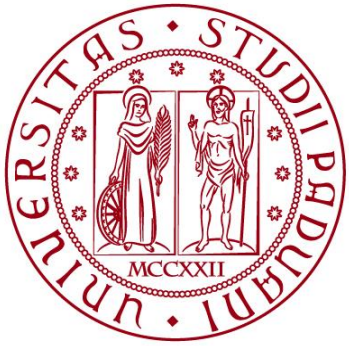
**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile - Architettura




**TESI DI LAUREA**

# VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEL CENTRO STORICO DI PADOVA ATTRAVERSO APPROCCI SPEDITIVI: ANALISI DETERMINISTICHE E PROBABILISTICHE PER CLASSI TIPOLOGICHE

Relatore:
Chiar.ma Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Laureanda: ELENA TOSON
1026155

Correlatori:
Chiar.mo Prof. UMBERTO TURRINI
Ing. SABRINA TAFFAREL
Ing. CLAUDIA VALOTTO

**ANNO ACCADEMICO 2016-2017**

*“Un granello di sabbia rispecchia la meraviglia dell’universo.*

*Un figlio dimostra la meraviglia che siamo.”*

*Paulo Coelho*

*Ai miei genitori.*

# *RINGRAZIAMENTI*

*La mia gratitudine è rivolta in primo luogo alla Professoressa Maria Rosa Valluzzi, relatrice di questa tesi, che mi ha seguita in questi mesi con preziosi suggerimenti ed al Professore Umberto Turrini per i suoi insegnamenti.*

*Un doveroso ringraziamento va a Claudia e Sabrina, guide fondamentali per la realizzazione di questo lavoro, che sono sempre state pronte a chiarire le mie perplessità con disponibilità e cortesia.*

*Ringrazio, inoltre, i "Miei Compagni di Corso" Giacomo, Tommaso e, soprattutto, Francesca, mia insostituibile partner, che dal primo giorno, fino al raggiungimento di questo traguardo, ha condiviso con me questo percorso universitario.*

*Desidero ringraziare Margherita, Giulia e Lucia, le amiche sulle quali posso sempre contare per confidenze e consigli e con cui ho passato momenti indimenticabili. Grazie a Benedetta, Ilaria e Veronica, compagne del liceo che sono ancora presenti al mio fianco.*

*Un ringraziamento speciale va a Massimiliano, per essermi accanto ogni giorno sempre di più, pronto a supportarmi e ad aiutarmi.*

*Grazie al mio "fratellino" Davide per esistere, perché con lui ho provato la gioia di condividere e ho imparato a prendermi cura degli altri.*

*Infine, i ringraziamenti più grandi sono rivolti ai miei genitori, miei punti di riferimento, che mi hanno permesso di raggiungere questo importante traguardo, sostenendomi in ogni momento e spronandomi a dare sempre il meglio di me.*

# INTRODUZIONE

L'Italia è caratterizzata da un patrimonio architettonico, storico e artistico di notevole importanza, che necessita di essere salvaguardato e preservato. Negli ultimi anni, in seguito ai numerosi terremoti che, sempre più frequentemente, hanno scosso e scuotono tuttora la nostra penisola, uno dei temi che suscita maggiore interesse è quello della mitigazione e riduzione del rischio sismico a cui l'intero patrimonio costruito, di cui fanno parte anche i centri storici, è esposto. Questi ultimi necessitano, quindi, di essere tutelati e preservati attraverso l'elaborazione di strategie di prevenzione. Elemento fondamentale per giungere a questo scopo è l'analisi del comportamento strutturale degli edifici esistenti sollecitati da azioni sismiche, al fine di valutarne il possibile danno e definirne la vulnerabilità sismica.

Oggetto di questo lavoro di tesi è l'analisi di vulnerabilità sismica degli aggregati edilizi che compongono l'intero centro storico di Padova. L'area presa in considerazione è racchiusa all'interno della cinta muraria comunale costruita nel 1195 e tuttora in parte visibile, che costituisce il nucleo originario da cui si è sviluppata la città. Nel corso dei secoli tale nucleo di epoca medioevale si è espanso, subendo ampliamenti, modifiche, demolizioni e ricostruzioni, riconoscibili nei complessi aggregati edilizi che definiscono lo spazio urbano.

L'attività di valutazione della vulnerabilità sismica di tale ambito territoriale è articolata in diverse fasi. La fase preliminare di conoscenza ha previsto lo svolgimento di una accurata ricerca storica, mediante cui si comprende lo sviluppo urbano che ha interessato l'area e l'evoluzione delle tecniche costruttive adottate durante i vari periodi storici. A seguire, lo studio ha previsto una fase di sopralluogo in sito, tramite schedature speditive delle unità strutturali che compongono i diversi edifici, al fine di identificare gli elementi ricorrenti e caratterizzanti il costruito. I dati raccolti sono stati analizzati in forma aggregata con lo scopo di definire le caratteristiche più comuni e suddividere le unità strutturali in classi tipologiche. Successivamente, per ogni tipologia individuata, sono stati ricavati intervalli di variabilità per le principali grandezze geometriche, utili allo svolgimento di analisi parametriche. Tali analisi sono necessarie per valutare il costruito a larga scala e tenere in considerazione le semplificazioni adottate nella caratterizzazione tipologica.

Tra tutte le tipologie definite si sono prese in considerazione per la fase di analisi quelle più rappresentative del costruito patavino, entro le quali è stato possibile includere il maggior numero di unità strutturali. La valutazione della vulnerabilità è stata condotta analizzando i principali meccanismi locali di collasso attraverso lo svolgimento di analisi cinematiche lineari e non lineari come previsto dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 *Istruzione per l'applicazione delle ‹‹Nuove norme tecniche per le costruzioni››*. In particolare, in questa tesi sono stati analizzati il ribaltamento semplice a terra e in quota e la flessione verticale, essendo i meccanismi che maggiormente governano la vulnerabilità del costruito. Le curve di capacità, rappresentative dell'evoluzione di ciascun cinematismo analizzato, hanno permesso di condurre una prima analisi sulla capacità strutturale di ciascuna tipologia.

L'analisi dei meccanismi locali ha fornito anche le basi per la creazione di curve di fragilità, attraverso cui si descrive la probabilità di una struttura di eguagliare o superare determinati livelli di danno per diversi valori di accelerazione al suolo. Analizzando per ogni tipologia la probabilità di superamento di diversi livelli di danno (lieve, moderato, esteso, completo) in relazione al livello di scuotimento previsto da normativa per la città di Padova è stato possibile creare mappe di vulnerabilità che permettono una rapida valutazione della vulnerabilità dell'intero costruito oggetto di studio.

L'intero lavoro si pone, inoltre, come obiettivo, quello di confrontare le valutazioni di vulnerabilità ottenute attraverso approcci diversi. È stata quindi condotta una comparazione tra i risultati ottenuti attraverso l'approccio deterministico sopra descritto e un nuovo approccio probabilistico, recentemente sviluppato dall'Università di Padova, che consente di ricavare probabilisticamente dati geometrici non rilevabili attraverso rilievo dall'esterno, indispensabili per lo svolgimento di analisi di vulnerabilità. Tali dati sono stati quindi utilizzati per svolgere nuovamente analisi cinematiche, finalizzate alla determinazione di curve di capacità e di fragilità, le quali sono state poi confrontate con le medesime curve ricavate tramite approccio deterministico.

I contenuti sopra riportati, sviluppati all'interno di questo elaborato, sono stati organizzati in sette capitoli. Il primi due capitoli sono prettamente di carattere generale: nel primo viene fornita la localizzazione geografica di Padova e la descrizione dello sviluppo storico a cui è stata soggetta la città, mentre il secondo

tratta la sismicità dell'area, con la definizione dello spettro di risposta da utilizzare nelle successive analisi. Nel terzo capitolo viene identificata l'area oggetto di studio e se ne descrivono le principali caratteristiche tipologiche, architettoniche ed urbane. Il capitolo numero quattro è dedicato all'attività di rilievo in sito, con la descrizione delle schede speditive compilate, l'analisi degli elementi osservati e la conseguente classificazione tipologica. Nel capitolo cinque vengono svolte le analisi parametriche per i principali meccanismi di collasso nel piano come indicato precedentemente, vengono determinate le curve di capacità e commentati i risultati; in questo capitolo, inoltre, viene svolta un'analisi di sensitività dei dati variabili utilizzati per lo svolgimento delle analisi ed una digressione sull'influenza dei tiranti nei confronti della vulnerabilità delle strutture. All'interno del capitolo sei vengono delineate le curve di fragilità e rappresentate le mappe di vulnerabilità, mentre il capitolo sette è dedicato al confronto tra l'approccio deterministico e quello probabilistico e alla validazione di quest'ultimo.

Il lavoro presentato in questo elaborato è stato complementare a quello svolto nella tesi *Valutazione comparativa dell'influenza di unità strutturali con portico sulla vulnerabilità sismica degli edifici in aggregato del centro storico di Padova* di Meneghetti Francesca, con la quale condivide la fase di conoscenza preliminare e la classificazione tipologica. In questa tesi viene approfondito lo studio delle unità strutturali dotate di portico, tramite analisi deterministiche per meccanismi locali e modellazione di un isolato tipo per la valutazione della capacità di singole unità strutturali inserite in contesto aggregato.

# INDICE

**1 PADOVA**.....7
1.1 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA.....7
1.2 ASSETTO GEOLOGICO.....9
*1.2.1 Tettonica*.....9
*1.2.2 Litologia*.....9
*1.2.3 Geologia*.....11
*1.2.4 Geomorfologia*.....11
*1.2.5 Idrologia*.....13
*1.2.6 Idrogeologia*.....13
1.3 STORIA DI PADOVA.....14
*1.3.1 L'origine della città*.....14
*1.3.2 La città Comunale (XII-XIII secolo)* .....15
*1.3.3 La Signoria Carrarese (XIV secolo)* .....17
*1.3.4 La Repubblica Veneta (XIV-XVIII secolo)* .....18
*1.3.5 La dominazione francese e austriaca (1797-1866)* .....21
*1.3.6 L'origine della città contemporanea* .....23
*1.3.7 La città contemporanea* .....25

**2 SISMICITÀ**.....29
2.1 CENNI DI SISMOLOGIA.....29
*2.1.1 In Italia*.....31
*2.1.2 In Veneto*.....33
2.2 TERREMOTI STORICI.....35
*2.2.1 In Italia*.....35
*2.2.2 In Veneto*.....39
2.3 EVOLUZIONE DELLA NORMATIVA ANTISISMICA.....44
2.4 NORMATIVA VIGENTE.....53
*2.4.1 Azione sismica*.....53
*2.4.2 Definizione dello spettro di risposta delle componenti orizzontali*.....57

**3 AREA DI STUDIO**.....59
3.1 IDENTIFICAZIONE DELL'AREA DI STUDIO.....59
*3.1.1 Quadrante A*.....61
*3.1.2 Quadrante B*.....61
*3.1.3 Quadrante C*.....61
*3.1.4 Quadrante D*.....62
3.2 CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE, ARCHITETTONICHE ED URBANE.....67
3.3 TECNICHE COSTRUTTIVE RICORRENTI.....76
*3.3.1 Strutture verticali*.....76
*3.3.2 Strutture orizzontali*.....78
*3.3.3 Coperture*.....83
3.4 ELEMENTI DI RINFORZO.....87

**4 ANALISI TIPOLOGICHE**.....91
4.1 ATTIVITÀ IN SITO.....91
*4.1.1 Dati geometrici, tipologici e di vulnerabilità*.....92
*4.1.2 Esposizione e danno*.....97
4.2 ANALISI DEI DATI.....99
*4.2.1 Tipologia del costruito*.....99
*4.2.2 Numero di piani*.....100
*4.2.3 Superficie media di piano*.....101
*4.2.4 Altezza media di piano*.....101
*4.2.5 Spessore delle murature*.....103
*4.2.6 Bucature in facciata*.....104
*4.2.7 Tipologia strutturale*.....104
*4.2.8 Strutture verticali*.....104
*4.2.9 Strutture orizzontali*.....105
*4.2.10 Coperture*.....106
*4.2.11 Collegamenti tra strutture*.....107
*4.2.12 Regolarità*.....108
*4.2.13 Altri elementi di vulnerabilità*.....108
*4.2.14 Elementi di rinforzo*.....110
*4.2.15 Elementi non strutturali*.....110

*4.2.16 Accuratezza della visita*.....111
4.3 IDENTIFICAZIONE DELLE TIPOLOGIE.....111
*4.3.1 Individuazione delle macro-tipologie*.....111
*4.3.2 Individuazione delle tipologie*.....113
4.4 MODULI DI RIFERIMENTO.....123

**5 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI**.....127
5.1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....128
*5.1.1 Analisi cinematica lineare*.....130
*5.1.2 Analisi cinematica non lineare*.....131
*5.1.3 Verifiche di sicurezza allo Stato limite di danno*.....134
5.1.4 *Verifiche di sicurezza allo Stato limite di salvaguardia della vita*.....135
5.2 DETERMINAZIONE DEI CARICHI.....137
*5.2.1 Caratteristiche meccaniche e peso delle strutture verticali*.....137
*5.2.2 Carichi derivanti dalle strutture orizzontali*.....139
5.3 MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO.....141
*5.3.1 Ribaltamento semplice di parete*.....141
*5.3.2 Flessione verticale di parete*.....144
*5.3.3 Meccanismo nel piano*.....146
5.4 ANALISI PER IL RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE.....148
*5.4.1 Definizione dei parametri*.....149
*5.4.2 Verifiche del meccanismo*.....153
*5.4.3 Analisi dei parametri*.....157
*5.4.4 Curve di capacità*.....166
5.5 ANALISI PER LA FLESSIONE VERTICALE DI PARETE.....172
*5.5.1 Definizione dei parametri*.....172
*5.5.2 Verifiche del meccanismo*.....174
*5.5.3 Analisi dei parametri*.....175
*5.5.4 Curve di capacità*.....178
5.6 ANALISI DI SENSITIVITÀ.....183
*5.6.1 Analisi di sensitività per il meccanismo di ribaltamento semplice*.....184

*5.6.2 Analisi di sensitività per il meccanismo di flessione verticale*.....191
5.7 VALUTAZIONE DELL'INFLUENZA DEI TIRANTI.....194

**6 CURVE DI FRAGILITÀ**.....201
6.1 LA VULNERABILITÀ SISMICA.....202
*6.1.1 Definizione dei livelli di danno*.....204
6.2 METODOLOGIA.....206
6.3 CURVE DI FRAGILITÀ PER I MECCANISMO DI COLLASSO...210
*6.3.1 Curve di fragilità per il meccanismo di ribaltamento semplice*.....211
*6.3.2 Curve di fragilità per il meccanismo di flessione verticale*.....220
6.4 MAPPE DI VULNERABILITÀ SISMICA.....225

**7 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA ATTRAVERSO L'APPROCCIO BAYESIANO**.....241
7.1 DESCRIZIONE DEL METODO.....242
7.2 APPLICAZIONE DEL METODO.....245
*7.2.1 Definizione dei parametri*.....245
7.3 CONFRONTO TRA APPROCCIO DETERMINISTICO E PROBABILISTICO.....249
*7.3.1 Ribaltamento semplice di parete valutato a terra*.....250
*7.3.2 Ribaltamento semplice di parete valutato in quota*.....253

**CONCLUSIONI**.....259

**BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA**.....263

**ALLEGATO A**

**ALLEGATO B**

**ALLEGATO C**

**ALLEGATO D**

# 1 PADOVA

## 1.1 LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA




*Fig.1.1.1 Individuazione di Padova nella penisola italiana*
*RIFERIMENTO: Google Earth 2016*

Padova (45° 25’ 00” N, 11° 53’ 00” E) è un capoluogo di provincia della regione Veneto, situata a Nord-Est della penisola italiana (fig.1.1.1). La città, situata ad Est della Pianura Padana ha un’estensione globale di circa 92,85 Km², sorge su un territorio pianeggiante ad un’altitudine di 12 m s.l.m. (min. 8 – max. 21 m s.l.m), dista circa 10 km dai Colli Euganei, collocati a sud, e circa 20 Km dalla laguna di Venezia collocata ad Est (fig.1.1.2). Padova si è sviluppata tra i due bacini idrografici da cui è lambita: il Brenta, a Nord e Bacchiglione, a Sud, che hanno determinato la forma della città e ne sono stati elemento di protezione.

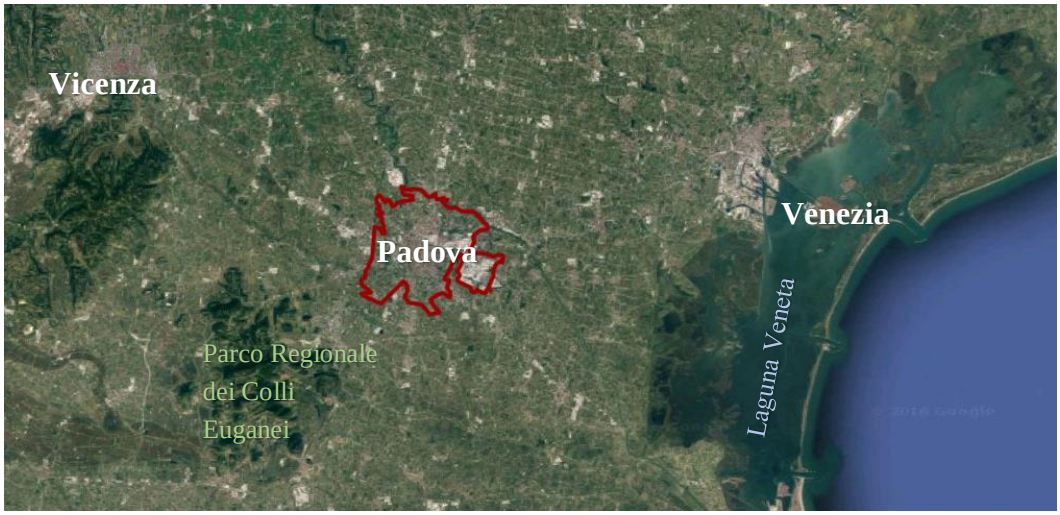



*Fig.1.1.2 Localizzazione geografica di Padova*
*RIFERIMENTO: Google Earth 2016*

Con una popolazione di 210.401 abitanti[1] è il terzo comune della regione e il più densamente popolato (2.261,74 ab./km²).

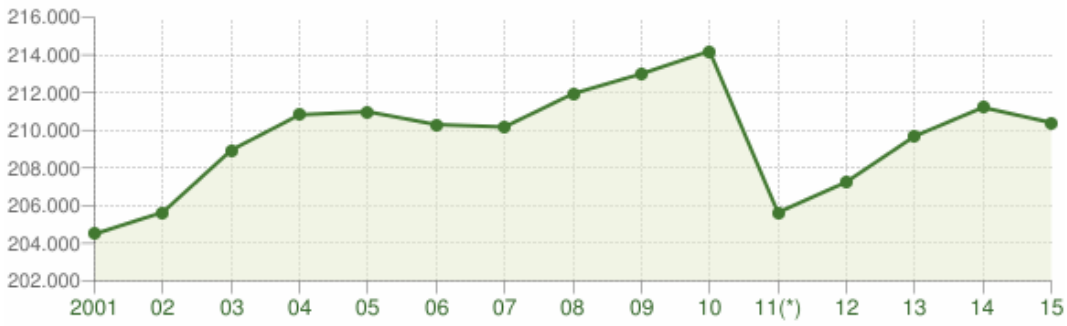



*Fig.1.1.3 Andamento della popolazione residente a Padova*
*RIFERIMENTO: COMUNE DI PADOVA - Dati ISTAT al 31 dicembre di ogni anno- Elaborazione TUTTITALIA.IT*

La popolazione, composta prevalentemente da italiani, presenta il 15,9% di stranieri residenti la comunità rumena è la più numerosa, seguita dalla comunità Moldava e nigeriana[2].

[1] Istat 01/01/16

[2] ISTAT 01/01/16

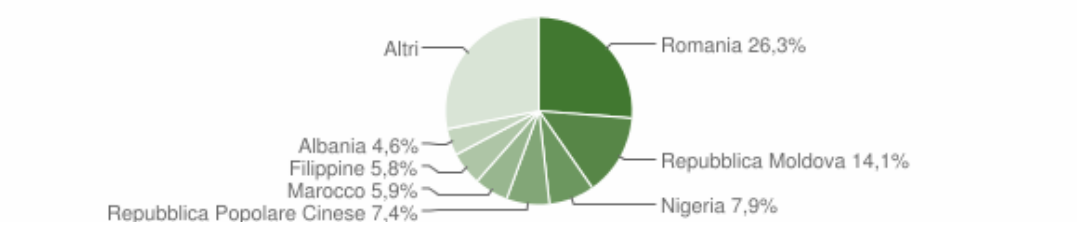



*Fig.1.1.4 Distribuzione per area geografica dei cittadini stranieri residenti a Padova*
*RIFERIMENTO: COMUNE DI PADOVA - Dati ISTAT 1° gennaio 2016 - Elaborazione TUTTITALIA.IT*

Il centro storico di Padova è caratterizzato dalla presenza dei portici, sviluppati lungo strade e piazze e da numerose architetture, monumenti e musei che la rendono meta turistica. Particolare rilevanza è assunta dalla Fiera di Padova, conosciuta a livello internazionale per le manifestazioni che vi prendono luogo.

## 1.2 ASSETTO GEOLOGICO[3]

### *1.2.1 Tettonica*

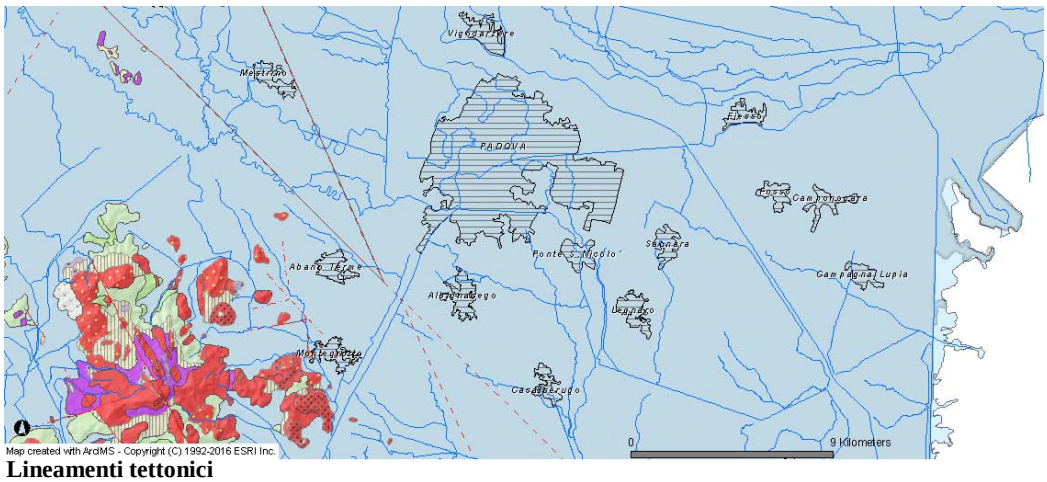
L'evoluzione geologica del Veneto si può ricondurre a variazioni tettoniche sviluppate in tre macrofasi: Tettonica Paleozoica, Tettonica Mesozoica e Tettonica Alpina.
Gli effetti della prima fase non sono facilmente riconoscibili a causa della matrice metamorfica delle rocce che costituiscono il basamento del Veneto, che hanno reso contemporanea la fase di deposizione e il movimento tettonico. Questo ha favorito lo svilupparsi di cicli magmatici. Durante la seconda fase cominciano ad attivarsi i meccanismi che hanno portato alla formazione del margine passivo africano e che hanno diviso la regione in numerose faglie. Successivamente inizia la fase di compressione che ha portato alla formazione delle Alpi, risultato di una prima fase di sovrascorrimenti e pieghe e di una seconda fase più intensa a cui appartiene l'innalzamento delle montagne venete.

