*.
- Clementi, F., Gazzani, V., Poiani, M., & Lenci, S. (2016). Assessment of seismic behaviour of heritage masonry buildings using numerical modelling. *Journal of Building Engineering*, 29–47.
- D'Ambra, C. (2011). *Vulnerabilità e miglioramento sismico di edifici in aggregato: il caso studio di piazza della prefettura a L'Aquila* [Tesi di dottorato]. Università degli Studi di Napoli.
- da Porto, F., Munari, M., Prota, A., & Modena, C. (2013). Analysis and repair of clustered buildings: Case study of a block in the historic city centre of L'Aquila (Central Italy). *Construction and Building Materials*, 1221–1237.
- De Maria, A., Del Monte, E., Galano, L., Ortolani, B., & Vignoli, A. (2011). Modellazione e calcolo di costruzioni in muratura. In C. Donà & A. De Maria (Cur.), *Manuale delle murature storiche* (pp. 341–370). DEI.
- Degli Abbati, S., D'Altri, A. M., Ottonelli, D., Castellazzi, G., Cattari, S., De Miranda, S., & Lagomarsino, S. (2017). Seismic assessment of complex assets through nonlinear static analyses: the fortress in San Felice sul Panaro hit by the 2012 earthquake in Italy. *Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPdyn 2015)*, 2291–2300.
- Degli Abbati, S., D'Altri, A. M., 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. *Computers & Structures*, 51–71.
- Donà, C., & De Maria, A. (Cur.). (2011). *Manuale delle murature storiche*. DEI.
- Fagundes, C., Bento, R., & Cattari, S. (2017). On the seismic response of buildings in aggregate: Analysis of a typical masonry building from Azores. *Structures*, 184–196.
- Ferreira, D., & Manie, J. (2022). *DIANA User's Manual*.

- Formisano, A., Chieffo, N., & Vaiano, G. (2021). Seismic Vulnerability Assessment and Strengthening Interventions of Structural Units of a Typical Clustered Masonry Building in the Campania Region of Italy. *GeoHazards*, 101–119.
- Formisano, A., Marzo, E., & Indirli, M. (2013). Analisi comparativa tra metodi di valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici murari di Arsita (TE). *Atti del XV Convegno ANIDIS. L'Ingegneria Sismica in Italia*.
- Formisano, A., & Massimilla, A. (2018). A Novel Procedure for Simplified Nonlinear Numerical Modeling of Structural Units in Masonry Aggregates. *International Journal of Architectural Heritage*, 1162–1170.
- Fruento, S., & Galasco, A. (2017). *Adeguamento e miglioramento sismico degli edifici in muratura: analisi sismica e calcoli strutturali: testo aggiornato alle NTC 2008, alla circolare esplicativa n. 617/2009 ed alla revisione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*. Grafill.
- Gavarini, C. (Cur.). (1983). *Costruzioni e Terremoti*. Nuova ESA.
- Giuffrè, A., Carocci, C., & Baggio, C. (Cur.). (1993). *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia: codice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico*. Editori Laterza.
- Grillanda, N., Valente, M., Milani, G., Chiozzi, A., & Tralli, A. (2020). Advanced numerical strategies for seismic assessment of historical masonry aggregates. *Engineering Structures*.
- Lourenço, P. B. (1996). *Computational strategies for masonry structures*. Delft University Press.
- Lourenço, P. B. (2002). Computations on historic masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 301–319.
- Lourenço, P. B., & Gaetani, A. (2022). *Finite Element Analysis for Building Assessment: Advanced Use and Practical Recommendations*. Routledge.
- Lourenço, P. B., Milani, G., & Zucchini, A. (2009). Recent advances in masonry modelling: micromodelling and homogenisation. In U. Galvanetto & M. H. F. Aliabadi (Cur.), *Computational and Experimental Methods in Structures* (pp. 251–294). IMPERIAL COLLEGE PRESS.
- Maio, R., Vicente, R., Formisano, A., & Varum, H. (2015). Seismic vulnerability of building aggregates through hybrid and indirect assessment techniques. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2995–3014.
- Munari, M., da Porto, F., Valluzzi, M. R., & Modena, C. (2011). Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici in aggregato. *Il Calcolo delle Strutture Esistenti: Software e Normativa. Studi Esperienze Proposte” Convegno A.I.S.T. Associazione Italiana Software Tecnico*.
- Puncello, I., Caprili, S., & Roca, P. (2022). Simplified numerical approach for the structural analysis of monumental historical aggregates: the case study of Certosa di Calci. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5269–5300.
- Quagliarini, E., Lucesoli, M., & Bernardini, G. (2019). Rapid tools for assessing building heritage’s seismic vulnerability: a preliminary reliability analysis. *Journal of Cultural Heritage*, 130–139.

- Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2004). Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon. *Engineering Structures*, 1295–1310.
- Saretta, Y. (2024). *Per una tassonomia dell'edilizia storica con trasformazioni strutturali e architettoniche: sviluppo di una procedura multilivello a scala urbana calibrata sulle evidenze del sisma centro Italia 2016* [Tesi di dottorato]. Università degli Studi di Padova.
- Simioni, S. (2022). *Modellazione numerica non lineare dell'interazione strutturale della Cattedrale di Santa Maria Assunta e del Battistero in Padova* [Tesi di Laurea]. Università degli Studi di Padova.
- Stavroulaki, M. E. (2019). Dynamic Behavior of Aggregated Buildings With Different Floor Systems and Their Finite Element Modeling. *Frontiers in Built Environment*.
- Touliatos, P. G. (1996). Seismic Behaviour of Traditionally-Built Constructions. In V. Petrini & M. Save (Cur.), *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes*. Springer Vienna.
- Turnsek, V., & Cacovic, F. (1970). Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *Proceedings of the 2nd international brick masonry conference*, 149–156.
- Valente, M., Milani, G., Grande, E., & Formisano, A. (2019). Historical masonry building aggregates: advanced numerical insight for an effective seismic assessment on two row housing compounds. *Engineering Structures*, 360–379.
- Vicente, R., Rodrigues, H., Varum, H., & Mendes Da Silva, J. A. R. (2011). Evaluation of Strengthening Techniques of Traditional Masonry Buildings: Case Study of a Four-Building Aggregate. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 202–216.
- Vlachakis, G., Colombo, C., Giouvanidis, A. I., Savalle, N., & Lourenço, P. B. (2023). Experimental characterisation of dry-joint masonry structures: Interface stiffness and interface damping. *Construction and Building Materials*.

## Riferimenti normativi

- Ministero dei Lavori Pubblici. (1981, luglio 30). Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2008). Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2018). Norme tecniche per le costruzioni.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2019). Circolare applicativa N.T.C. 2018: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- Regione Friuli Venezia Giulia. (1977, giugno 20). Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura.

ReLUIS. (2010). Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato.

## **Tesi di laurea consultate nell'ambito degli aggregati in muratura, Università degli Studi di Padova**

- Bartolozzi, A., Valdesolo, A., & Mocellini, M. (2010). *Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento strutturale di edifici in aggregato nel centro storico de L'Aquila colpiti dal terremoto del 6 aprile 2009.*
- Benincà, G., & Antoniazzi. (2002). *Analisi della vulnerabilità sismica del centro storico di Serravalle (Vittorio Veneto).*
- Bonvento, N., & Tiberi, E. (2013). *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del Complesso Cavalli.*
- Busolo, G. (2008). *Valutazioni di vulnerabilità sismica e scenari di danno nel centro storico di Sulmona (AQ).*
- Caliman, M. (2014). *Typological and seismic vulnerability analyses of three blocks in the historical centre of Acre.*
- Calliman, M. (2004). *Valutazione di vulnerabilità sismica di isolati complessi nel centro storico di Castelluccio di Norcia (PG).*
- Favero, S. (2004). *Aggiornamento delle valutazioni di vulnerabilità sismica del centro storico di Vittorio Veneto.*
- Finetto, A. (2012). *Sviluppo del piano di ricostruzione del comune di Villa Santa Lucia degli Abruzzi (AQ): analisi di vulnerabilità sismica di edifici del centro storico nell'ambito del progetto pilota.*
- Gambuto, R. (2015). *Analisi di vulnerabilità sismica di Palazzo del Capitano di Padova e confronto di modelli per l'analisi di meccanismi locali e globali.*
- Marson, C. (2012). *Sviluppo del piano di ricostruzione del comune di Castel del Monte (AQ): analisi di vulnerabilità sismica di edifici del centro storico nell'ambito del progetto pilota e redazione di un abaco di interventi sugli orizzontamenti.*
- Martini, A., & Tarallo, S. (2014). *Indagini conoscitive e analisi di vulnerabilità sismica del complesso dell'Orto botanico di Padova.*
- Mazzocato, M. (2011). *Indagini strutturali e modellazione numerica per l'analisi della vulnerabilità sismica dell'Archivio di Stato di Teramo sede centrale (ex convento di S. Domenico) colpito dal terremoto del 6 aprile 2009.*
- Mazzucato, F., & Guarnieri, E. (2002). *Linee guida per l'analisi di vulnerabilità e il miglioramento sismico di aggregati edilizi nell'ambito del piano di ricostruzione post-sisma. Progetto pilota in Santo Stefano di Sessanio (AQ): il complesso della "Torre Medicea" e il complesso della Casa del Capitano.*
- Meneghetti, F. (2017). *Valutazione comparativa dell'influenza di unità strutturali con portico sulla vulnerabilità sismica degli edifici in aggregato del centro storico di Padova.*