### *1.2.2 Litologia*

Padova è collocata in una zona della Pianura Padana caratterizzata da depositi fluviali e alluvionali. Tali processi hanno portato alla sedimentazione di materiali a granulometria fine che rendono impossibile delinearne l'appartenenza ad ogni corso

[3] Dott. Geol. Vorlicek Pier-Andrea, *Relazione Geologica del Territorio Comunale di Padova per la redazione del P.A.T.*, Padova, 07 gennaio 2009

d'acqua. Complessivamente i depositi possono essere definiti come un'alternanza o una compenetrazione di limi, sabbie ed argille. In base alla velocità di deflusso dei corsi d'acqua si sono create zone di sedimentazione differenti: nelle aree dove l'energia di deflusso era maggiore si sono depositati solo materiali grossolani sabbiosi, mentre sedimenti più fini a granulometria limosa e limo argillosa si sono depositati all'interno delle anse dei meandri; nelle zone stagnanti invece si trovano deposizioni argillose con la presenza di sostanza vegetale producendo livelli di torba. Ciò ha provocato, come si vede in fig.1.2.1, una stratigrafia estremamente eterogenea sia in senso verticale che orizzontale; complessivamente la zona è caratterizzata da un aumento della frazione fine da nord verso sud. Per quanto riguarda la consolidazione del terreno, per lo spessore che interessa le opere di progetto, eccetto qualche rara zona sovraconsolidata, si è in presenza di normale consolidazione e nella parte superiore, caratterizzata da depositi argillosi e limo argillosi a bassa permeabilità, si è in fase di raggiungimento della normale consolidazione.




**Lineamenti tettonici**
**TIPO_18**
- Faglia
- Faglia incerta o sepolta
- Sovrascorrimento
- Sovrascorrimento incerto o sepolto
- 2 – Depositi eluviali, colluviali, detritici e di frana – Quaternario
- 4 c – Limi e argille prevalenti – Quaternario
- 7 a – Calcari nummulitici, calcareniti, calcari di scogliera, arenarie e marne – Oligocene – Eocene
- 7 b – Marne e calcari – Oligocene inf. – Eocene
- 8 a – Basalti di colata, filoni e camini di lava – Oligocene – Paleocene sup.
- 8 b – Ialoclastiti, tufi e brecce d'esplosione – Oligocene – Paleocene sup.
- 9 a – Latiti – Oligocene inf.
- 9 b – Trachiti – Oligocene inf.
- 9 c – Rioliti – Oligocene inf.
- 11 – Calcari, calcari argillosi e marne – Eocene inf. – Cretaceo sup.
- 13 a – Calcari e calcari argillosi selciferi, con intercalazioni di calcareniti e brecce calcaree – Cretaceo - Malm

*Fig.1.2.1 Estratto Carta Litostratigrafica*

*RIFERIMENTO: http://gisgeologia.regione.veneto.it/*

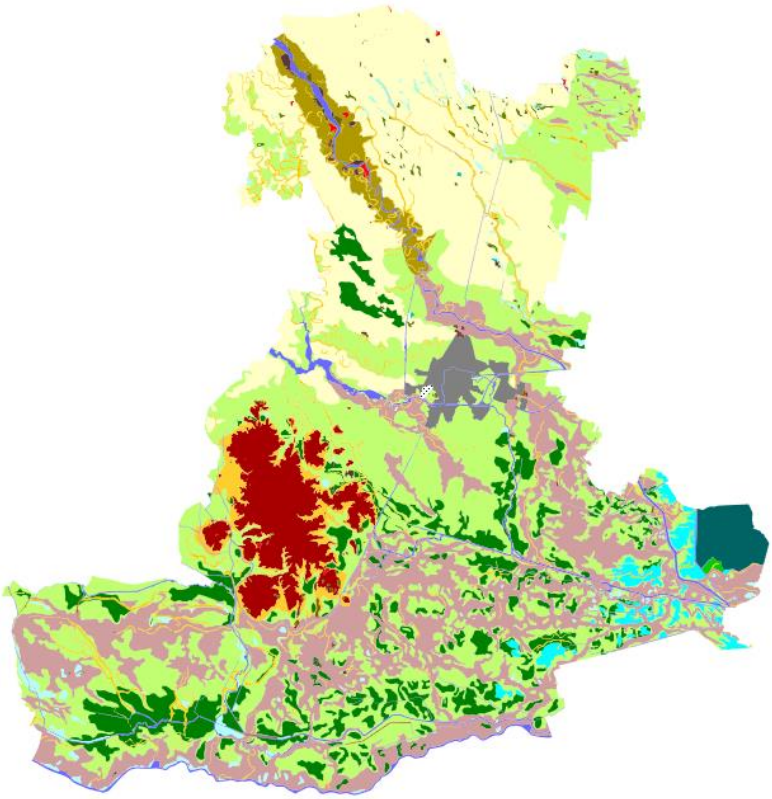
### *1.2.3 Geologia*

La zona in cui è collocata la città di Padova è influenzata dalla presenza di due bacini fluviali: il Bacchiglione, che la attraversa, ed il Brenta che la lambisce a Nord. In questa zona di bassa pianura si trova la valle delle risorgive, interessata dall'innalzamento della falda alla superficie topografica. La stratigrafia del terreno risulta strettamente collegata ai meccanismi deposizionali dei sedimenti che sono di origine fluvio-glaciale e marina. Dal punto di vista litologico la bassa pianura è caratterizzata da depositi medio-fini alternati a sedimenti più fini, i depositi più superficiali invece sono costituiti da materiale ghiaioso allo sbocco delle valli alpine e da sedimenti più fini (sabbie, limi, argille) all'interno della pianura. Dal punto di vista geolitologico l'area è formata da limi e argille, a medio-bassa permeabilità, interrotti da sabbie e limi sabbiosi, più permeabili, con coperture limoso-argillose.

### *1.2.4 Geomorfologia*

La geomorfologia del territorio (fig.1.2.2) è strettamente correlata alla storia idrografica. Un tempo l'area era attraversata da due rami del fiume Brenta, uno passante a Nord e l'altro per il centro. Dal punto di vista morfologico la zona di studio si identifica come bassa pianura alluvionale attraversata da corsi d'acqua caratterizzati da meandri, in cui si possono evidenziare aree con dossi e depressioni. Si è dunque venuto a creare un sistema delineato da paleoalvei, antichi meandri e dossi fluviali. Attraverso il rilievo fotoaereo dell'area si possono individuare i dossi fluviali e i paleoalvei, caratterizzati dalla presenza di fasce allungate e sopraelevate rispetto al terreno limitrofo. In particolare, i paleoalvei, presentano depositi a granulometria media caratterizzati da un basso grado di costipamento e dunque sopraelevati rispetto ai terreni argillosi limitrofi contraddistinti da un elevato grado di costipamento. Attraverso l'analisi storica dell'area si è giunti alla conclusione che l'attuale decorso del Brenta risale al periodo preromano; precedentemente scorreva lungo il limite settentrionale per poi scendere verso sud, creando un ampio dosso. Questo risulta essere in disaccordo con uno studio che vede tale meandro appartenere ad un sistema di meandri con caratteristiche diverse da quelle del Brenta e appartenente al Bacchiglione. Parallelamente a questa ipotesi si è sviluppata l'idea che i vecchi alvei del Brenta abbiano condizionato il decorso del Bacchiglione. Attualmente le acque del Bacchiglione alimentano i canali interni al territorio padovano ed il loro deflusso è regolato artificialmente attraverso chiuse.

Per il controllo del Brenta è invece stato costruito il canale Limenella per impedire l'interramento della laguna.



Aree prive di copertura fotografica
Aree depresse sotto il livello del mare, intercluse o non, bonificate e sottoposte ad idrovora
Pianura alluvionale antica
Aree a dosso costituenti le arginature naturali delle aste fluviali maggiori
Aree depresse, intercluse, bonificate con o senza idrovora
Aree di recente bonifica
Aree degli alvei fluviali comprensive di eventuali arginature, golene e terrazzi di primo ordine
Paleoalvei
Cave ripristinate all'uso agricolo
Aree umide
Aree interne alla fascia di risorgiva con falda sub-superficiale
Cave non attive con acqua
Cave non attive (abbandonate o dismesse)
Terrazzi fluviali del medio Brenta
Discariche e/o materiali di riporto
Aree di deposito colluviale e conoidi pericollinari
Bassura di risorgiva
Cave non attive adibite, parzialmente o totalmente, a scarico di materiali vari
Cave attive
Aree di denudazione dei rilievi collinari
Aree lagunari
Aree urbane
Pianura alluvionale indifferenziata costituita da depositi recenti di divagazione delle aste fluviali

*Fig.1.2.2 Carta Geomorfologica della provincia di Padova*

*RIFERIMENTO: http://www.provincia.pd.it/*

### *1.2.5 Idrologia*

Come detto precedentemente, il territorio patavino è caratterizzato dalla presenza di due importanti corsi d'acqua (Brenta e Bacchiglione) e dai molteplici canali a questi connessi. Il Brenta lambisce la città nella parte settentrionale, arrivando da Nord-Ovest e proseguendo in direzione Sud-Est. Nel suo decorso incontra il canale Piovego, che prosegue con il Naviglio Brenta verso la laguna, e il canale Brentella, che, scorrendo ad Ovest di Padova, si innesta nel Bacchiglione. Il Bacchiglione arriva invece da Sud-Ovest e si dirama verso Sud nel Canale Battaglia, accoglie il canale Brentella e si immette nel Tronco Comune entrando in città. Prima di uscire dal territorio comunale si divide in due rami: uno si collega con il canale Roncajette e l'altro con il Piovego. Un altro ramo importante è costituito dal canale Scaricatore, un corso rettilineo che prosegue verso Est. Per quanto riguarda il centro della città, il corso d'acqua più importante è il Tronco Comune, che diventa Tronco Maestro, e il Piovego da cui si diramano i canali che si addentrano nel centro storico.

### *1.2.6 Idrogeologia*

Caratteristica tipica della bassa pianura veneta è il sistema multifalde presente nella fascia delle risorgive, dove l'acqua, penetrata a monte, risale creando delle sorgenti in pianura. Questo fenomeno è dovuto all'alternarsi di livelli sabbiosi permeabili e livelli argillosi impermeabili, che portano alla formazione di acquiferi in pressione e acquiferi liberi. Le falde superficiali sono generalmente poco profonde e di modesta portata, possono essere interessate direttamente da fattori inquinanti e sono alimentate dalle acque meteoriche o dai corsi d'acqua limitrofi. In acquiferi principalmente sabbiosi si trovano le falde sottostanti in pressione, separate da livelli argillosi impermeabili. Nella provincia di Padova (fig.1.2.3) la falda superficiale si trova mediamente a -2,0 m dal piano campagna, con una riduzione da Sud a Nord della falda freatica e una variazione media del livello durante l'anno di ± 1 m.

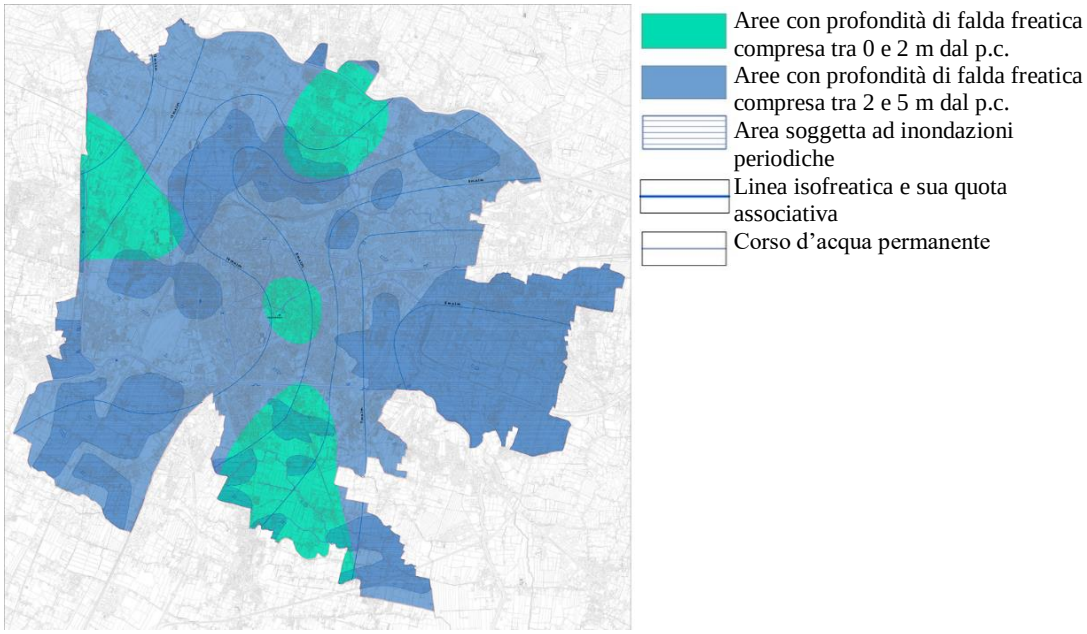



*Fig.1.2.3 Carta Idrogeologica del comune di Padova*
*RIFERIMENTO: P.A.T. Comune di Padova*

## 1.3 STORIA DI PADOVA

Il nucleo originario di Padova, da cui si è sviluppato il centro abitato che oggi conosciamo, nasce nel XI secolo, quando si afferma come città Comunale. Precedentemente, nel medesimo luogo, sorgeva l'antica Patavium, insediamento di epoca preromana divenuto un polo importante durante il periodo della colonizzazione romana. Con la caduta dell'Impero Romano e l'avvento delle invasioni barbariche cessa l'esistenza di questa antica civiltà, lasciando di essa solo esigue tracce.

### *1.3.1 L'origine della città*

Durante il periodo storico identificato come Alto Medioevo, inizia la formazione della struttura urbana con la definizione del sistema viario e la collocazione dei poli funzionali. Il nucleo, formatosi all'interno dell'ansa fluviale del Medoacus, che delimita e protegge la futura città, costituisce la "cittadella". Questa è collegata alla campagna attraverso i ponti, le strade al suo interno mantengono le caratteristiche delle strade romane, senza influenzare l'organizzazione della città, che segue un impianto proprio assai distante dal reticolo romano. Le emergenze sono costituite dal Duomo, ricostruito intorno all'anno 1000 su una preesistenza, simbolo del potere ecclesiastico, e dalla casa comunale, sede delle funzioni civiche. Le attività

artigianali e commerciali sono collocate tra i due centri e intorno a queste iniziano a sorgere i primi nuclei abitativi. L'organismo urbano di questo primo periodo non è oggi giorno individuabile nel costruito, soggetto a numerosi rifacimenti, ma è riconoscibile nell'idea organizzativa degli spazi.

### *1.3.2 La città Comunale (XII-XIII secolo)*

Lo sviluppo del potere politico, degli esercizi commerciali e della popolazione definiscono lo sviluppo urbano della città, concentrando gli insediamenti a ridosso dei poli commerciali e civili e dei luoghi di culto. Con la progressiva perdita del potere ecclesiastico, lo sviluppo della città si è concentrato soprattutto nella zona orientale, dove sono insediate le attività civili. I punti cardini, costituiti dal palazzo della Ragione e dal palazzo del Consiglio, organizzano il sistema di piazze che vi sorge intorno e che rappresenta il perno delle attività politiche, economiche e sociali. Con l'espansione economica si assiste ad un aumento demografico e un conseguente inurbamento della cittadella che arriva ad occupare quasi interamente il territorio: gli spazi non edificati vengono costruiti e da un'organizzazione a nuclei si passa ad una struttura fitta, sviluppata dall'affiancarsi dei diversi moduli base, identificati nella tipologia a schiera, a cui si affiancano le architetture più rilevanti delle residenze nobili, dei complessi religiosi e degli edifici pubblici. Il sistema centrale di spazi di interesse pubblico costituisce anche il fulcro per l'assetto viario: le strade principali non confluiscono in un unico punto centrale ma nei diversi punti di interesse, mentre le vie di minor interesse non si sviluppano secondo un reticolo regolare, ma assumono un andamento tortuoso, creando una notevole varietà di spazi che passa da ambienti stretti delimitati da fitti edifici alle zone aperte caratterizzate dalla presenza di piazze. La tipologia edilizia dell'abitazione a schiera che si sviluppa in questo periodo è contraddistinta dalla presenza dei portici, elemento che si pone in continuità tra ambiente privato e pubblico, eliminando la netta separazione tra i due spazi: la zona porticata costituisce, infatti, non solo un luogo di transito, ma si pone come prolungamento stesso dell'abitazione verso gli spazi pubblici. L'organizzazione urbana di questo periodo si è persa nel corso degli anni a causa delle operazioni di ampliamento e fusione delle singole cellule, ma rimane chiaramente osservabile nella strada che porta da via San Martino e Solferino a piazza delle Erbe, e da via Santa Lucia a piazza dei Frutti. All'esterno dell'isola fluviale iniziano a delinearsi due vie di espansione: una a Nord oltre ponte

Molino e l'altra a Est oltre ponte Altinate. A questo periodo risale la necessità di protezione dello spazio urbano attraverso un sistema fortificato, che nel 1195 dà avvio alla costruzione della prima cinta di mura all'interno dell'anello fluviale, tutt'oggi osservabile a tratti, con la probabile presenza di diciannove porte delle quali rimangono solo porta Altinate e porta Molino.

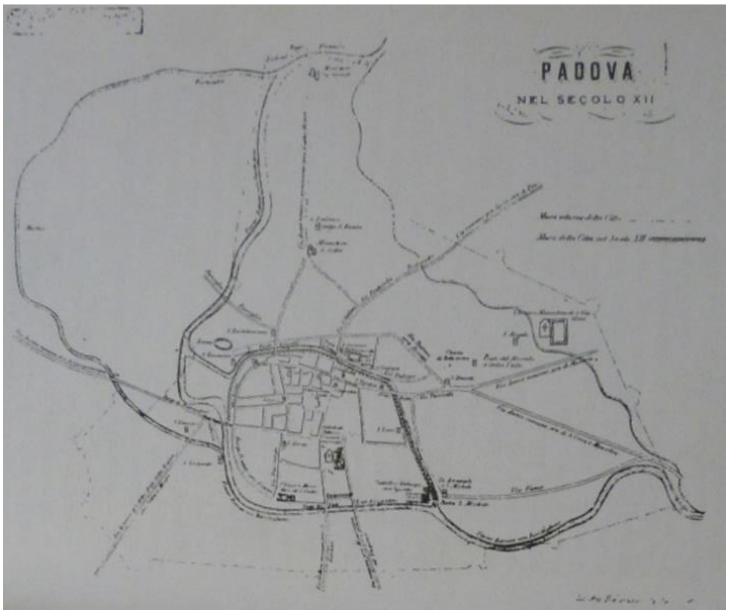



*Fig.1.3.1 Ricostruzione della pianta della città al secolo XII proposta dal Gloria sulla base dei documenti esistenti*

*RIFERIMENTO: C. Aymonio, La città di Padova: saggio di analisi urbana, Officina, Roma, 1970, p. 87*

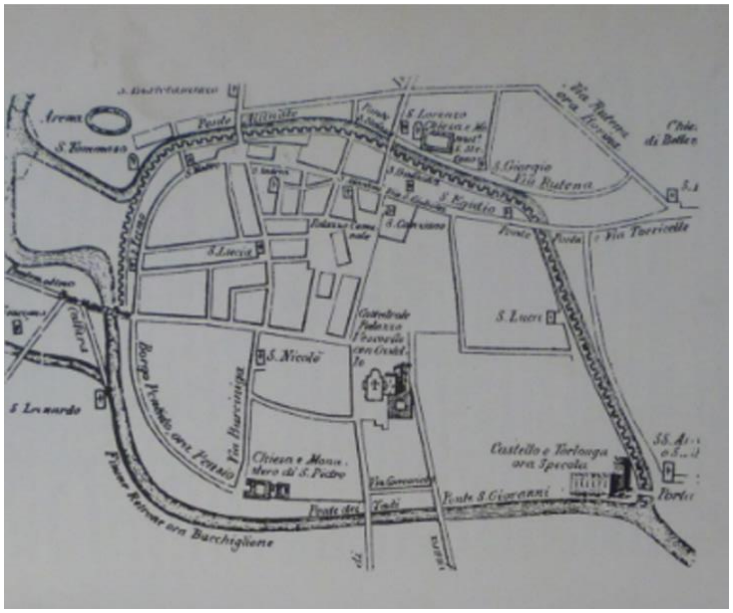



*Fig.1.3.2 Particolare della pianta in fig.1.3.1*

*RIFERIMENTO: C. Aymonio, La città di Padova: saggio di analisi urbana, Officina, Roma, 1970, p. 89*

Saturato lo spazio interno la città comincia nel XIII secolo la sua espansione oltre le mura agglomerandosi ai borghi preesistenti: nasce Borgo Molino e Strà Maggiore a Nord, borgo Altinate, S. Sofia ed Ognissanti ad Est e borgo S. Daniele verso Sud. La crescita risulta spontanea e non regolamentata, risultato di un continuo inglobamento di borghi che crea un tessuto irregolare ma che mantiene l'unità figurativa con il nucleo centrale. A Sud-Est, con la costruzione della basilica di S. Antonio, si ha la formazione di un esteso borgo la cui impostazione segue l'andamento delle vie di comunicazione verso porta Pontecorvo e via del Santo, schema funzionale all'importanza del luogo, divenuto meta di pellegrinaggi. Nella zona ad Ovest della cittadella, la presenza dei monasteri di S. Benedetto e di S. Agostino impediscono, invece, la crescita urbana. Anche all'interno della cinta muraria la zona occidentale (luogo dove sorgono la Cattedrale con l'Episcopio, la chiesa di S. Pietro e le residenze patrizie) si presenta meno densamente urbanizzata. Con la crescita degli insediamenti è necessaria una nuova cinta muraria, la cui costruzione avviene tra il 1237 e il 1318 all'esterno della prima cinta, ma di cui non rimane alcuna traccia.