- Munari, M. (2005). *Aggiornamento delle valutazioni di vulnerabilità sismica degli aggregati edilizi complessi del centro storico di Castelluccio di Norcia (PG)*.
- Perbellini, S. (2002). *Applicazione delle procedure per l'analisi della vulnerabilità sismica ad un centro storico nella zona del monte baldo: Campo di Brenzone (VR)*.
- Salvadego, A. (2004). *Studio di tipologie complesse nell'edilizia storica: il caso di un isolato di Castelluccio di Norcia (PG)*.
- Sinicato, R., & Agostini, D. (2004). *Modelli analitici per la verifica della vulnerabilità sismica dei centri storici. Il caso di Campi di Norcia (PG) e aggiornamento*.
- Taffarel, S. (2012). *Sviluppo del piano di ricostruzione del comune di Castelvecchio Calvisio (AQ): analisi di vulnerabilità sismica di edifici in aggregato del centro storico nell'ambito del progetto pilota e studio di interventi per il ripristino e la valorizzazione delle porzioni dirute*.
- Vallotto, C., & Roverato, M. (2015). *Seismic vulnerability assessment of clustered buildings in the historical center of Timisoara: fragility curves for in-plane/out-plane local mechanisms of collapse*.
- Zalunardo, V. (2014). *Typological and seismic vulnerability analyses of two blocks in the historical city center of Safad*.

# Sitografia

- De Pisapia, M. (2020a). *Aggregato edilizio: come individuarlo e analizzarlo [NTC2018 e Circ. 2019]* [Marco De Pisapia | Civil Engineer Blog]. <https://www.marcodepisapia.com/aggregato-edilizio/>
- De Pisapia, M. (2020b). *Strutture in muratura: analisi con metodo POR, PORflex, telaio equivalente* [Marco De Pisapia | Civil Engineer Blog]. <https://www.marcodepisapia.com/strutture-in-muratura-metodi-di-analisi/>
- Della Porta, M. (2020). *Unità strutturale e unità minima di intervento* [Ing. Della Porta - Studio di Ingegneria]. <https://www.studioingdellaporta.it/unita-strutturale-unita-minima-intervento/>
- Google Earth. (n.d.).
- Google Maps. (n.d.). [Google Maps]. <https://www.google.com/maps>
- INGV. (n.d.-a). *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia* [Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia]. <https://www.ingv.it/>
- INGV. (n.d.-b). *Itaca - Italian ACcelerometric Archive [ITACA]*. Recuperato febbraio 14, 2024, da [https://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet\\_32/#/home](https://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_32/#/home)
- INGV. (2022). *Emidius INGV* [Emidius INGV] [Publisher: <![CDATA[Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)]]>].
- Protezione Civile. (n.d.). *Rischio sismico* [Dipartimento della Protezione Civile]. <https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/pagina-base/rischio-sismico/>