### *1.3.3 La Signoria Carrarese (XIV secolo)*

Nel XIV secolo, con l'ascesa al potere da parte della Signoria dei Carraresi, cessa l'esistenza del libero Comune. Se dal punto di vista politico si assiste ad un importante cambiamento, sotto l'aspetto urbano Padova si rafforza, raggiungendo il suo massimo splendore favorito dall'arrivo in città di numerosi filosofi, artisti, scienziati e letterati. Durante la Signoria Padova si arricchisce notevolmente sotto l'aspetto artistico e culturale, le architetture si impreziosiscono, la popolazione aumenta, continua l'addensamento edilizio e l'espansione del centro abitato, rendendo necessaria la costruzione di una nuova cinta muraria. Come della precedente cinta, anche di questa non resta nulla ad eccezione dei limiti, ripresi per il sistema murario del Cinquecento. Come nei secoli precedenti, le piazze sono il fulcro delle attività economiche e commerciali, anche queste in espansione: la produzione della lana cresce a tal punto da passare dalla produzione artigianale a quella industriale, rendendo necessario l'adeguamento di edifici esistenti per poter ospitare i processi produttivi. Vengono quindi demoliti e riorganizzati una serie di edifici adiacenti alle piazze e al palazzo comunale per la creazione della Garzeria di cui oggi non rimane alcuna traccia, eccetto la piazzetta della Garzeria a lato di

via 8 Febbraio. Altra importante costruzione di questo periodo è la reggia dei Carraresi, collocata all'interno della cittadella ma racchiusa da un sistema murario che le impedisce la comunicazione con il resto della citta, lasciandola aperta solo verso l'interno attraverso un sistema articolato di edifici, cortili e giardini. Questo ampio complesso architettonico, che occupa un'area compresa tra il Duomo, Strà Maggiore e la chiesa di S. Nicolò, si contrappone dal punto di vista fisico ed ideale alle sedi del potere comunale. Ciò che oggi ne rimane è costituito unicamente dalla loggia dell'Accademia, mentre gli altri spazi sono stati trasformati nei secoli per le nuove edificazioni.

### *1.3.4 La Repubblica Veneta (XIV-XVIII secolo)*

Quando vengono allontanati i Carraresi, Padova entra a far parte della Serenissima. Sotto il dominio di Venezia vengono progettate delle nuove mura volte a dimostrare la potenza militare e culturale della città, architettate nei paramenti, nelle porte e nei bastioni per soddisfare le necessità difensive dettate dalle innovazioni tecnologiche in campo bellico. La cinta muraria, oltre ad essere un imponente sistema difensivo, definisce il confine urbano della città e i punti di comunicazione con l'esterno, che rimane a lungo un ambiente prettamente agricolo (fig.1.3.2). Lo sviluppo urbano, che avviene soprattutto all'interno delle mura, porta alla definitiva configurazione della città, attraverso opere di risanamento, ristrutturazione, ricostruzione e costruzione di nuovi fabbricati, nel rispetto delle tradizioni edilizie medioevali. I punti focali della città restano il sistema di piazze, il palazzo della Ragione, il Duomo e la basilica del Santo, che vengono valorizzati attraverso i diversi interventi. Si mantiene anche l'idea dell'abitazione-bottega, ma si assiste ad un'evoluzione del modulo trecentesco attraverso operazioni di fusione ed incrementi volumetrici. L'autorità politica e culturale torna ad essere celebrata come prima della dominazione Carrarese attraverso l'esaltazione architettonica degli spazi di interesse pubblico ed il rifacimento degli spazi collocati tra la reggia Carrarese e l'Università. Di particolare importanza appare il simbolo del prestigio veneziano, rappresentato da Piazza dei Signori con il Palazzo del Capitanio e la Loggia del Consiglio, che diventano poli da cui si sviluppano gli spazi circostanti: Piazza Capitaniato, la torre dell'Orologio, il Monte di Pietà, Piazza Duomo ed il complesso del Vescovado. Vengono riqualificati anche gli edifici comunali direttamente ad Est del palazzo della Ragione dove un sistema di nuovi corpi di

fabbrica si innesta nel complesso medioevale e lo collega alla Sala della Ragione, per creare la nuova residenza del Podestà e spazi più consoni per le nuove funzioni pubbliche. Altra opera edilizia è costituita dal complesso dell'Università, eretto nel Cinquecento per riunire le diverse scuole e posto in diretto rapporto figurativo con il palazzo del Podestà, secondo l'ideale della Serenissima di esaltazione urbana attraverso l'affermazione politica e culturale. Durante il dominio veneziano si assiste inoltre all'arricchimento dell'area Antoniana attraverso la costruzione di nuove opere all'interno e all'esterno della Basilica, come la statua del Gattamelata, ad opera di Donatello, sul sagrato, la Loggia e l'Odeon di Alvise Cornaro e Giovanmaria, in uno spazio interno vicino alla Basilica, e l'Orto Botanico, collocato tra le basiliche del Santo e Santa Giustina. Questi anni sono segnati anche dalla ripresa economica, dallo sviluppo delle attività manifatturiere e delle attività mercantili, che portano ad un addensamento edilizio, soprattutto nella zona del Ghetto ebraico, ed al desiderio da parte delle famiglie nobili di insediarsi all'interno del centro cittadino, rinnovando o sostituendo vecchi edifici soprattutto a ridosso di via dei Tadi e del Vescovado. In tutta la città si assiste ad un continuo processo evolutivo di trasformazione dei quartieri, capace però di mantenere invariato il sistema strutturale degli elementi modulari porticati, come ad esempio accade nei borghi di S. Maria Iconia, S. Croce, nel quartiere Altinate, nell'area di S. Francesco e S. Sofia e lungo riviera Paleocapa.

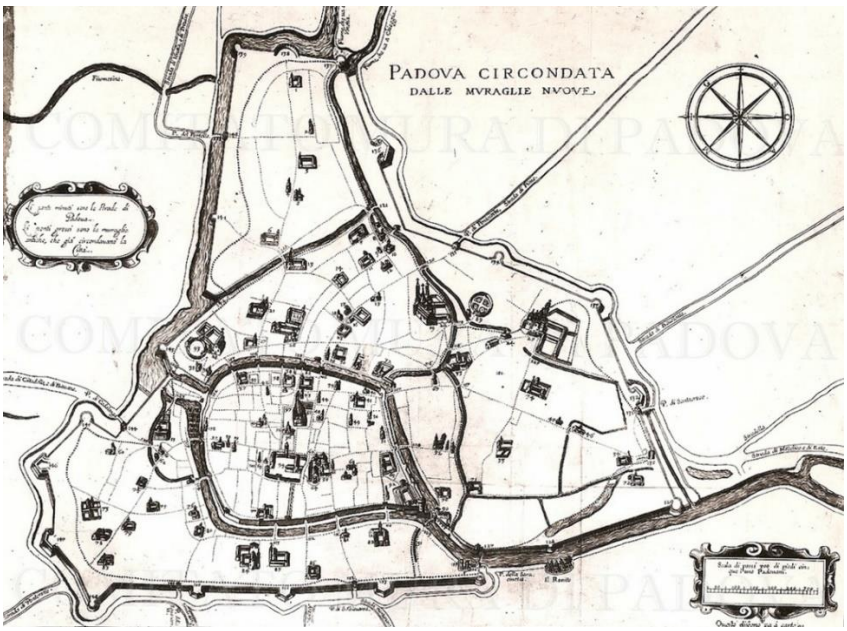



*Fig.1.3.2 Pianta di "Padova circondata dalle muraglia nuove" del Portenari (XVII secolo)*

*RIFERIMENTO: C. Aymonio, La città di Padova: saggio di analisi urbana, Officina, Roma, 1970, p. 100*

All'inizio del XVII secolo, la decadenza della repubblica veneta porta Padova ad un profondo declino economico e sociale, che si riflette nel declino dell'attività edilizia, la quale si riduce al solo rifacimento dei paramenti esterni. L'attenzione per il risanamento urbanistico della città si riscopre a metà del Settecento con Andrea Memmo attraverso la sua proposta di trasformazione di un'area limitrofa al monastero di Santa Giustina, che, nonostante la presenza di alcuni palazzi cinquecenteschi e della stessa chiesa di Santa Giustina, è rimasta uno spazio privo di identità e al margine della vita cittadina. L'idea viene trasformata dall'architetto Domenico Cerato nel Prato della Valle, una grande piazza dove coesistono elementi urbani e naturali. In questo luogo, collocato al margine meridionale della città, dovevano svolgersi, secondo l'idea di Memmo, le attività mercantili volte ad una ripresa economica ed al rinnovamento delle relazioni commerciali. Tale proposito del Prato della Valle come centro dell'economia padovana non viene mai completamente raggiunto a causa della crisi che non ha favorito l'espansione urbana (fig.1.3.3) e alle future scelte di sviluppo della città.



*Fig.1.3.3 Pianta del Valle (1784)*

*RIFERIMENTO: C. Aymonio, La città di Padova: saggio di analisi urbana, Officina, Roma, 1970, p. 101*

### *1.3.5 La dominazione francese e austriaca (1797-1866)*

Con la crisi della Serenissima lo sviluppo planimetrico della città giunge ad un periodo di stallo, lasciando spazio ad interventi di trasformazione interna attraverso la modifica delle caratteristiche tipologiche e strutturali degli edifici. Tuttavia non vengono proposte nuove tipologie edilizie, ma ci si limita a rinnovare il costruito con demolizioni, aggiunte, arretramenti e cambio di destinazioni d'uso, favorendo lo sviluppo del degrado edilizio. Le vicende belliche e il susseguirsi di truppe straniere portano inoltre alla trasformazione di palazzi, collegi e conventi in prigioni, caserme e ospedali. Nonostante il periodo buio in cui si trova la città, non mancano alcuni interventi di particolare importanza. Nella prima metà del XIX secolo vengono realizzate le prime infrastrutture che eliminano la chiusura della cinta muraria creando le vie per una concreta espansione urbanistica futura. Questi interventi si individuano nella circonvallazione esterna alle mura e nella strada ferrata per Venezia con stazione fuori porta Codalunga. È proprio l'area tra le mura e la stazione ad essere urbanizzata per prima, attraverso la costruzione di industrie. In questo periodo è attiva la figura di Giuseppe Jappelli di cui numerose sono le opere realizzate. Importanti sono il Macello Vecchio e il Caffè Pedrocchi, il cui orientamento Nord-Sud sposta l'asse di interesse comune dalle piazze alla stazione creando con corso Garibaldi una nuova direttrice disviluppo. Gli esigui interventi di questi periodi mostrano come lo spirito conservatore domini all'interno della città, soffocando le potenzialità emergenti e ritardando il rinnovamento (fig.1.3.4 e fig.1.3.5).



*Fig.1.3.4 Catasto Napoleonico (1815)*

*RIFERIMENTO: Archivio di Stato*

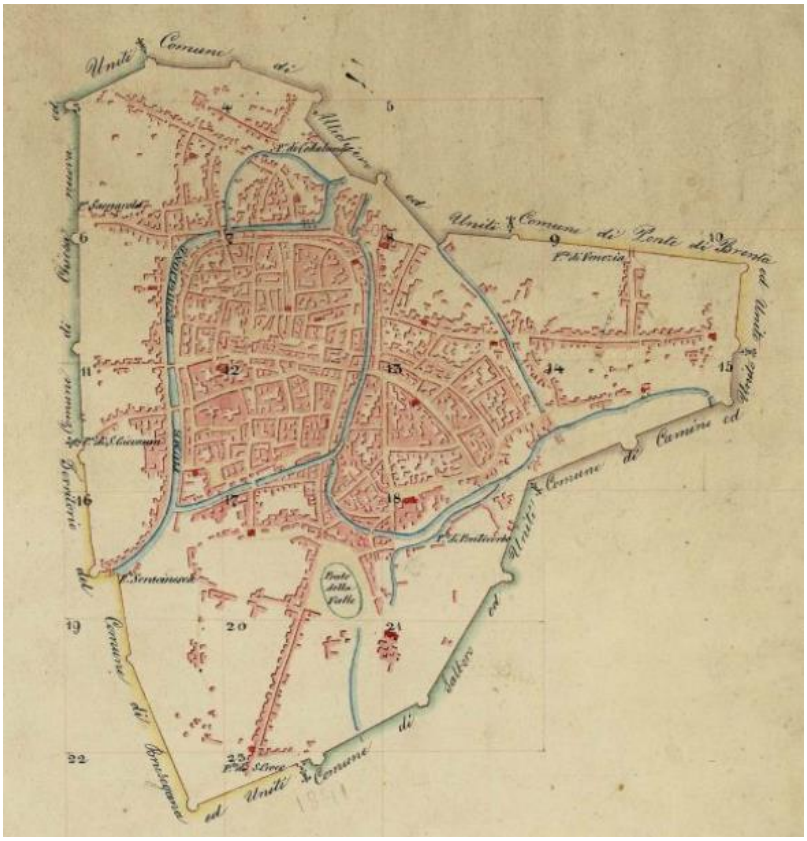


*Fig.1.3.5 Catasto Austriaco Italiano (1852)*

*RIFERIMENTO: Archivio di Stato*

### *1.3.6 L'origine della città contemporanea*

Con l'annessione di Padova all'Italia si apre un nuovo capitolo per la città. La diffusione dell'industrializzazione porta ad un crescente incremento edilizio che si concentra ancora all'interno delle mura veneziane. Quando si raggiunge il punto di saturazione, la città si trova ad espandersi oltre la cinta muraria senza alcun controllo. Inizia quindi a diffondersi la necessità di regolamentare lo sviluppo urbanistico e nel 1868 viene adottato il primo piano regolatore (fig.1.3.6). Il piano resta però limitato al centro storico senza predisporre una pianificazione per lo sviluppo futuro che risulta spontaneo e disorganizzato: le opere previste sono volte al miglioramento delle strade che dalle porte giungono alle piazze e dalla stazione e da viale Codalunga al Prato della Valle. Gli interventi, realizzati solo in parte, prevedono l'allargamento e la rettifica delle vie attraverso l'eliminazione dei portici e l'arretramento delle facciate, l'apertura di nuovi varchi nelle mura e l'interramento di alcuni canali. Si assiste così ad una progressiva perdita dei tipici elementi strutturali della città medievale che altera la qualità visiva del centro storico.




*Fig.1.3.6 Primo Piano Regolatore Generale di Padova (1868)*
*RIFERIMENTO: Comune di Padova*

Con l'imporsi di nuovi gruppi sociali all'inizio del XX secolo, a Padova si concentrano numerose opere di interesse pubblico: si costruiscono il foro boario, i giardini dell'Arena, gli edifici universitari e la biblioteca universitaria, le nuove reti di acquedotto, fognature e illuminazione pubblica e ci si interessa delle case popolari e delle scuole, si costruisce il cavalcavia Borgomagno e si collega il

Pedrocchi alla stazione ferroviaria con l'apertura di corso Gadibaldi e corso del Popolo, predisponendo una nuova espansione urbana e un collegamento con il territorio regionale. Il nuovo asse, che sarebbe potuto essere l'elemento di riferimento per lo sviluppo della città moderna, si limita ad essere un elemento di collegamento caratterizzato dalle emergenze urbane che vengono costruite lungo esso, architettonicamente prive di alcun riferimento alla tradizione precedente. Alle spalle di questi nuovi edifici rimangono spazi vuoti, utilizzati per lo sviluppo industriale e gli insediamenti spontanei. L'espansione di questi anni lascia in ombra il centro più antico, dando avvio al suo declino, con condizioni di sovraffollamento, degrado e speculazione edilizia, a cui si cerca di porre rimedio attraverso la tecnica degli sventramenti. L'esigenza di risanamento e adeguamento della città porta nel 1921 alla stesura del piano regolatore dei "Quartieri Centrali e di Vanzo", rivolto ai quartieri di S. Lucia e del Ghetto e alla costruzione pianificata di un quartiere residenziale in zona S. Croce. Il piano prevede lo sventramento della parte più antica della città, l'isolamento dei monumenti e la costruzione di strade e piazze di grandi dimensioni, disgregando completamente il tessuto medioevale. Questo, attuato solo parzialmente, non interviene sul Ghetto, ma distrugge completamente il quartiere di S. Lucia, sostituendolo con piazza Insurrezione e avviando il processo di terziarizzazione del centro storico con la conseguente perdita dei suoi valori tradizionali. Attorno a questo piano si sollevano numerosi dibattiti che non coinvolgono solo i padovani ma coinvolgono anche gli urbanisti romani, tra cui è presente Luigi Piccinato, che nel 1926 propongono una pianificazione unitaria, coerente ed organica del territorio, accettando il principio del diradamento, ma pianificando l'espansione della città lungo direttrici preferenziali. La proposta però non viene accettata e nel 1932 si indice un concorso nazionale per il nuovo piano del 1936 nel quale vengono trattati i problemi del traffico, dello sviluppo urbano e degli sventramenti.

### *1.3.7 La città contemporanea*

Nel secondo dopoguerra si assiste ad un grande sviluppo economico che pone Padova ai primi posti nei settori industriale, terziario e dei servizi. Si verifica, inoltre, un notevole incremento della popolazione, con conseguente aumento dell'attività edilizia, di cui i piani regolatori ne diventano il mezzo fondamentale.

Nel 1957 Padova adotta il proprio piano (visibile in fig.1.3.7), elaborato da Luigi Piccinato, basato sulla legislazione dell'urbanistica del 1942.

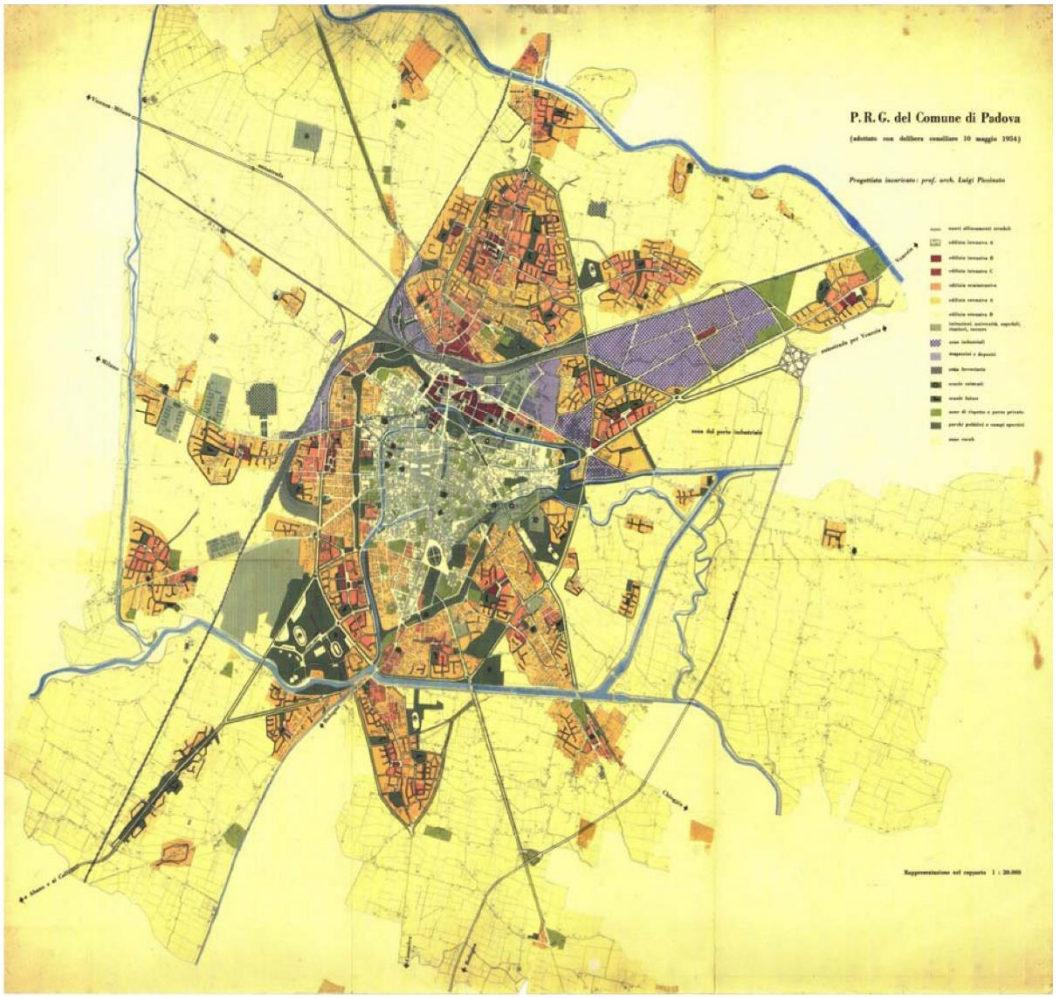



*Fig.1.3.7 "Piano Piccinato" (1957)*
*RIFERIMENTO: Comune di Padova*

Vengono studiati i problemi del centro storico correlati con la crescita della città, senza la predisposizione di elementi di tutela per la salvaguardia, la quale viene affidata a scelte strategiche come la deviazione del traffico e lo spostamento della direzionalità per lo sgravio del centro storico e lo sviluppo della città verso Nord. Gli esiti dell'attuazione del piano non sono positivi a causa della cultura urbanistica ancora lontana dai principi teorizzati. Le norme del piano senza più particolari strumenti urbanistici di attuazione colgono l'amministrazione impreparata nella programmazione dell'espansione della città, che continua a crescere intorno al centro storico, dilatando la periferia. Il problema della salvaguardia dei centri storici inizia a porsi con una maggiore maturità negli anni Sessanta, quando nel 1960 viene redatta la Carta di Gubbio dove sono trattati i temi del risanamento conservativo e

della tutela integrata dei centri storici. La dequalificazione del centro storico raggiunge in questi anni il suo apice, rendendo necessaria l'istituzione di una commissione nel 1961 per la redazione di un piano di salvaguardia. Gli studi vengono effettuati dal nuovo Assessorato all'Urbanistica che stabilisce l'adeguamento delle norme di attuazione del piano regolatore. Il programma, elaborato nel 1966, prevede che dopo una prima fase di analisi delle funzioni e dei valori storici, architettonici ed ambientali del centro storico interno alle mura cinquecentesche, si passi alla progettazione dei piani particolareggiati compatibili con il centro storico. Nel 1968 entra in vigore una legge che vieta le nuove costruzioni nel centro storico, gli ampliamenti e le grandi ristrutturazioni urbanistico-edilizie[4]. Questa legge causa però un cambiamento per quanto riguarda il meccanismo delle trasformazioni, le quali non appaiono più evidenti, ma si concentrano all'interno degli edifici che vengono svuotati e ricostruiti. È dunque necessario un rinnovamento della disciplina urbanistica per il controllo più efficace del costruito. Nel 1974 viene adottata la variante generale al piano regolatore del 1957, elaborata dallo stesso Piccinato, nella quale vengono imposti vincoli per l'arresto delle trasformazioni strutturali e funzionali. Si prevedono inoltre dei piani particolareggiati per trasformare i concetti del piano in progetti di riqualificazione. La natura estremamente vincolante di questo piano rende complessa l'elaborazione dei piani particolareggiati e porta ad una situazione di stasi che causa disinteresse verso gli edifici più degradati con conseguente abbandono, rendendo ancora una volta irrisolto il problema del centro storico.

Nel 1977 viene raggiunto il massimo della popolazione residente nella città con una successiva diminuzione, l'economia subisce un rallentamento e vengono istituiti dei programmi pluriennali di attuazione che impediscono l'emanazione di nuovi strumenti urbanistici attuativi fino al 1985. Nel ventennio successivo i numerosi piani di edilizia economica e popolare hanno portato alla realizzazione dei quartieri di S. Carlo, Mortise, Camin, Granze, Mandria, Torre e della zona industriale. Nel 1979 viene formato un Piano dei Servizi volto a riqualificare, senza rimandare a piani particolareggiati, i quartieri che, per l'assenza di servizi, si trovano in uno stato di decadenza sociale. Nel centro storico vengono controllate le modifiche di destinazione d'uso attraverso l'obbligo al mantenimento delle residenze e il divieto

[4] Legge 6 agosto 1967, n. 765"Modificazioni ed integrazioni alla legge urbanistica 17 agosto 1942, n. 1150"

di inserzione di destinazioni che possono portare alla terziarizzazione del centro, con conseguente calo della pressione speculativa. Negli anni Ottanta, maturata la cultura della salvaguardia, si passa da un approccio vincolistico ad uno conservativo attivo attraverso la riqualificazione complessiva, conservando il patrimonio architettonico e salvaguardando i valori civili e sociali. Il compito è affidato alle norme del Piano Regolatore Generale che diventa più specifico, stabilendo ciò che è possibile fare in ogni singolo edificio. Con la Legge Regionale n. 11 del 2004 la pianificazione, fino ad allora di competenza regionale e provinciale, diventa materia comunale ed il Piano Regolatore viene diviso in due parti: il Piano di Assetto del Territorio e il Piano degli Interventi. Il Piano di Assetto del Territorio oggi vigente è efficace dal 4 ottobre 2014 e contiene disposizioni strutturali e programmatiche, mentre il Piano degli Interventi contiene le disposizioni operative per consentire la realizzazione delle opere programmate, disciplinando l'assetto edilizio e lo sviluppo del territorio.

# 2 SISMICITA'

## 2.1 CENNI DI SISMOLOGIA

Il riscaldamento interno della Terra innesca dei moti convettivi all'interno del mantello che causano lo spostamento delle placche della crosta superficiale. Queste, in lento e continuo movimento, sono separate da linee di confine dove la crosta è più fragile; è lungo queste linee di confine che le placche vengono in contatto tra loro formando i terremoti. Il terremoto è la liberazione dell'energia rilasciata dal terreno dovuta ad un aumento di deformazione della crosta e del conseguente sforzo accumulato che supera la capacità di resistenza del terreno. Il punto interno al terreno a partire dal quale si libera l'energia è chiamato ipocentro la cui proiezione sulla crosta terrestre prende il nome di epicentro. Dall'ipocentro si propagano le onde sismiche: quando sono all'interno del terreno si parla di onde di volume, mentre quando raggiungono la superficie di onde superficiali. Le onde di volume si distinguono in onde P (o primarie), che si propagano longitudinalmente alla direzione di propagazione in modo molto rapido, e le onde S (o secondarie) più lente e che provocano oscillazioni del terreno trasversali rispetto alla direzione di propagazione. Le onde superficiali sono le onde di Rayleigh (onde R), che fanno vibrare il terreno secondo orbite ellittiche, e le onde di Love (onde L) che fanno muovere il terreno sul piano orizzontale trasversalmente alla direzione di propagazione.

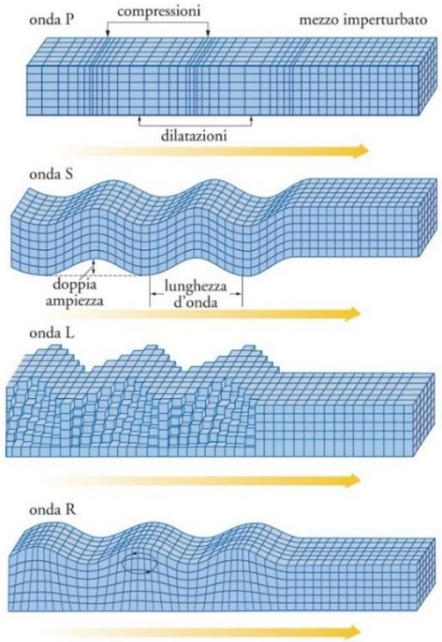



*Fig.2.1.1 Onde sismiche di volume e superficiali*

*RIFERIMENTO: Enciclopedia Treccani*

Per misurare la forza di un terremoto vengono utilizzate la magnitudo o l'intensità: la magnitudo è l'energia meccanica sprigionata nell'ipocentro ed è utilizzata nella scala Richter, mentre l'intensità indica gli effetti provocati dal terremoto sulla superficie ed è misurata dalla scala Mercalli.

*Tab.2.1.1 Scala Richter*

| SCALA RICHTER | | | |
|---|---|---|---|
| Magnitudo | TNT equivalente | | Frequenza |
| 0 | 1,0 | chilogrammo | circa 8.000 al giorno |
| 1 | 31,6 | chilogrammi | |
| 1,5 | 178,0 | chilogrammi | |
| 2 | 1,0 | tonnellata | circa 1.000 al giorno |
| 2,5 | 5,6 | tonnellate | |
| 3 | 31,6 | tonnellate | circa 130 al giorno |
| 3,5 | 178,0 | tonnellate | |
| 4 | 1.000,0 | tonnellate | circa 15 al giorno |
| 4,5 | 5.600,0 | tonnellate | |
| 5 | 31.600,0 | tonnellate | 2-3 al giorno |
| 5,5 | 178.000,0 | tonnellate | |
| 6 | 1,0 | milione di tonnellate | 120 all'anno |
| 6,5 | 5,6 | milioni di tonnellate | |
| 7 | 31,6 | milioni di tonnellate | 18 all'anno |
| 7,5 | 178,0 | milioni di tonnellate | |
| 8 | 1,0 | miliardo di tonnellate | 1 all'anno |
| 8,5 | 5,6 | miliardi di tonnellate | |
| 9 | 31,6 | miliardi di tonnellate | 1 ogni 20 anni |
| 10 | 1.000,0 | miliardi di tonnellate | Mai registrata |

*Tab.2.1.2 Scala Mercalli*

| SCALA MERCALLI | | |
|---|---|---|
| I | - Strumentale | Avvertita solo dagli strumenti |
| II | - Debole | Avvertita solo da poche persone sensibili in condizioni particolari |
| III | - Leggera | Avvertita da poche persone |
| IV | - Moderata | Avvertita da molte persone; tremiti di infissi e cristalli; oscillazione di oggetti sospesi |
| V | - Piuttosto forte | Avvertita da molte persone, anche addormentate; caduta di oggetti |
| VI | - Forte | Qualche lesione agli edifici |
| VII | - Molto forte | Caduta di comignoli; lesione agli edifici |
| VIII | - Distruttiva | Rovina parziale di alcuni edifici; vittime isolate |
| IX | - Rovinosa | Rovina totale di alcuni edifici; molte vittime; crepacci nel suolo |
| X | - Disastrosa | Crollo di parecchi edifici; numerevoli vittime; crepacci evidenti nel terreno |
| XI | - Molto disastrosa | Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci; frane; maremoto |
| XII | - Catastrofica | Danneggiamento totale; distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto |

La frequenza e la forza con cui si manifestano i terremoti sono caratteristiche fisiche del terreno e vengono indicate dalla sismicità. Attraverso la conoscenza della sismicità di un determinato territorio si determina il rischio sismico da cui questo è caratterizzato. Il rischio sismico è un concetto che comprende sia la probabilità dell'evento, sia le conseguenze che l'evento stesso potrebbe produrre ed è definito come la combinazione di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. La pericolosità dipende dalla frequenza e dalla forza dei terremoti a cui il territorio è interessato, dalla distanza dall'epicentro e dalle condizioni geomorfologiche; misura la

probabilità che in una data area ed in un determinato intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una certa intensità, magnitudo o accelerazione di picco. La vulnerabilità è tipica di una struttura ed indica la predisposizione a subire un certo livello di danneggiamento a seguito di un terremoto, la cui misura è legata alla perdita o alla riduzione di funzionalità della struttura. L'esposizione misura la presenza di beni a rischio e, quindi, la possibilità di subire un danno in termine di vite umane, di valore economico, culturale ed artistico.

### *2.1.1 In Italia*

La penisola italiana è attraversata dal confine tra la placca Africana e la placca Euro-asiatica, che percorre l'Italia dalla Sicilia all'arco delle Alpi, passando attraverso la dorsale appenninica.

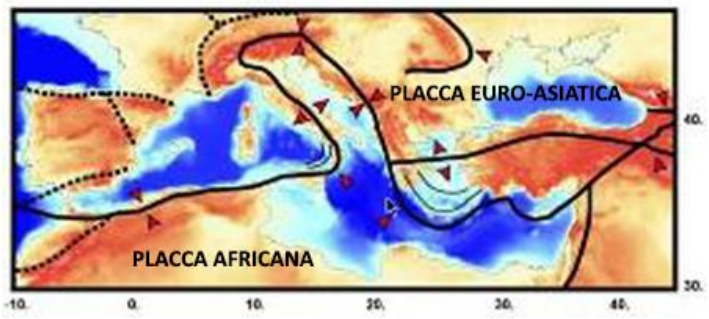



*Fig.2.1.2 Placche tettoniche del bacino del Mediterraneo*
*RIFERIMENTO: Dipartimento della Protezione Civile*

La placca Africana si sposta di alcuni millimetri all'anno verso la placca Euro-asiatica, spingendola e comprimendola: l'uso di strumenti GPS ad alta precisione ha permesso di calcolare la velocità di spostamento della crosta terrestre, rivelando una discrepanza tra parte meridionale e parte settentrionale della penisola e mettendo in luce come la parte settentrionale si sposti verso Nord con una velocità minore rispetto alla parte meridionale, causando una riduzione della lunghezza dell'Italia di circa 3-4 mm. La deformazione della crosta risulta quindi elevata e, di conseguenza, anche lo sforzo accumulato, rendendo il territorio italiano fortemente sismico. Lo studio della frequenza e dell'intensità dei terremoti passati ha portato alla realizzazione della Mappa di Pericolosità Sismica 2004 (MPS04) che rappresenta la pericolosità sismica mediante il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni su un suolo rigido e pianeggiante. Questa ha portato alla classificazione sismica del territorio

nazionale, attribuendo ad ogni comune una delle quattro zone sismiche in relazione all'accelerazione di picco su un terreno rigido (OPCM 3519/06)[1]:

- **Zona 1**: $a_g > 0.25$
- **Zona 2**: $0.15 \leq a_g \leq 0.25$
- **Zona 3**: $0.05 \leq a_g \leq 0.15$
- **Zona 4**: $a_g \leq 0.05$

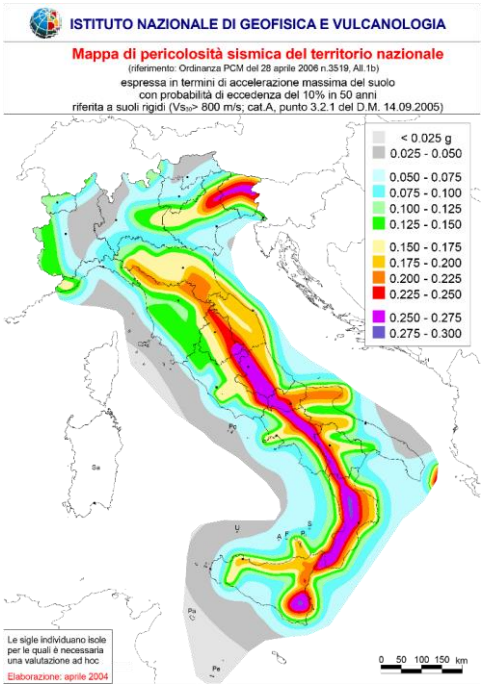



*Fig.2.1.3 Mappa di Pericolosità Sismica – Elaborazione: aprile 2004 RIFERIMENTO: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e Dipartimento della Protezione Civile*

[1] Classificazione sismica - Dipartimento della Protezione Civile

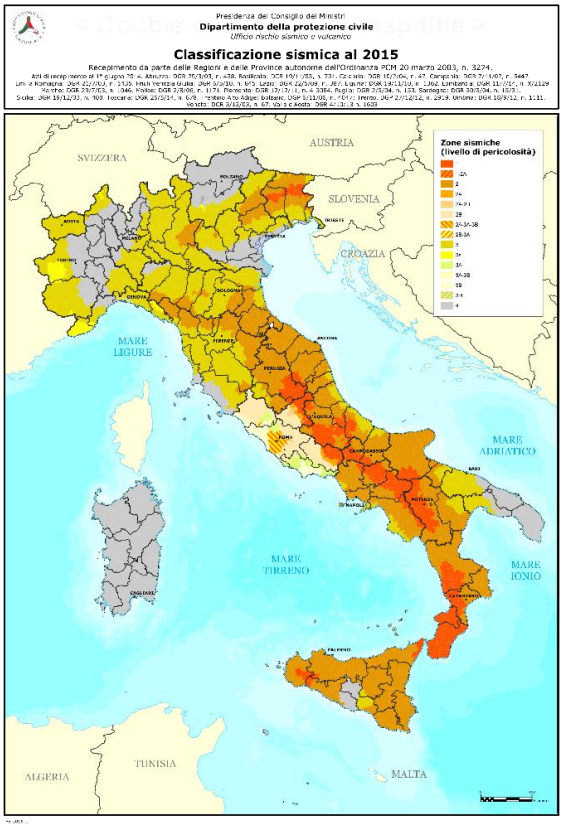



*Fig.2.1.4 Classificazione sismica al 2015*

*RIFERIMENTO: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e Dipartimento della Protezione Civile*

L'Italia risulta essere un territorio a pericolosità sismica medio-alta, con vulnerabilità molto elevata per la delicatezza del patrimonio edilizio e con una rilevante esposizione per la densità abitativa e per il patrimonio storico, artistico e monumentale. La penisola italiana è definita dunque ad elevato rischio sismico.

### *2.1.2 In Veneto*

Anche il Veneto è un territorio a rischio sismico, con zone a pericolosità maggiore ed altre a pericolosità minore, poiché vi si trovano diverse zone sismo genetiche (faglie), che generano terremoti, e per il fatto che risente dell'attività delle regioni limitrofe. Nella Pianura Padana i terremoti, che possono essere sia superficiali che profondi, sono accomunati dalla caratteristica di non produrre fagliazione della superficie topografica, ovvero la faglia non raggiunge la superficie ma resta in profondità (faglia cieca). In presenza di forti eventi sismici si può assistere a fenomeni di liquefazione ed espulsione di sedimenti sabbiosi.

Come il territorio nazionale, anche quello regionale è stato diviso in una griglia di calcolo con una densità di 20 punti per grado (circa 1 punto ogni 5 km) che ha reso

possibile la produzione da parte della regione Veneto della mappa di pericolosità sismica.

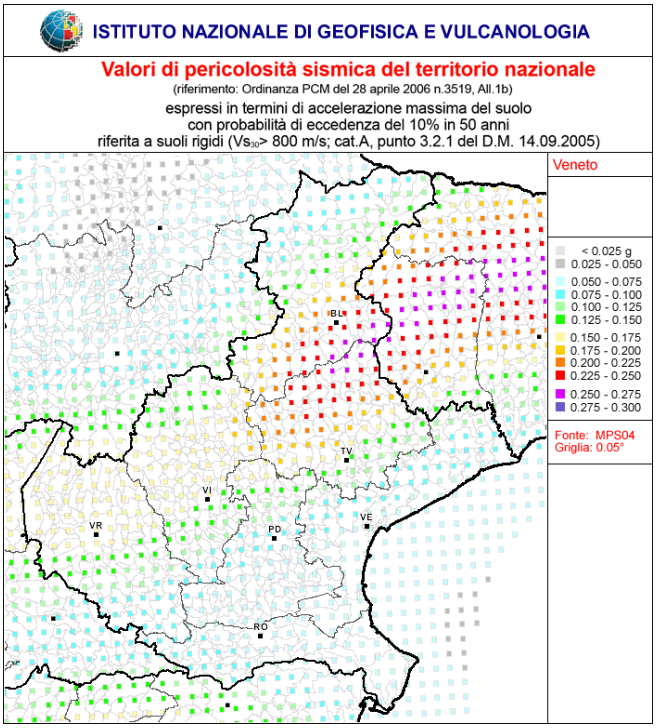



*Fig.2.1.5 Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale – Regione Veneto*
*RIFERIMENTO: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*

La zonizzazione sismica cataloga l'area del Veneto in zona 2, 3 e 4 e nessuna zona è stata individuata ad alta pericolosità (zona 1). Della zona 2, definita a media pericolosità, fanno parte 89 comuni per una superficie di 293.843 ettari corrispondente al 16% del territorio: 49 in provincia di Treviso, 29 in provincia di Belluno, 7 in provincia di Verona e 4 in provincia di Vicenza. Nella zona 3, fascia a bassa pericolosità, rientra il 53,4% del territorio con 327 comuni per una superficie di 981.982 ettari: 111 in provincia di Vicenza, 63 in provincia di Verona, 46 nella provincia di Treviso, 39 in provincia di Belluno, 30 in provincia di Padova, 24 in provincia di Venezia e 14 in provincia di Rovigo. Il 30,7% del territorio rientra invece nella zona 4 a pericolosità molto bassa, con 165 comuni per un'estensione di 564.060 ettari: 74 nella provincia di Padova, 36 nella provincia di Rovigo, 28 nella provincia di Verona, 20 nella provincia di Venezia, 6 nella provincia di Vicenza e 1 nella provincia di Belluno.[2] Le aree con il rischio più elevato sono quelle dove si sono verificati il maggior numero di terremoti: la maggior parte degli

[2] Consiglio Regionale del Veneto

eventi documentati per provincia sono stati 25 e sono stati registrati a Belluno, a seguire 20 nel veronese, 16 nel trevigiano, 4 a Venezia, 3 a Padova e solo 1 nella provincia di Rovigo.[3] Queste aree, dove si concentra la maggiore sismicità, corrispondono alla fascia prealpina che si sviluppa tra il veronese (tra i Monti Lessini e la pianura, lungo le Valli d'Illasi e di Chiampo), il trevigiano (nella zona di Asolo) e il bellunese (nella zona dell'Alpago-Cansiglio)[4].

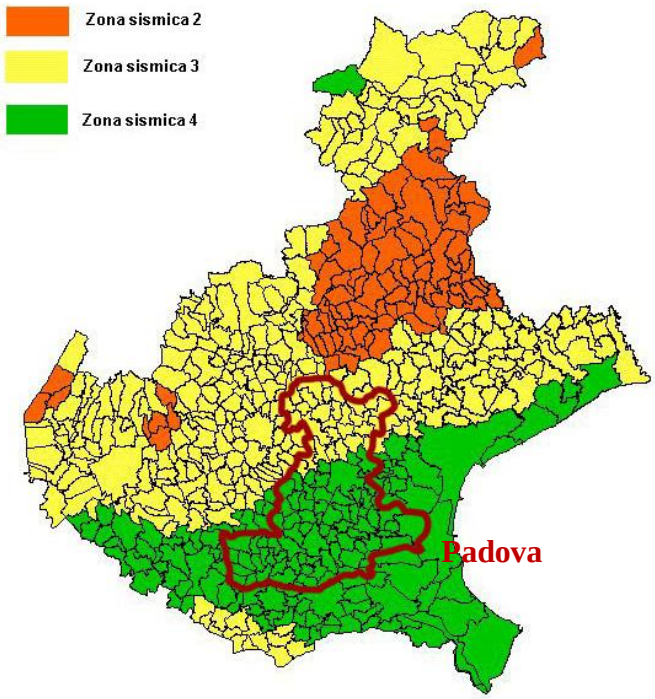



*Fig.2.1.6 Classificazione sismica dei comuni del Veneto*
*RIFERIMENTO: Consiglio Regionale del Veneto*

## 2.2 TERREMOTI STORICI

### *2.2.1 In Italia*

Grazie alla grande documentazione presente in Italia sin dall'antichità, è stato possibile ricavare informazioni sugli eventi sismici che hanno scosso la penisola negli ultimi 2.500 anni. Del periodo storico di cui disponiamo informazioni, nel territorio italiano si sono verificati più di 30.000 terremoti di media e forte intensità (superiore al IV-V grado della scala Mercalli), di cui circa 560 di intensità maggiore o uguale all'VIII grado[5].

[3] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

[4] Dipartimento della Protezione Civile

[5] Dipartimento della Protezione Civile

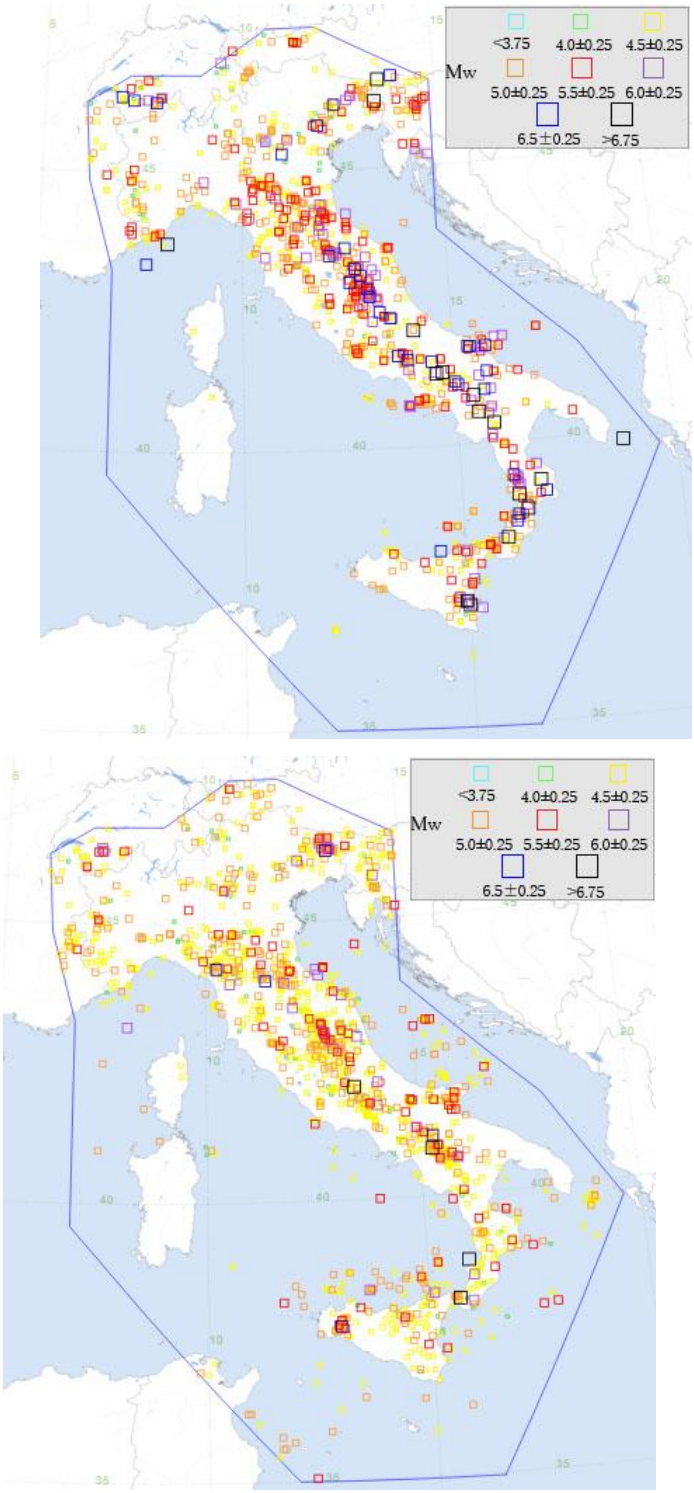



*Fig.2.2.1 Terremoti dal 1000 al 1899 e Terremoti dal 1900 al 2006*

*RIFERIMENTO: A. Rovida, R. Camassi, P. Gasperini e M. Stucchi (a cura di), 2011. CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Milano, Bologna. DOI: http://doi.org/10.6092/INGV.IT-CPTI11*

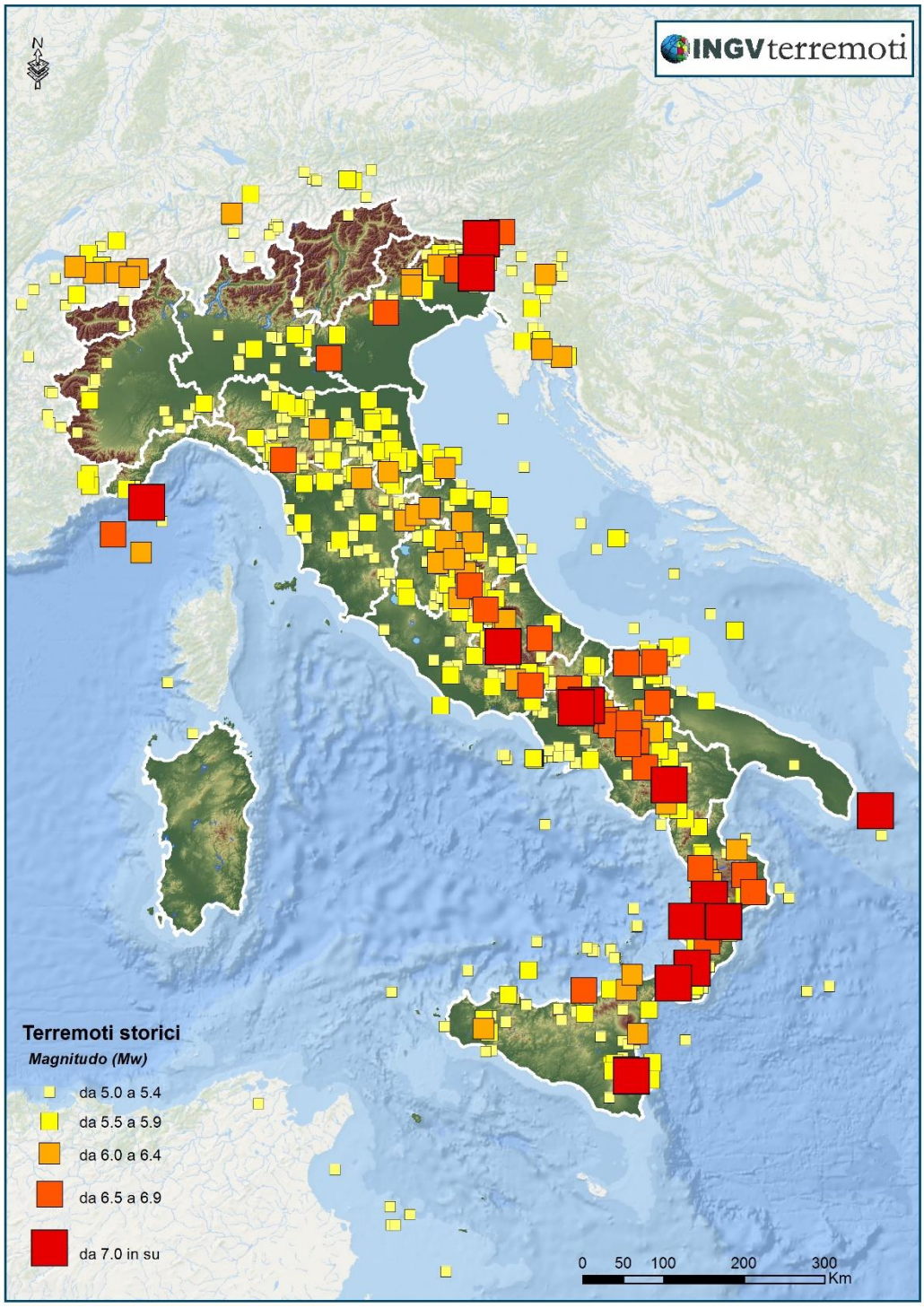



*Fig.2.2.2 Sismicità dall'anno 1000 al 2006*

*RIFERIMENTO: CPTI11, http://emidius.mi.ingv.it/CPTI11/ - Elaborazione Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*

Osservando in particolare gli eventi avvenuti dal 1900 ad oggi, si sono evidenziati 30 terremoti di forte intensità, con magnitudo maggiore o uguale a 5.8.

*Tab.2.2.1 Terremoti in Italia dal 1900 ad oggi con magnitudo maggiore o uguale a 5.8*

*RIFERIMENTO: CPTI11, http://emidius.mi.ingv.it/CPTI11/ - Elaborazione Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*

| Data | Area | Intensità | Magnitudo $M_w$ |
|---|---|---|---|
| 08.09.1905 | Calabria | X – XI | 7.1 |
| 23.10.1907 | Calabria | IX | 5.9 |
| 28.12.1908 | Stretto di Messina (Calabria, Sicilia) | XI | 7.2 |
| 07.06.1910 | Irpinia (Basilicata) | IX | 5.9 |
| 27.10.1914 | Garfagnana (Toscana) | VII | 5.8 |
| 13.01.1915 | Avezzano (Abruzzo) | XI | 7.0 |
| 17.05.1916 | Mar Adriatico settentrionale | VIII | 5.9 |
| 16.08.1916 | Mar Adriatico settentrionale | VIII | 5.9 |
| 26.04.1917 | Monterchi – Citerna (Toscana – Umbria) | IX – X | 5.8 |
| 10.11.1918 | Appennino forlivese (Emilia Romagna) | VIII | 5.8 |
| 29.06.1919 | Mugello (Toscana) | IX | 6.2 |
| 07.09.1920 | Garfagnana (Toscana) | X | 6.5 |
| 07.03.1928 | Capo Vaticano (Calabria) | VIII | 5.9 |
| 23.07.1930 | Irpinia (Campania) | X | 6.7 |
| 30.10.1930 | Senigallia (Marche) | VIII – IX | 5.9 |
| 18.10.1936 | Bosco Cansiglio (Veneto) | IX | 5.9 |
| 03.10.1943 | Ascolano (Marche) | IX | 5.8 |
| 21.08.1962 | Irpinia (Campania) | IX | 6.2 |
| 15.01.1968 | Valle del Belice (Sicilia) | X | 6.1 |
| 06.05.1976 | Friuli | IX – X | 6.4 |
| 15.09.1976 | Friuli | VIII – IX | 5.9 |
| 15.04.1978 | Golfo di Patti (Sicilia) | VIII | 6.1 |
| 19.09.1979 | Valnerina (Umbria) | VIII – IX | 5.9 |
| 23.11.1980 | Irpinia (Campania, Basilicata) | X | 6.9 |
| 07.05.1984 | Lazio – Abruzzo | VIII | 5.9 |
| 05.05.1990 | Potentino (Basilicata) | VII – VIII | 5.8 |
| 26.09.1997 | Umbria – Marche | IX | 6.0 |
| 31.10.2002 | Molise | VIII – IX | 5.8 |
| 06.04.2009 | Abruzzo | IX – X | 6.1# |
| 20.05.2012 | Pianura Padana Emiliana (Emilia Romagna) | VIII* | 5.8# |
| 29.05.2012 | | | 5.6# |

# Dati: iside.rm.ingv.it
* Cumulo degli effetti della sequenza

Alcuni di questi terremoti sono stati catastrofici. Il 28 dicembre 1908 alle ore 05.00 una scossa di magnitudo 7.2 ha distrutto le città di Messina e Reggio Calabria con la morte di circa 100.000 persone. Alle ore 07.48 del 13 gennaio 1915 viene rasa al suolo Avezzano con una scossa di magnitudo 7.0 con la perdita di circa 33.000 vite umane. La valle del Belice viene colpita il 15 gennaio 1968 alle ore 02.35 da una scossa di magnitudo 6.1 a cui ne seguirono altre e che provocarono la morte di 236 persone. Con il terremoto di magnitudo 6.4 del 6 maggio 1976 (ore 21.24) viene scosso il Friuli: 976 sono state le vittime e 3.000 i feriti, 137 i Comuni colpiti e 100.000 le case che hanno subito danni. Il terremoto di magnitudo 6.9 dell'Irpinia la sera del 23 novembre 1980 ha devastato l'area provocando la morte di 2.570 persone, il ferimento di altre 9.000 e la distruzione di circa 300.000 abitazioni. Il 26 settembre 1997 alle ore 02.33 viene colpita un'area tra l'Umbria e le Marche con un sisma, la cui scossa principale è stata di magnitudo 6.0, che ha provocato 11 morti, 126 feriti e 32.000 senzatetto. Il terremoto che ha colpito San Giuliano di

Puglia (Campobasso) alle 11.32 del 31 ottobre 2002 con magnitudo 5.8, ha provocato il crollo di una scuola elementare, dove hanno perso la vita una maestra e 27 bambini e altri 39 alunni vengono feriti. Il 6 aprile 2009, con una scossa di magnitudo 6.1, si è verificato un forte terremoto che ha interessato la zona dell'Abruzzo dove ci sono state 308 morti, 1.500 feriti e 65.000 sfollati. Un altro evento rilevante si è verificato in Emilia Romagna il 20 maggio 2012 alle ore 04.04 con una scossa di magnitudo 5.8, preceduta e seguita da altre scosse di intensità minore: 17 sono state le vittime, 300 i feriti e 15.000 gli sfollati. L'evento successivo risale al 24 agosto 2016 ed ha colpito il centro Italia. La scossa principale di magnitudo 6.0, registrata alle ore 03.36 con epicentro situato lungo la Valle del Tronto, tra le province di Rieti ed Ascoli Piceno, ha quasi completamente raso al suolo i centri di Amatrice, Accumuli ed Arquata del Tronto, provocando la morte di 298 persone. In seguito alla scossa principale si sono verificati migliaia di "after shock" alcuni dei con magnitudo superiore a 5. Appartenenti al medesimo sciame sismico, sono anche le scosse registrate nella provincia di Macerata il 26 ottobre 2016: la prima, alle ore 19.10, di magnitudo 5.4, con epicentro nel comune di Castelsantangelo sul Nera, e la seconda, alle ore 21.18, di magnitudo 5.9, con epicentro nel comune di Ussita. Qualche giorno dopo si è verificato il terremoto più forte che ha colpito la penisola italiana dal sisma dell'Irpinia del 1980: il 30 ottobre 2016, alle ore 07.40, si è registrata una scossa di magnitudo 6.5 con epicentro localizzato tra Norcia, Preci e Castelsantangelo sul Nera, a cui sono seguite numerose scosse di assestamento con magnitudo fino a 4.8. Il sisma non ha provocato vittime, ma ha causato il crollo della basilica di San Benedetto e della cattedrale di Santa Maria Argentea a Norcia e la quasi completa distruzione di Castelluccio di Norcia.

Dall'osservazione della documentazione storica si può concludere che l'elevata sismicità dell'Italia si presenta in aree in cui gli eventi sono frequenti ma di bassa intensità e in aree dove i terremoti sono più rari ma di maggiore intensità. La sismicità più elevata si concentra in particolare lungo la dorsale appenninica.

### *2.2.2 In Veneto*

Come tutta la penisola, anche il Veneto è stato interessato da eventi sismici in passato. I terremoti sono stati principalmente di medio-bassa intensità, ma non sono mancate scosse devastanti. La Pianura Padana, un tempo, era ricoperta da estese

foreste e zone paludose e gli insediamenti erano rari e isolati; alcuni terremoti possono quindi essersi verificati senza che siano stati percepiti dall'uomo e, di conseguenza, documentati.

*Tab.2.2.2 Sismicità storica del Veneto – terremoti che hanno colpito il Veneto con effetti pari o superiori al VII grado della scala Mercalli*

*RIFERIMENTO: CPTI11, http://emidius.mi.ingv.it/CPTI11/ - Elaborazione Dipartimento della Protezione Civile*

| Data | Area epicentrale | I MCS MAGNITUDO | Descrizione |
|---|---|---|---|
| 3 gennaio 1117 | Veronese | IX-X Mw=6.7 | I danni maggiori si registrarono a Verona, ma interessarono anche la valle dell'Adige e, verso Sud, il territorio fino ai primi rilievi emiliani. |
| 4 novembre 1268 | Trevigiano | VII-VIII Mw=5.4 | Colpita la provincia di Treviso. Danni gravi a Treviso, Feltre, Asolo. La scossa fu fortemente risentita a Padova. |
| 25 febbraio 1695 | Asolano | X Mw=6.5 | Gravi danni in larga parte del Veneto in particolare nell'alto trevigiano, a sud del Monte Grappa. Colpita la città di Asolo. Centinaia le vittime |
| 12 giugno 1836 | Bassano | VIII Mw=5.5 | Le località più danneggiate furono Liedolo, Fonte, Sant'Eulalia: Complessivamente crollarono un centinaio di case. Sentita fortemente anche a Venezia. |
| 11 agosto 1866 | Monte Baldo | VII Mw=4.9 | Danni nelle località poste sulla riva orientale del Lago di Garda, in particolare ad Assenza, Cassone, Castelletto, Malcesine. |
| 29 giugno 1873 | Bellunese | IX-X Mw=6.3 | L'area più colpita dalla scossa fu il bellunese, ma gravi danni subirono gli edifici dei paesi compresi tra Belluno, Pordenone e Conegliano Veneto (TV). Il centro più danneggiato fu Belluno e si osservarono lesioni anche a Gorizia, Pordenone, Trieste, Udine, Verona e Vicenza. 80 le vittime |
| 29 aprile 1876 | Monte Baldo | VII Mw=4.9 | La scossa provocò danni a Cassone, Malcesine, Ferrara di Monte Baldo |
| 18 settembre 1882 | Monte Baldo | VII Mw=5.0 | Interessati i paesi della costa orientale del Lago di Garda, con danni lievi nei paesi di Cassone e Castelletto di Brenzone. Risentita a Verona. |
| 7 giugno 1891 | Valle d'Illasi | VIII-IX Mw=5.9 | I danni più gravi a Castelvero, Badia Calavena, Marcemigo. Una ventina i paesi danneggiati in modo significativo (superiore o pari al VII MCS). La scossa fu risentita fino a Trieste, Auronzo, Bormio, Chiavenna, Domodossola, Torino, Asti, Genova |
| 19 febbraio 1932 | Monte Baldo | VII-VIII Mw=5.0 | La scossa provocò danni a diverse località della sponda veronese del Lago di Garda, tra le quali Albisano, S. Zeno, Garda. |
| 18 ottobre 1936 | Alpago-Cansiglio (BL-PN) | IX Mw=6.1 | Colpita la zona di confine fra le attuali province di Belluno, Treviso e Pordenone con i massimi effetti a sud dell'altopiano del Cansiglio nei paesi di Fiaschetti, Stevenà e Villa di Villa. Gravissimi danni anche a nord del Cansiglio, nella conca d'Alpago in particolare nelle località di Puos d'Alpago, Cornei e Villa. |

Il più forte terremoto storico di cui si ha notizia è quello che ha interessato il veronese il 3 gennaio del 1117 con una magnitudo stimata di 6.7. Il sisma ha devastato Verona, provocando il crollo di una parte dell'Arena, la distruzione del duomo, di chiese e monasteri e l'apertura di voragini nel terreno. La scossa si è fatta sentire in tutta la Pianura Padana, danneggiando edifici (soprattutto ecclesiastici) a Padova, Vicenza, Venezia ed altre città emiliane e lombarde vicine. Il terremoto ha colpito anche le acque del Po e dell'Adige, provocandone il sollevamento e la conseguente rottura degli argini. Il moto delle onde sismiche probabilmente aveva direzione Nord-Sud, dato il maggiore danneggiamento delle murature Est-Ovest

emerso dallo studio strutturale degli edifici. La sorgente del sisma è stata identificata con "una faglia "ereditata", ossia una struttura estensionale di età mesozoica riattivata nell'attuale regime tettonico compressivo"[6], localizzata sotto le Grandi Valli Veronesi, a Sud dei Monti Lessini.

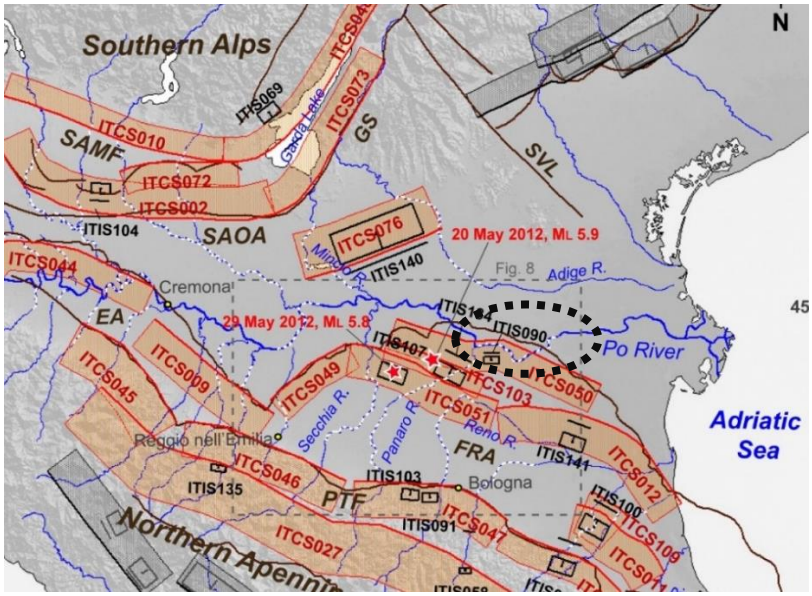



*Fig.2.2.4 Sorgenti Sismogenetiche Individuali (ISS) e Sorgenti Sismogenetiche Composite (CSS) della Pianura Padana (rappresentate rispettivamente con rettangoli neri e fasce rosse; per le definizioni si vedano Basili et al., 2008; DISS v. 3.2). Le anomalie della rete di drenaggio sono evidenziate in tratteggio bianco. SAMF: fronte montuoso delle Alpi Meridionali; SAOA: arco esterno delle Alpi Meridionali; GS: Sistema delle Giudicarie; SVL: Schio-Vicenza; PTF: fronte pedeappenninico; EA: arco Emiliano; FRA: arco Ferrarese-Romagnolo.*
*RIFERIMENTO: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*

La faglia è stata riconosciuta mediante l'analisi del sottosuolo e lo studio della geomorfologia tettonica: le anomalie nell'andamento atteso dei corsi d'acqua del Mincio e dell'Adige sono riconducibili ad un sollevamento della superficie provocato dallo sprofondamento della faglia in esame. Un altro evento sismico dagli effetti distruttivi, localizzato in Veneto, è quello che la mattina del 25 febbraio 1695 ha colpito Asolo e tutta la provincia di Vicenza con una magnitudo di 6.5. I danni maggiori del terremoto si sono osservati in una catena di alture compresa tra il Massiccio del Grappa e i Colli asolani, dove sono stati distrutta Asolo e gli insediamenti sulle rive del Piave ai piedi del Massiccio del Grappa, nelle Prealpi bellunesi e in alcune località della pianura settentrionale. Il terremoto è stato percepito in gran parte dell'Italia settentrionale, in particolar modo in tutta la

[6] INGVterremoti, *La GEOLOGIA dei terremoti: Faglie sismogenetiche cieche in Pianura Padana*

Pianura Padana. Di altrettanta importanza è il terremoto di magnitudo 6.3 che ha scosso la città di Belluno il 29 giugno 1873 e ha provocato danni anche nella provincia di Treviso. Il sisma ha danneggiato gravemente molti edifici tra cui il Duomo, causando la morte di 80 persone e il ferimento di 83. Il 19 febbraio 1935 una scossa di magnitudo 5.0 ha colpito un'area della sponda veronese del Lago di Garda posta sul versante occidentale del Monte Baldo, danneggiando solamente gli edifici, senza la perdita di vite umane. La scossa è stata avvertita anche a Padova e Verona e nella sponda lombarda del Lago di Garda. L'ultimo evento importante che ha direttamente interessato il Veneto è quello del 18 ottobre 1936 che ha colpito la zona dell'Alpago-Cansiglio tra le provincie di Belluno, Treviso e Pordenone ed è stato percepito in tutto il Nord Italia, Austria, Svizzera e nelle Marche meridionali e in Umbria. Il terremoto ha provocato 19 morti e numerosi feriti, crolli totali e parziali di edifici, si sono aperte spaccature nel terreno e si sono verificate numerose frane. Prima del terremoto che ha colpito l'Emilia Romagna nel maggio 2012, si è verificata, all'inizio dell'anno, una sequenza sismica localizzata nelle Prealpi venete ad una decina di chilometri a Nord di Verona. Le scosse registrate hanno presentato valori di magnitudo compresi tra 1.6 e 4.2 e gli ipocentri sono stati collocati a circa 10 km di profondità[7]. Per quanto riguarda Padova si possono individuare numerosi eventi che sono stati avvertiti nella città ma solo il terremoto del 1 settembre 1485 ha avuto epicentro nel suolo patavino.

[7] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e Ufficio Rischio sismico e vulcanici del Dipartimento della Protezione Civile

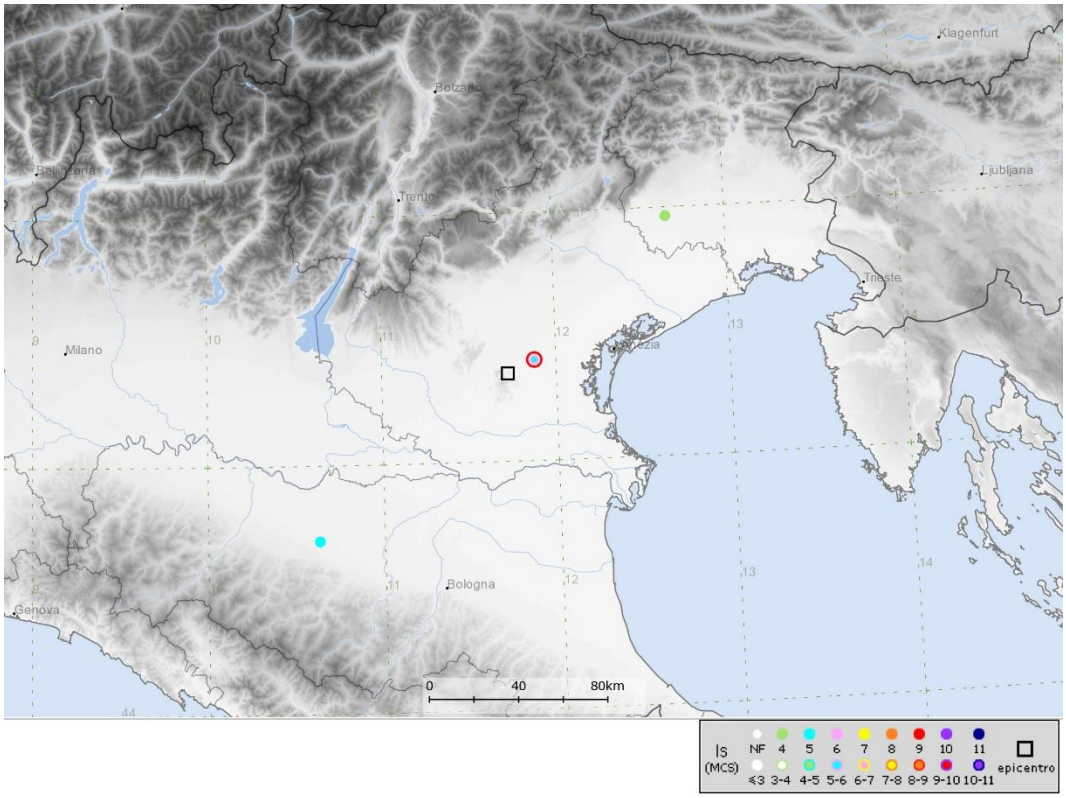



*Fig.2.2.5 Individuazione epicentro del terremoto del 1 settembre 1485*

*RIFERIMENTO: M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2011. DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11, DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI11*

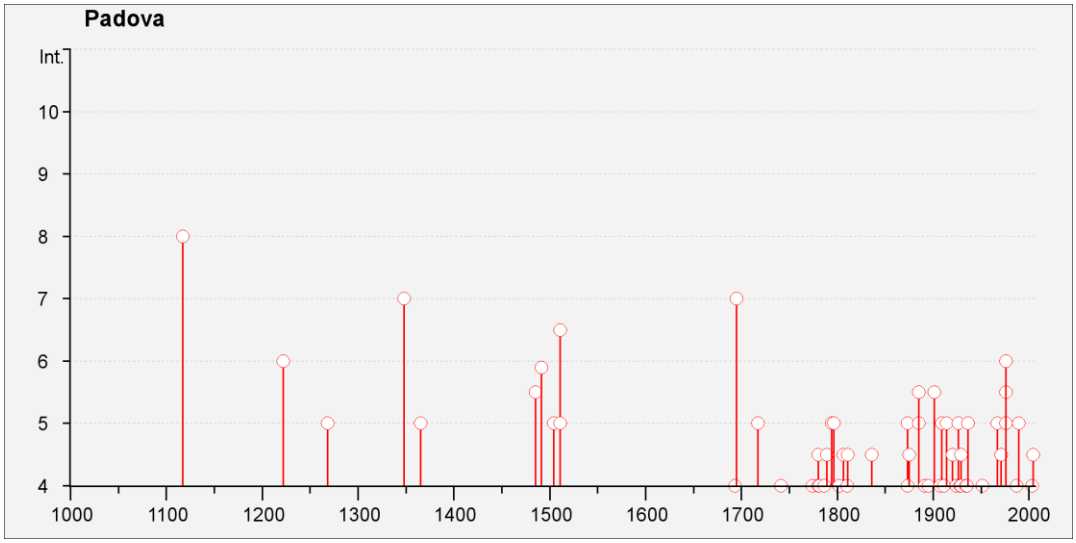



*Fig.2.2.6 Storia sismica di Padova*

*RIFERIMENTO: M. Locati, R. Camassi e M. Stucchi (a cura di), 2011. DBMI11, la versione 2011 del Database Macrosismico Italiano. Milano, Bologna, http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11, DOI: 10.6092/INGV.IT-DBMI11*

## 2.3 EVOLUZIONE DELL NORMATIVA ANTISISMICA

Le leggi nazionali in materia di sismica sono state da sempre emanate dopo l'avvenimento di terremoti catastrofici, soprattutto per la necessità di ricostruzione repentina delle zone distrutte. La normativa, più che un carattere preventivo, è stata quindi un'elaborazione a posteriori strettamente correlata ai terremoti che hanno colpito la penisola e derivante dall'osservazione dei danni provocati dall'evento, con lo scopo di definire quali tecniche costruttive adottare oppure evitare in base alle esperienze maturate.

Le prime norme emanate hanno prevalentemente un carattere prescrittivo e sono volte a definire indicazioni progettuali per ridurre la vulnerabilità del costruito.

Il primo decreto in Italia relativo alla sismica risale al 1627: dopo un rovinoso terremoto che ha colpito la Campania, si definisce un metodo costruttivo basato su una struttura intelaiata in legno, detto sistema baraccato. Nel marzo del 1784, Ferdinando IV di Borbone emana la legge per la ricostruzione di Reggio in seguito ad un terremoto verificatosi in Calabria, dove si conferma il sistema baraccato e si forniscono indicazioni più precise sugli elementi strutturali, le loro misure e le tipologie di collegamenti. Del 28 aprile 1860 è il *Regolamento edilizio per la città di Norcia,* in cui si inizia ad affrontare il tema del terreno di fondazione dell'edificio, mentre in seguito al terremoto che ha colpito Ischia nel 1883, vengono emanate nel 1884 i *Provvedimenti per l'isola di Ischia* e la *Relazione della Commissione per le Prescrizioni Edilizie dell'isola di Ischia*, in cui vengono analizzate in modo preciso le tecniche edilizie ed i sistemi costruttivi utilizzati. Al 16 settembre 1906 risalgono le *Norme per la costruzione ed il restauro degli edifici danneggiati dal terremoto nelle province calabresi ed in quella di Messina*, approvate con Regio Decreto. Queste sono più elaborate e presentano indicazioni più specifiche rispetto alle norme precedenti grazie alle maggiori conoscenze sulla genesi del terremoto e di come esso si relaziona con gli edifici.

L'inizio vero e proprio delle norme antisismiche italiane comincia in seguito al terremoto del 1908 dello stretto di Messina, in cui, oltre alle prescrizioni strutturali e alla determinazione dell'azione sismica, si inizia a dividere il territorio nazionale in zone sismiche e si elabora il concetto di protezione. Nel *Regio Decreto n.193 del 18 aprile 1909* (*Norme tecniche ed igieniche obbligatorie per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedentemente elencati nel R.D.*

*15 aprile 1909 e ne designa i Comuni*), oltre a limiti e prescrizioni costruttive presenti anche nelle precedenti normative, riguardanti i terreni di fondazione, i sistemi costruttivi resistenti, l'altezza degli edifici e la loro distanza, si introducono le forze sismiche come forze statiche orizzontali e verticali proporzionali alle masse. Il concetto di forza sismica come azione dinamica viene introdotto in seguito nel *Regio Decreto n.1080 del 6 settembre 1912*, in cui l'azione del sisma è espressa come accelerazione che interessa tutte le masse.

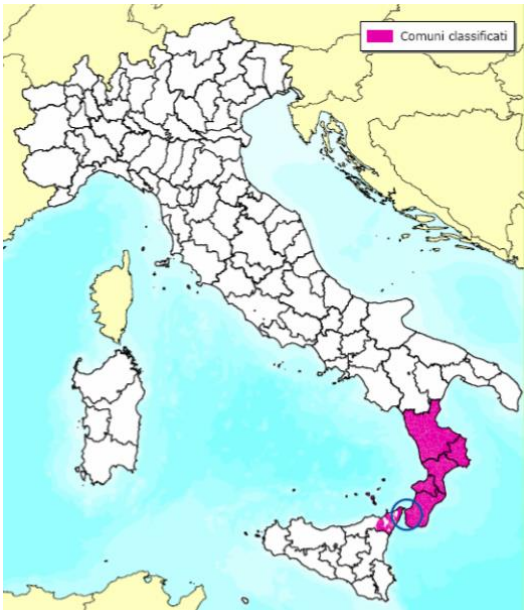



*Fig.2.3.1 Comuni classificati sismici nel 1909 (Adattato da Bramerini, Lucantoni e Martini, 2004)*

Successivamente al terremoto di Avezzano del 1915, si elabora una nuova classificazione sismica con il *Regio Decreto n.573 del 1915* in cui vengono introdotte le aree colpite dal sisma a cui applicare le precedenti normative, mentre con il *Decreto Legge n.1526 del 5 novembre 1916*, in seguito al sisma che ha colpito il Mar Adriatico settentrionale, si introduce il concetto di distribuzione delle forze orizzontali proporzionalmente all'altezza.

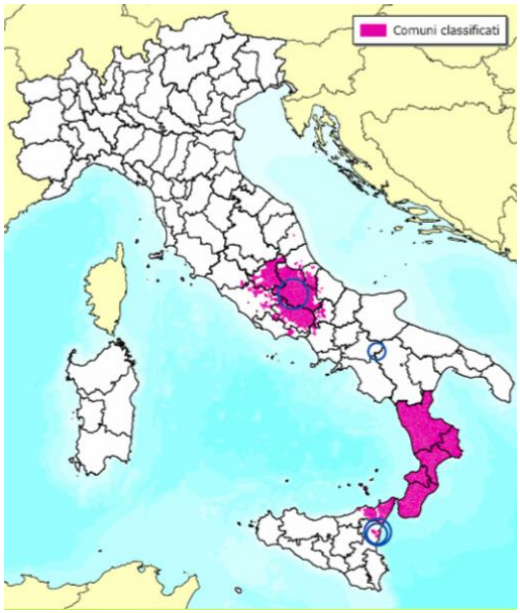



*Fig.2.3.2 Comuni classificati sismici nel 1915 (Adattato da Bramerini, Lucantoni e Martini, 2004)*

Successivamente vengono emanate le *Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comuni dichiarati zone sismiche* con *Regio Decreto n.2089 del 13 ottobre 1924*, in cui si definisce che le forze orizzontali e verticali non agiscono contemporaneamente, segue il *Regio Decreto n.1099 del 23 ottobre 1925* che non apporta alcuna modifica e il *Regio Decreto n.705 del 3 aprile 1926* che interviene sul numero di piani dei fabbricati.

Il *Regio Decreto n.431 del 13 marzo 1927* amplia la classificazione con l'introduzione di due categorie sismiche (I categoria e II categoria), a cui corrispondono azioni orizzontali diverse, e la declassificazione di alcuni comuni; si introducono inoltre nuove limitazioni in altezza e si specificano regole per il dimensionamento strutturale.




*Fig.2.3.3 Classificazione sismica nel 1927 (Adattato da Bramerini, Lucantoni e Martini, 2004)*

Con il *Regio Decreto n.682 del 1930*, vengono inserite nella categoria II le aree colpite dal terremoto dei colli Albani del 1927, da quello del Friuli del 1928 e da quello del Bolognese del 1929.

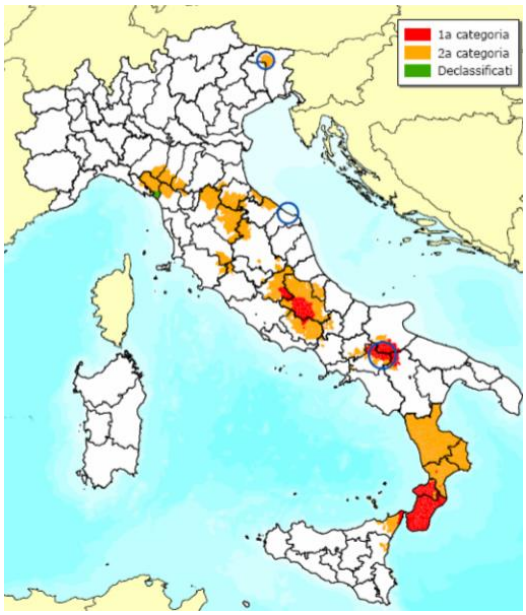



*Fig.2.3.4 Classificazione sismica nel 1930 (Adattato da Bramerini, Lucantoni e Martini, 2004)*

Successivamente ai terremoti degli anni '30 vengono promulgate le *Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti* con il *Regio Decreto n.640 del 23 marzo 1935*, che considerano la forza orizzontale costante in altezza e, per l'analisi, la situazione strutturale effettiva dell'edificio. Un nuovo aggiornamento della situazione sismica si ha con il *Regio Decreto n.2105 del 22 novembre 1937* in seguito al terremoto dell'Alpago-Cansiglio. Nei seguenti 30 anni

non vengono emanate nuove normative ma solo aggiornamenti della lista dei comuni ritenuti in zona sismica ed eventuali declassamenti.

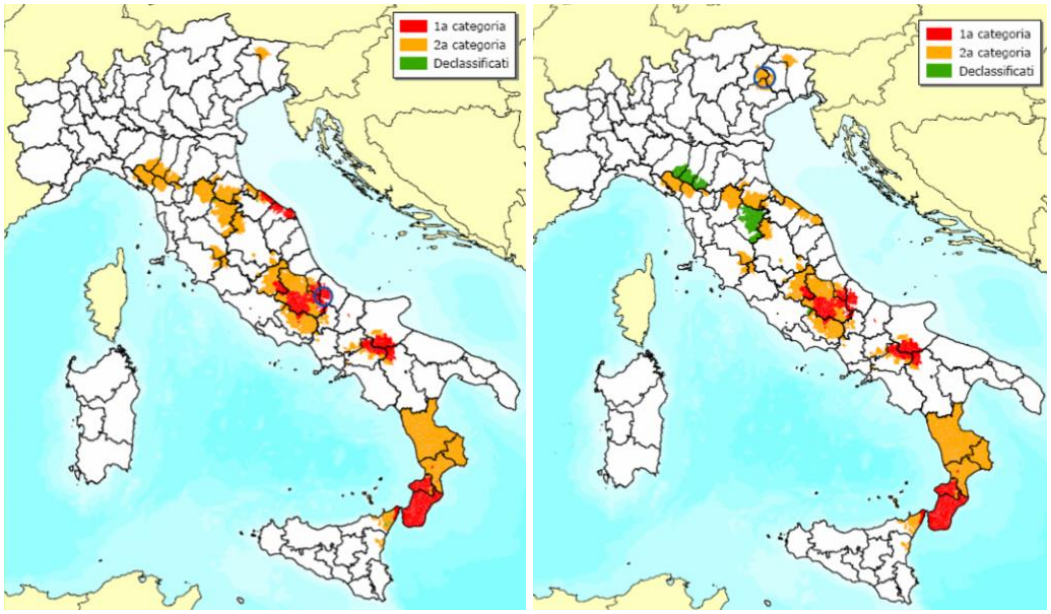



*Fig.2.3.5 Classificazione sismica nel 1935 e 1937 (Adattato da Bramerini, Lucantoni e Martini, 2004)*

La revisione normativa si ha nel 1962, con la *Legge n.1684 del 25 novembre 1962* attraverso cui si ha l'eliminazione dell'azione sismica in direzione verticale qualora non siano presenti strutture a sbalzo.

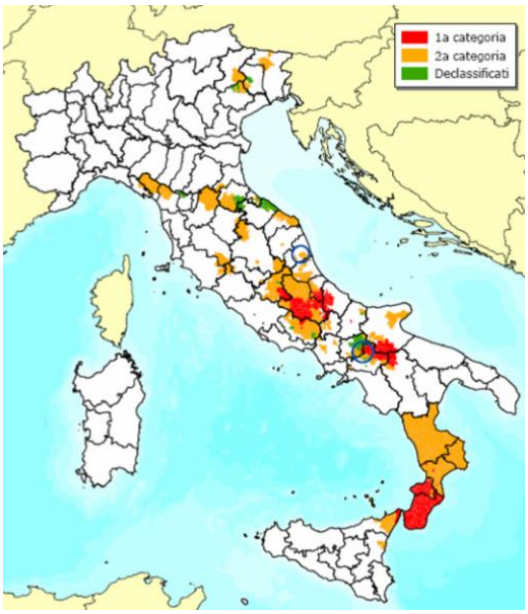



*Fig.2.3.6 Classificazione sismica nel 1962 (Adattato da Bramerini, Lucantoni e Martini, 2004)*

Un importante passo si fa successivamente con la *Legge n.64 del 2 febbraio 1974, Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche,*

che demanda a decreti ministeriali del Ministero dei Lavori Pubblici, e non più a leggi, l'emanazione di norme tecniche e la classificazione sismica, la quale sarà da redigersi su basi tecnico-scientifiche. Successivamente viene emanato il *Decreto Ministeriale n.40 del 3 marzo 1975, Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche,* in cui le forze sismiche vengono definite in termini di spettro di risposta in funzione del periodo proprio della struttura e vengono introdotte le analisi dinamiche; questo comporta, però, la ricerca di programmi di calcolo semplificati, senza mostrare interesse verso il comportamento proprio dei materiali in campo non elastico e dell'interazione tra strutture e tamponature, che nella norma non vengono prese in considerazione.

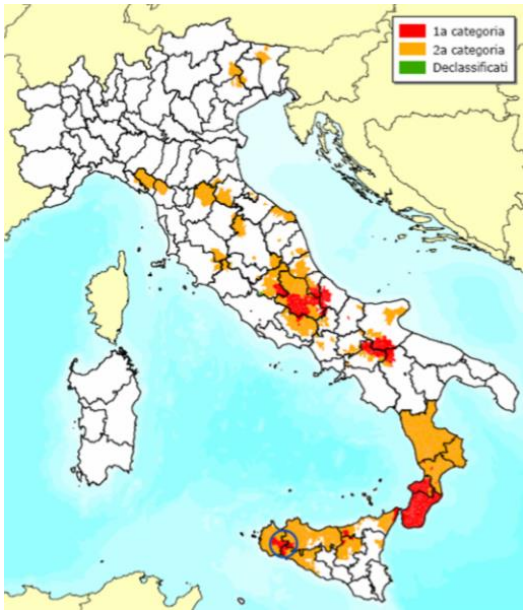



*Fig.2.3.7 Classificazione sismica nel 1975 (Adattato da Bramerini, Lucantoni e Martini, 2004)*

L'anno successivo, attraverso la *Legge n.176 del 26 aprile 1976 Norme per l'istruzione del servizio sismico e disposizioni inerenti ai movimenti sismici del 1971, del novembre e dicembre 1972, del dicembre 1974 e del gennaio 1975, in comuni della provincia di Perugia,* viene creata l'Istituzione del Servizio Sismico per aggiornare le norme e la classificazione della sismicità del territorio nazionale. In seguito al terremoto del Friuli del 1976, viene emanata la *Legge Regionale del Friuli-Venezia Giulia n.30 del 20 giugno 1977,* con la quale viene introdotto il metodo di calcolo POR per le murature, che considera la duttilità della struttura con l'adozione di un modello non lineare elasto-plastico.

Fino alla fine degli anni '70 si sono quindi classificate solo quelle zone in cui è avvenuto un terremoto, senza dire nulla a riguardo delle zone che non hanno

mostrato alcuna attività sismica distruttiva. Inizia, quindi, a diffondersi la necessità di razionalizzare la zonizzazione sismica, cercando di prevedere dove sarebbero accaduti i terremoti. Viene dunque promosso il Progetto Finalizzato Geodinamica del CNR che ha portato alla realizzazione delle carte di scuotibilità. Con il *Decreto Ministeriale n.515 del 3 giugno 1981* viene introdotta la categoria III, con sismicità minore rispetto alla I e alla II, e si cerca di definire un metodo per utilizzare i risultati delle carte di scuotibilità in una possibile riclassificazione sismica. Questo ha portato ad una completa ridefinizione dei limiti della classificazione sismica con il *Decreto Ministeriale n.35 del 19 giugno 1984*, attraverso cui viene anche reintrodotto il coefficiente di protezione sismica.




*Fig.2.3.8 Classificazione sismica nel 1984*
*RIFETIMENTO: INGV – zonesismiche.mi.ingv.it*

Dopo 12 anni si ha un'importante innovazione con l'introduzione del metodo di verifica agli stati limite, in alternativa al metodo delle tensioni ammissibili, grazie al *Decreto Ministeriale dei Lavori Pubblici del 16 gennaio 1996*. Due anni dopo viene presentata una nuova riclassificazione sismica del territorio, chiamata Proposta '98, che però non viene adottata perché i comuni che venivano identificati come sismici erano notevolmente incrementati rispetto alla classificazione precedente e, sebbene i criteri per la classificazione sismica fossero fissati a livello nazionale, la competenza sismica era stata affidata alle Regioni.

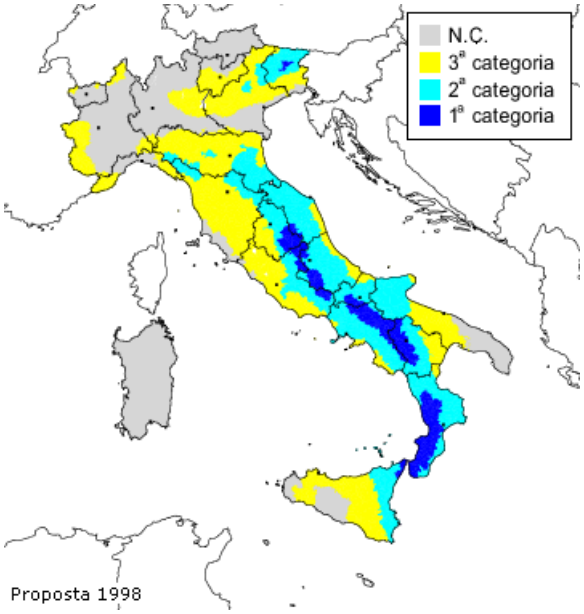



*Fig.2.3.9 Proposta '98*

*RIFETIMENTO: INGV – zonesismiche.mi.ingv.it*

Nel 2002 un terremoto colpisce una zona del Molise non classificata come sismica, che però lo sarebbe stata secondo la Proposta '98. Viene dunque emanata l'*Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica* con cui viene introdotta la quarta zona a bassa sismicità, che consente di catalogare l'intero territorio nazionale come sismico, e ad ogni zona viene assegnato un valore di accelerazione orizzontale al suolo. La normativa, ispirata all'Eurocodice 8, segue l'approccio prestazionale da cui deriva un sistema di verifica basato sul metodo semiprobabilistico agli stati limite. Attraverso di essa viene introdotto il fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e dai dettagli costruttivi e viene introdotto il concetto di *capacity design*, ovvero la progettazione degli elementi fragili in funzione di quelli duttili. Vengono, inoltre, definiti gli spettri dettagliati in funzione del periodo proprio della struttura e si prevede la verifica per lo stato limite ultimo e lo stato limite di danno.

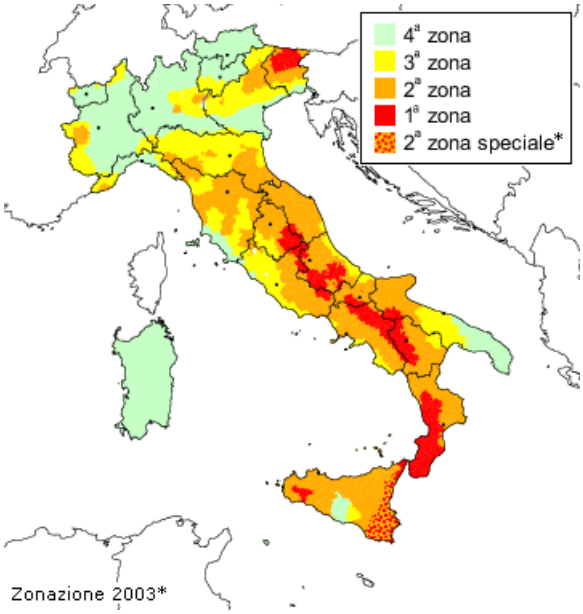



*Fig.2.3.10 Classificazione sismica nel 2003 con recepimento delle variazioni operate dalle singole regioni*

*RIFETIMENTO: INGV – zonesismiche.mi.ingv.it*

A questa ordinanza seguono variazioni ed integrazioni con diverse altre ordinanze, fino all'emanazione delle *Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005* (ex *Testo Unico*) in cui le prescrizioni dell'Ordinanza 3274 vengono estese a tutte le costruzioni, si migliorano le valutazioni dell'effetto del suolo e si suddividono le zone 1, 2 e 3 in sottozone con valori intermedi di accelerazione al suolo. Con l'*Ordinanza P.C.M. n.3519 del 28 aprile 2006, Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone* viene emessa una nuova mappa di pericolosità sismica (cfr. Fig.2.1.3) sulla base della divisione del territorio nazionale in una griglia di punti per i quali vengono definiti i valori di accelerazione di riferimento e delle ordinate spettrali per diversi periodi di ritorno. Un nuovo ruolo della classificazione sismica a fini progettuali si ha con il *Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni*, in cui non viene più definito un valore di accelerazione di picco per ogni zona ma per ogni costruzione ci si riferisce ad un'accelerazione di riferimento propria, in base alle coordinate geografiche e alla vita nominale dell'opera.

## 2.4 NORMATIVA VIGENTE

### *2.4.1 Azione sismica*

Attualmente, per la valutazione dell'azione sismica, la normativa da seguire è il DM 14/01/2008, Norme Tecniche per le Costruzioni, a cui è dedicato il capitolo 3.2. L'azione sismica viene valutata attraverso la pericolosità sismica di base del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione massima attesa $a_g$ in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento alle probabilità di superamento $P_{VR}$ nel periodo di riferimento $V_R$.[8]

Il periodo di riferimento $V_R$ deriva dal prodotto tra la vita nominale $V_N$ ed il coefficiente d'uso $C_U$:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale coincide con il numero di anni nel quale la struttura deve adempiere alle funzioni per cui è stata edificata e viene riportata nella seguente tabella:

*Tab.2.4.1 Vita nominale $V_N$ per diversi tipi di opere*

*RIFERIMENTO: D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, Tabella 2.4.I*

| **TIPI DI COSTRUZIONE** | | **Vita Nominale $V_N$** (in anni) |
|---|---|---|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva | ≤10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥100 |

Il coefficiente d'uso dipende, invece, dalla classe d'uso della costruzione, che può essere:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso

[8] D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, § 3.2 AZIONE SISMICA

*IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.[9]

*Tab.2.4.2 Valori del coefficiente d'uso $C_U$*

*RIFERIMENTO: D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, Tabella 2.4.II*

| **CLASSE D'USO** | I | II | III | IV |
|---|---|---|---|---|
| **COEFFICIENTE $C_U$** | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Le probabilità di superamento sono strettamente correlate allo stato limite considerato. Gli stati limite si dividono in stati limite di esercizio, a loro volta distinti in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD), e in stati limite ultimi, che comprendono lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

[9] D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, § 2.4.2 CLASSI D'USO

*Tab.2.4.3 Probabilità di superamento $P_{VR}$ al variare dello stato limite considerato*

*RIFERIMENTO: D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, Tabella 3.2.I*

| **Stati Limite** | | **$P_{VR}$: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$** |
|---|---|---|
| Stati Limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Il periodo di riferimento $V_R$ e la probabilità di superamento $P_{VR}$ servono per definire il periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$, espresso in anni attraverso la relazione:

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

Per diversi periodi di ritorno, compresi in un intervallo variabile dai 30 ai 2475 anni, la normativa definisce le forme spettrali, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei seguenti parametri:

- $a_g$ accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_C$* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

i cui valori sono forniti in allegato.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali viene definito nel seguente modo:

$0 \leq T < T_B$ $\qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

$T_C \leq T < T_D$ $\qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ $\qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

dove $S_e$ è l'accelerazione spettrale orizzontale in funzione del periodo di vibrazione $T$.

- $S$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche e si ottiene dal prodotto te34a il coefficiente di

amplificazione stratigrafica $S_S$ ed il coefficiente di amplificazione topografica $S_T$:

$$S = S_S \cdot S_T$$

$S_S$ dipende dalla categoria di sottosuolo, la quale può essere:

- A: Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi
- B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o di terreni a grana fina molto consistenti
- C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti
- D: Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti
- E: Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore ai 20m.

*Tab.2.4.4 Espressioni di $S_S$ e $C_C$*

*RIFERIMENTO: D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, Tabella 3.2.V*

| **Categoria sottosuolo** | **$S_S$** | **$C_C$** |
|---|---|---|
| **A** | 1,00 | 1,00 |
| **B** | $1{,}00 \leq 1{,}40 - 0{,}40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}20$ | $1{,}10 \cdot (T_C^*)^{-0{,}20}$ |
| **C** | $1{,}00 \leq 1{,}70 - 0{,}60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}50$ | $1{,}05 \cdot (T_C^*)^{-0{,}33}$ |
| **D** | $0{,}90 \leq 2{,}40 - 1{,}50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}80$ | $1{,}25 \cdot (T_C^*)^{-0{,}50}$ |
| **E** | $1{,}00 \leq 2{,}00 - 1{,}10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1{,}60$ | $1{,}15 \cdot (T_C^*)^{-0{,}40}$ |

$S_T$ dipende dalla categoria topografica, definita in base alle caratteristiche della superficie:

- T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
- T2: Pendii con inclinazione media i > 15°
- T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
- T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

*Tab.2.4.5 Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica $S_T$*

*RIFERIMENTO: D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, Tabella 3.2.I*

| **Categoria topografica** | **Ubicazione dell'opera o dell'intervento** | **ST** |
|---|---|---|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,4 |

- $\eta$ è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi ξ diversi dal 5%, valutati sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55$$

  con ξ espresso in percentuale.
- $F_0$ è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2.
- $T_C$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro e si ottiene mediante il prodotto tra $T_C$* ed il coefficiente $C_C$ funzione della categoria di sottosuolo (cfr.2.2.4):

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

- $T_B$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C/3$$

- $T_D$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4{,}0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1{,}6$$

### *2.4.2 Definizione dello spettro di risposta delle componenti orizzontali*

Attraverso il foglio di calcolo *Spettri-NTC ver.1.0.3,* disponibile in rete sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici[10], è stato possibile calcolare lo spettro di risposta per la città di Padova. Per il sito preso in esame vengono forniti i valori dei parametri $a_g$, $F_0$ e $T_C$* per i diversi periodi di ritorno $T_R$ di riferimento. Considerando opere ordinarie con classe d'uso II, considerando lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, il periodo di ritorno è di 475 anni.

[10] http://cslp.mit.gov.it > Home > Attività consultiva e normativa > Pareri > Costruzioni in zona sismica

*Tab.2.4.6 Valori dei parametri $a_g$, $F_0$ e $T_C$* per i periodi di ritorno $T_R$ di riferimento*

*RIFERIMENTO: Elaborazione effettuata con "Spettri-NTC ver.1.0.3"*

| $T_R$ [anni] | $a_g$ [g] | $F_o$ [-] | $T_C^*$ [s] |
|---|---|---|---|
| 30 | 0,031 | 2,519 | 0,210 |
| 50 | 0,037 | 2,554 | 0,251 |
| 72 | 0,042 | 2,538 | 0,276 |
| 101 | 0,049 | 2,506 | 0,296 |
| 140 | 0,055 | 2,537 | 0,308 |
| 201 | 0,061 | 2,632 | 0,313 |
| 475 | 0,085 | 2,620 | 0,333 |
| 975 | 0,111 | 2,579 | 0,350 |
| 2475 | 0,149 | 2,614 | 0,362 |

Considerando, inoltre, un sottosuolo di categoria C, la categoria topografica T1e lo smorzamento $\xi$ = 5% a cui corrisponde $\eta$ = 1, si ottengono i valori di $T_B$ = 0,167s, $T_C$ = 0,502s e $T_D$ = 1,941s e il seguente spettro di risposta:

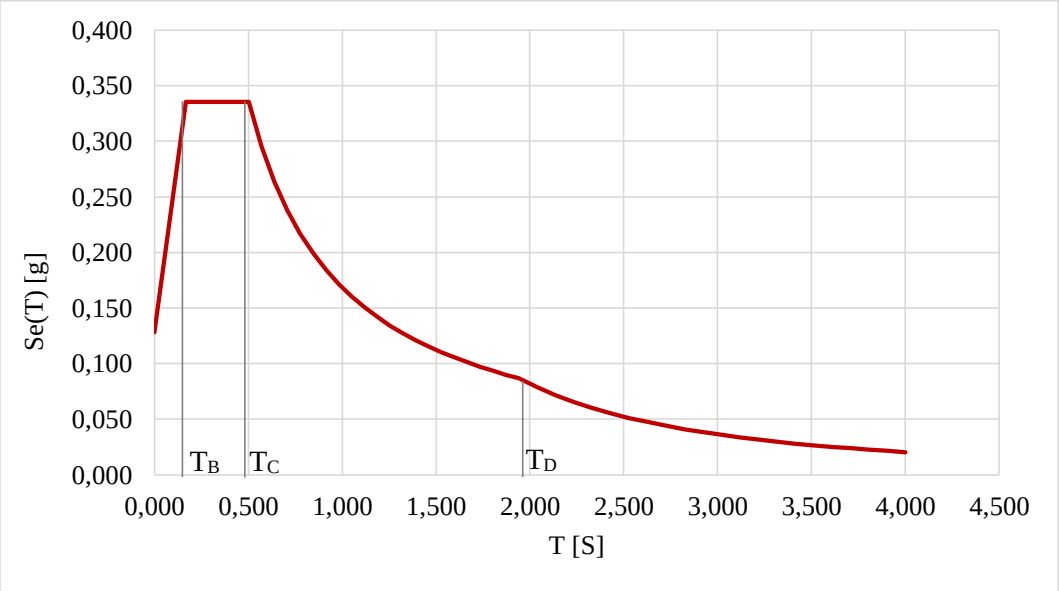



*Fig.2.4.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali relativo alla città di Padova*

*RIFERIMENTO: Elaborazione effettuata con "Spettri-NTC ver.1.0.3"*

# 3 AREA DI STUDIO

## 3.1 IDENTIFICAZIONE DELL'AREA DI STUDIO

L'area presa in esame per l'analisi si trova nel centro storico della città di Padova e si identifica con la cosiddetta "cittadella". Questa, che occupa una superficie di circa 63 ettari, era un tempo delimitata dalle mura comunali costruite nel 1195 e ancora oggi in parte visibili come facciata o come parete posteriore delle abitazioni che vi si sono addossate nel corso dei secoli. Questa zona, occupata principalmente da negozi, uffici, servizi pubblici ed abitazioni private, rappresenta ancora oggi il centro di riferimento della città e la sua zona più visitata. Oggi l'area è racchiusa tra Largo Europa e riviera dei Mugnai e riviera Albertino Mussato a Nord, via Roma, via VIII febbraio e Corso Garibaldi ad Est, riviera Albertino Mussato ad Ovest e dal canale Piovego che la lambisce a Sud, Ovest e Nord (fig.3.1.1).




*Fig.3.1.1 Identificazione dell'area di studio*

*RIFERIMENTO: Google Earth 2016*

La cittadella è organizzata in 76 isolati, più o meno regolari, con circa 1200 unità strutturali complessive, visibili dalle strade; ogni isolato può essere composto da una singola unità strutturale o da unità organizzate in aggregato. Molti di questi isolati presentano al loro interno scuole, chiese, palazzi o edifici monumentali che non sono stati inclusi nel nostro lavoro di raccolta dati, in quanto l'oggetto della nostra analisi sono stati i soli edifici ordinari. Nello studio della vulnerabilità, nonostante siano stati schedati, non verranno inseriti nemmeno gli edifici in cemento armato, trattandosi di un'indagine sugli edifici in muratura.

Per una più semplice analisi, l'area è stata suddivisa in quattro quadranti (A, B, C e D) da via Dante e via S. Gregorio Barbarigo da Nord a Sud e da via S. Canziano, Piazza delle Erbe, via Manin, via Arco Valaresso e via Tadi da Est ad Ovest (fig.3.1.2).

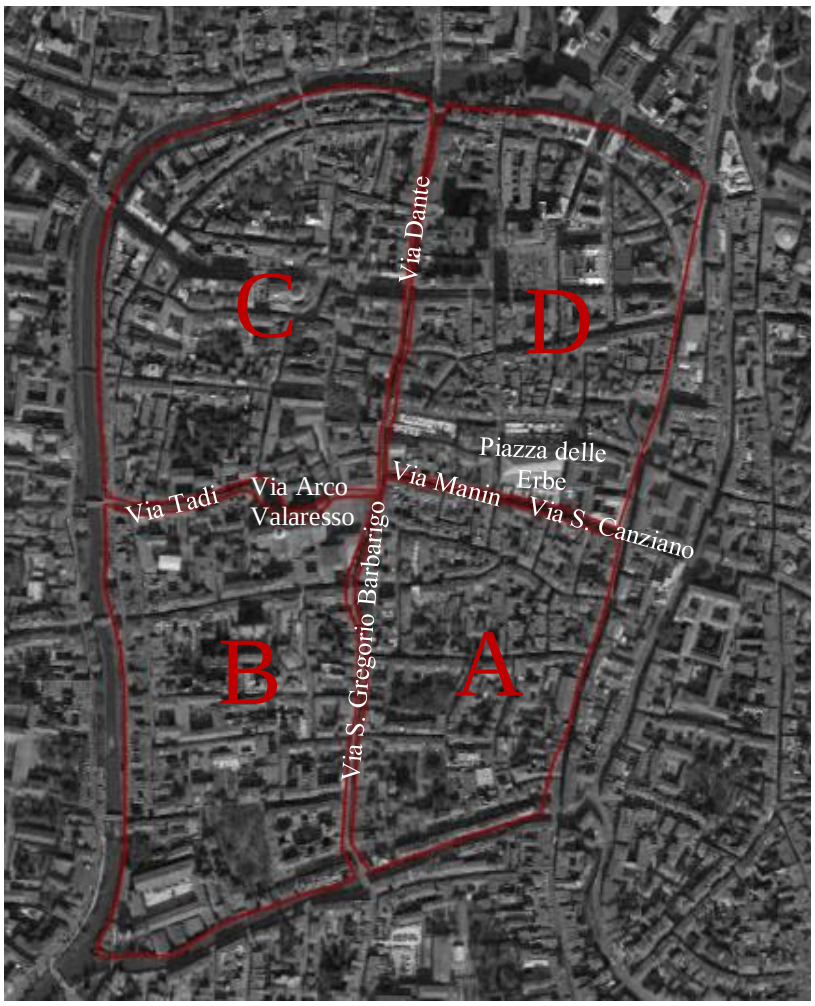



*Fig.3.1.2 Identificazione dei quadranti*

*RIFERIMENTO: Google Earth 2016*

### *3.1.1 Quadrante A*

Il quadrante A (fig.3.1.3) è costituito da 314 unità strutturali raggruppate in 17 isolati. La sua area è delimitata da via S. Canziano, Piazza delle Erbe e Via Manin a Nord, da via Roma ad Est, dal Piovego a Sud e da via Barbarigo ad Ovest. Vi si trova l'antico ghetto, uno dei primi nuclei da cui si è sviluppata la città e dove sono ancora visibili le caratteristiche urbane dell'età medioevale. In quest'area si trovano le chiese di S. Canziano (nell'isolato A01), di Santa Maria dei Servi (nell'isolato A12), e di S. Luca (nell'isolato A15), il cinema Concordi (nell'isolato A08) ed il palazzo dei Papafava (nell'isolato A14) che non sono stati oggetto di schedatura.

### *3.1.2 Quadrante B*

Il quadrante B (fig.3.1.4), formato da 264 unità strutturali in 15 isolati, è racchiuso da via Arco Valaresso e via Tadi a Nord, da via Barbarigo ad Est, dal Piovego a Sud e da riviera Mussato ad Ovest. È il quadrante dove si trova l'area su cui sorge il Duomo di Padova (nell'isolato B18), fin dall'antichità simbolo del potere religioso contrapposto al potere politico. A Sud-Ovest del quadrante (nell'isolato B31) si trova il Castello Carrarese, edificato sull'area che prima ospitava il castello di Ezzelino III da Romano, di cui oggi rimane visibile solo la Torlonga. Nello stesso isolato si trova anche la chiesa di S. Tomaso. All'interno del quadrante sono presenti anche degli edifici scolastici: la scuola media statale "Francesco Petrarca" (nell'isolato B19), il liceo scientifico "Ippolito Nievo" (nell'isolato B26) e l'istituto tecnico "G.B. Belzoni" (nell'isolato B27).

### *3.1.3 Quadrante C*

Il quadrante C (fig.3.1.5) è compreso tra riviera Mussato ed il canale Piovego a Nord e via Arco Valaresso e via Tadi a Sud, tra via Dante e via Monte di Pietà ad Est e riviera Mussato ad Ovest, ed è costituito da 351 unità strutturali suddivise in 18 isolati. In quest'area si trovava la reggia dei Carraresi di cui oggi è rimasta intatta solo la loggia (all'interno dell'isolato C48) e la Sala dei Giganti, annessa a Palazzo Liviano (anche questo nell'isolato C48). Vicino a Palazzo Liviano sorge, inoltre, il palazzo del Capitanio con la Torre dell'Orologio, prospicente Piazza dei Signori. All'altezza di Corso Milano si trovava una parte del vecchio quartiere di S. Lucia, vittima degli sventramenti degli anni '20 che hanno cancellato la struttura medioevale tipica della città. Proprio in questa zona si trova anche il teatro Verdi che da solo costituisce un isolato. Gli edifici religiosi che si trovano in questo

quadrante sono la chiesa di S. Agnese (nell'isolato C40), la chiesa di S. Pietro Apostolo (nell'isolato C45) e la chiesa di S. Nicolò (nell'isolato C47). Gli edifici scolastici presenti sono la scuola dell'infanzia e primaria "Santa Dorotea" (nell'isolato C45) e la scuola elementare "Reggia dei Carraresi" (nell'isolato C48). Questo quadrante è collegato al quadrante alla sua destra attraverso Porta Molino, il principale punto di accesso alla città medioevale.

### *3.1.4 Quadrante D*

Il quadrante D (fig.3.1.6) racchiude al suo interno 313 unità strutturali organizzate in 26 isolati delimitati da riviera dei Mugnai e Largo Europa a Nord, da Corso Garibaldi, via Cavour e via VIII febbraio ad Est, da via S. Canziano e via Manin a Sud, da via Dante e via Monte di Pietà ad Ovest. È la porzione di cittadella dove si è sviluppata la vita economica, politica e sociale della città attraverso il sistema di piazze e di edifici pubblici: si trovano le tre piazze principali (Piazza delle Erbe, Piazza dei Frutti e Piazza dei Signori), il palazzo del Municipio collegato al Palazzo della Ragione (nell'isolato D76) e la Loggia del Capitanio che si affaccia su Piazza dei Signori (nell'isolato D75). Vicino al Municipio sorge il Caffè Pedrocchi con il Pedrocchino, realizzati da Jappelli nella prima metà dell'ottocento (nell'isolato D70). Sono inoltre presenti le chiese di S. Fermo (nell'isolato D52), S. Lucia (nell'isolato D64), S. Andrea (nell'isolato D67) e S. Clemente (nell'isolato D74). Nella parte più a Nord si trovava la seconda porzione del vecchio quartiere di S. Lucia, la cui demolizione totale ha lasciato spazio alla costruzione di Piazza Insurrezione ed agli edifici che vi sono intorno.

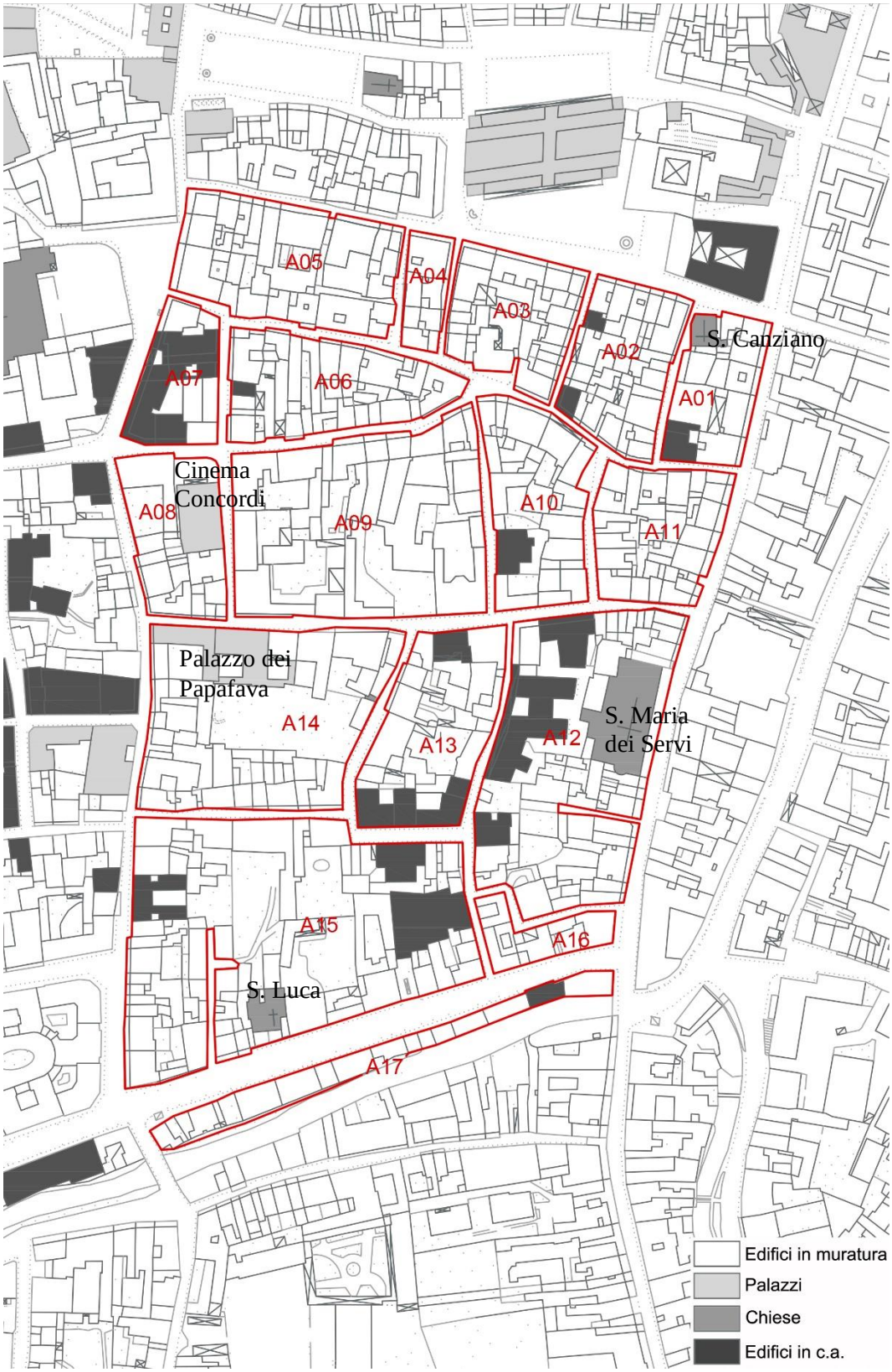



*Fig.3.1.3 Identificazione degli isolati e delle unità strutturali del quadrante A*

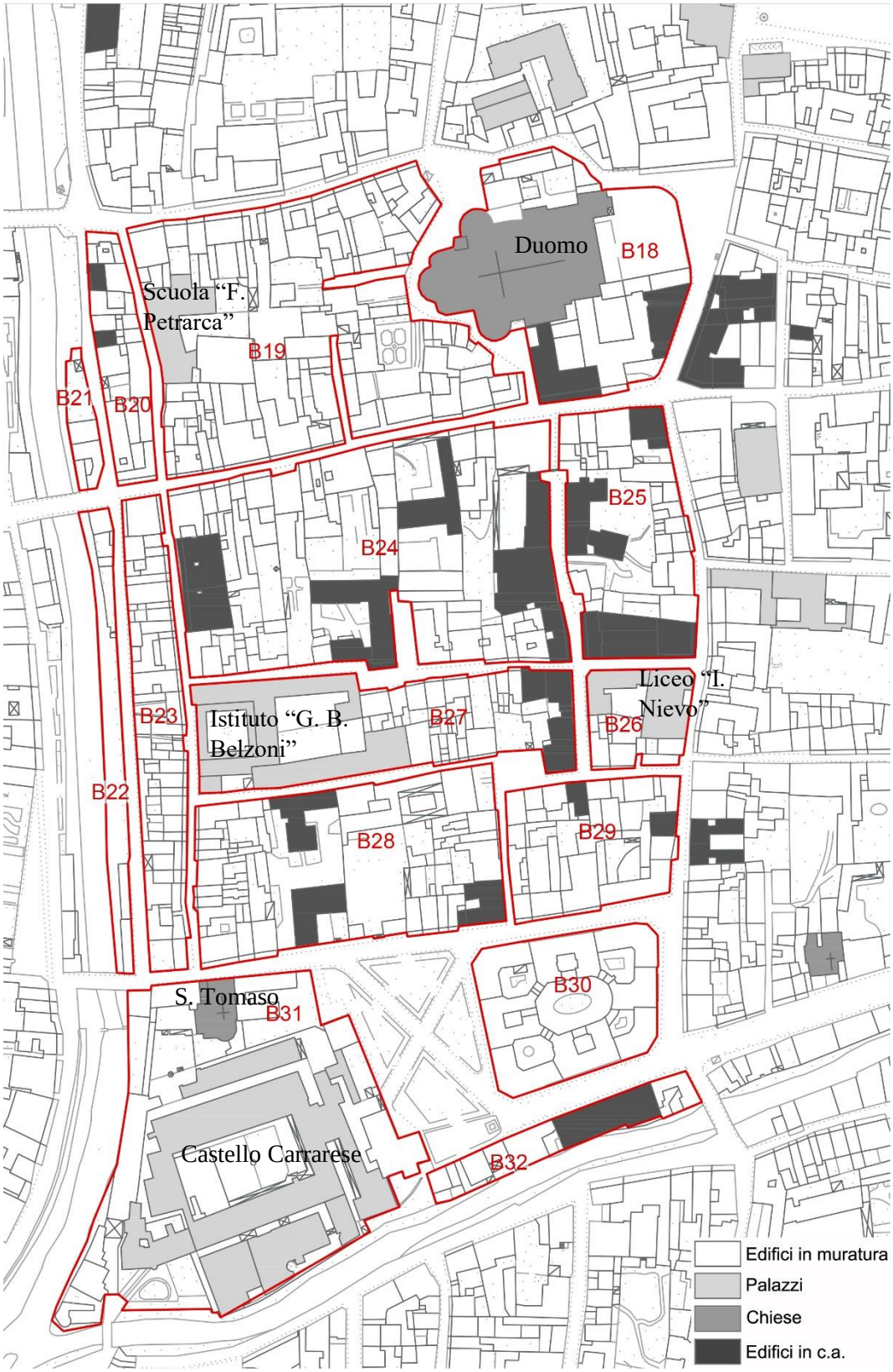



*Fig.3.1.4 Identificazione degli isolati e delle unità strutturali del quadrante B*

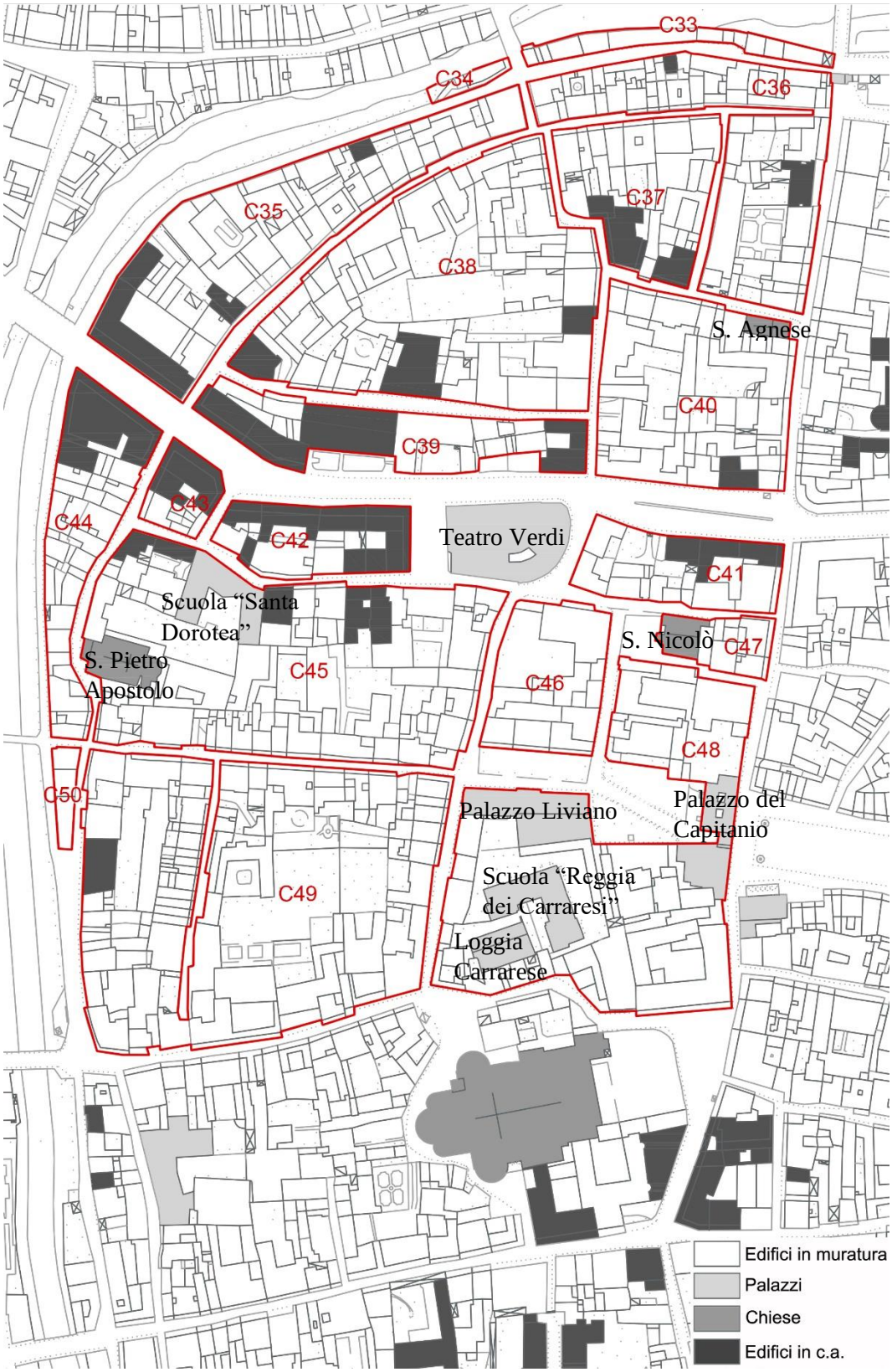



*Fig.3.1.5 Identificazione degli isolati e delle unità strutturali del quadrante C*




*Fig.3.1.6 Identificazione degli isolati e delle unità strutturali del quadrante D*

## 3.2 CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE, ARCHITETTONICHE ED URBANE

Le strade all'interno della cittadella presentano per lo più un andamento tortuoso che definisce isolati pressoché irregolari nella forma e con grandezze variabili, sia per il numero di unità che li compongono, sia per le dimensioni: si trovano isolati formati da un numero di unità che varia da 1 (come l'isolato C34) a 56 (come l'isolato B19) e di dimensioni tra 25x9 m e 200x120 m. Anche l'ampiezza delle strade e, conseguentemente, la distanza tra gli isolati, risulta molto variabile oscillando dai 3 m delle strade medioevali all'interno dell'antico ghetto, ai 24 m di corso Milano.



*Fig.3.2.1 Vista di una strada del ghetto e di corso Milano*

Le facciate degli isolati sono continue e la maggior parte di queste è contraddistinta dalla presenza dei portici, elemento caratteristico della città storica. La quasi totalità degli isolati è catalogabile come blocco irregolare quadrangolare organizzato su corti interne, formatesi dalla costruzione di più edifici intorno ad uno spazio comune e andando a creare aggregati edilizi più o meno densamente costruiti.
Il numero di piani degli edifici in muratura oggetto di analisi è prevalentemente compreso tra 2 e 4 ma non mancano unità di un solo piano o di 8 piani. Per quanto riguarda le strutture in cemento armato si possono trovare edifici anche con 17 piani, come il grattacielo su piazza Insurrezione. Frequente è la presenza del piano interrato e dei sottotetti. Molte unità sono inoltre irregolari in altezza a causa dell'aggiunta in sommità di elementi che aumentano la cubatura dell'edificio.

Per quanto riguarda la planimetria degli edifici si possono individuare delle forme ricorrenti:

- La forma ad “A”: propria degli edifici di testata nei blocchi triangolari;
- La forma a “C”: quando un edificio è organizzato sui tre lati di una corte, lasciando un lato aperto;
- La forma ad “H”: per edifici a pianta rettangolare;
- La forma a “L”: risultato di due corpi disposti perpendicolarmente tra loro;
- La forma ad “O”: che identifica gli edifici con una corte interna;
- Gli edifici irregolari: la cui forma non è assimilabile a nessuna delle precedenti.

La maggior parte degli edifici presenta una forma ad H o irregolare (fig.3.2.2).
Anche per quanto riguarda l’età degli edifici (fig.3.2.3) si può osservare una grande varietà nelle epoche di costruzione: si trovano edifici risalenti ad ogni secolo a partire dal XI, a dimostrazione della grande attività edilizia svolta negli anni. Pochi sono gli edifici di epoca medioevale pervenuti invariati poiché la maggior parte di questi ha subito variazioni strutturali o rifacimenti completi. Nella parte Nord della cittadella, in corrispondenza di corso Milano e largo Europa, si trovano gli edifici più recenti, costruiti negli anni successivi al 1921.

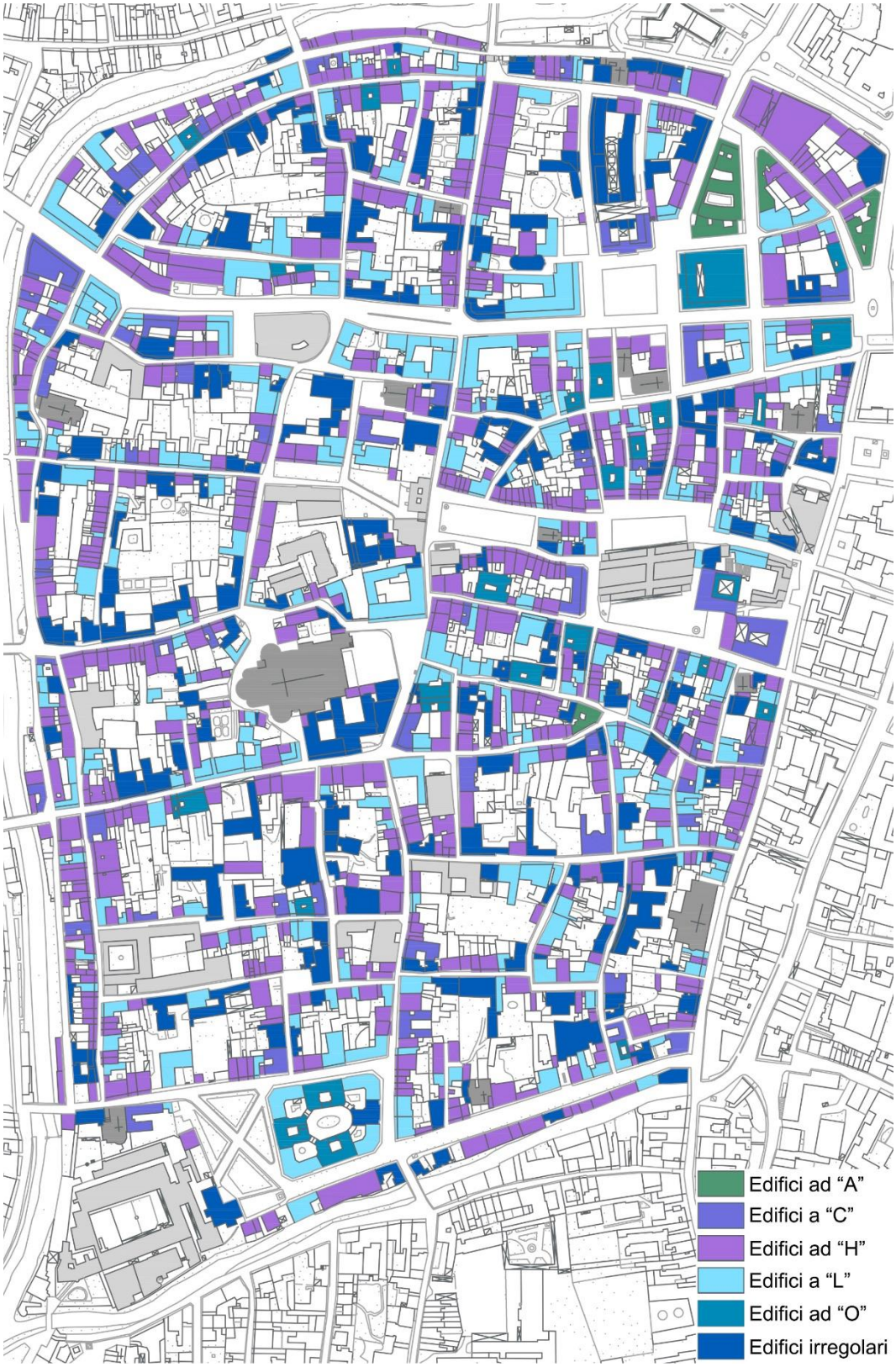



*Fig.3.2.2 Identificazione della planimetria degli edifici*

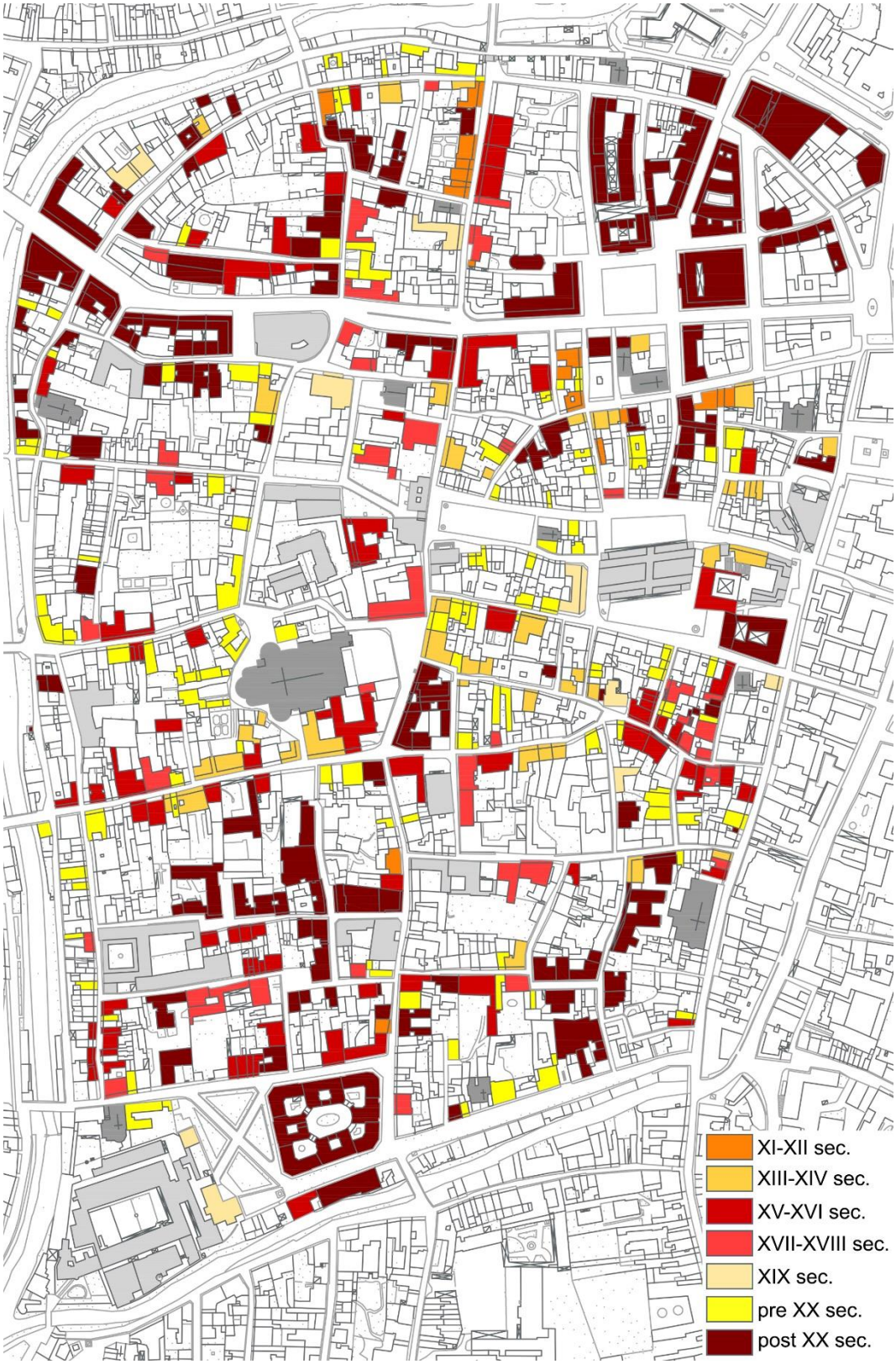



*Fig.3.2.3 Identificazione degli edifici per epoca di costruzione*

Le strutture verticali più diffuse sono costituite da murature in mattoni pieni che nella maggior parte delle unità risultano intonacate e solo raramente lasciate a vista. Negli edifici più antichi il mattone può essere abbinato a basamenti e angolari in pietra.



*Fig.3.2.4 Esempi di edifici in muratura (US 882 e 1070)*

Sono presenti, poi, delle unità edificate in corrispondenza della cinta muraria. Queste possono essere costruite sopra, a ridosso o inglobando il sistema difensivo: quelli costruiti sopra utilizzano le mura come basamento, quelli a ridosso sono strutturalmente autonomi e la cinta funge solo da rivestimento esterno, mentre quelli che inglobano le mura sfruttano queste ultime come muro perimetrale a cui si agganciano le altre pareti portanti.



*Fig.3.2.5 Esempi di edifici a ridosso delle mura (US 625 e 632)*

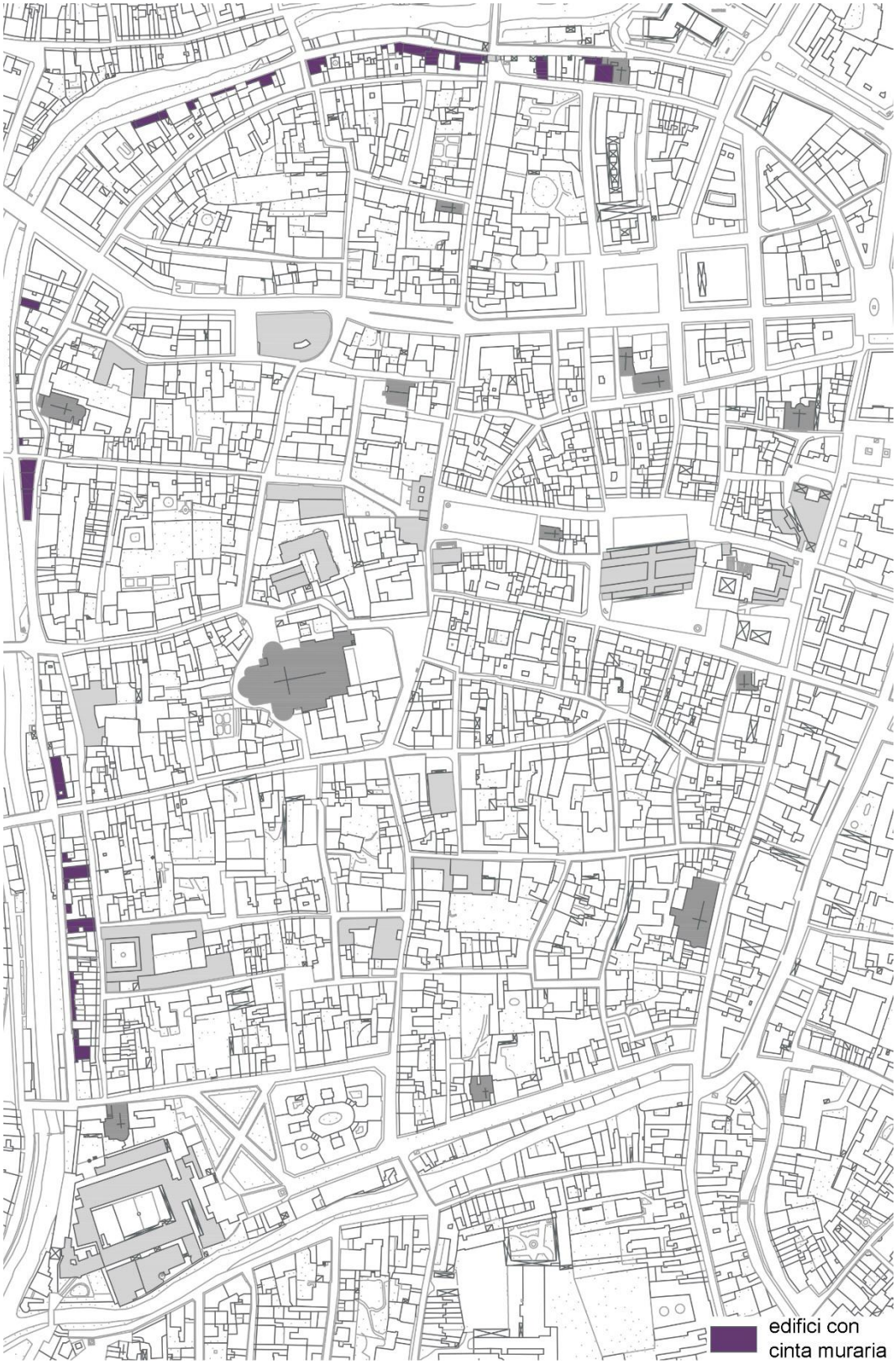



*Fig.3.2.6 Identificazione degli edifici su cui sono visibili i resti della cinta muraria*

Meno diffusi, ma la cui presenza non è trascurabile, sono gli edifici in cemento armato la cui costruzione risale al XX secolo: questi sono tipicamente caratterizzati da una struttura a telaio, una pianta molto ampia e regolare ed un numero di piani generalmente superiore a 4.



*Fig.3.2.7 Esempi di edifici in cemento armato (US 768 e 773)*

Si possono trovare anche edifici storici in cui, a seguito di interventi strutturali, sono compresenti strutture in mattoni ed in cemento armato. Ci possono essere edifici dove il piano terra è interamente in cemento mentre i piani superiori sono in muratura, oppure edifici che presentano i muri perimetrali in mattoni continui da cielo a terra e i muri interni del piano terra sostituiti da pilastri in cemento armato. Per quanto riguarda le colonne dei portici i materiali più diffusi sono la pietra ed il mattone pieno, ad eccezione delle sostituzioni con elementi in cemento armato.

Negli edifici in muratura del centro storico le strutture orizzontali sono prevalentemente lignee. Queste possono costituire l'orizzontamento di tutti i piani, essere presenti solo in alcuni livelli oppure apparire contemporaneamente ad altre strutture. Nel secondo caso le strutture possono avere solai lignei nei piani superiori e il piano terra voltato oppure con orizzontamento in laterocemento, a seguito di una sostituzione del solaio originale. Nel terzo caso invece si ha la compresenza nel medesimo piano di solai in legno e volte, le quali possono essere interamente all'interno dell'edificio o costituire il sottoportico. Negli interventi di consolidamento di alcuni edifici, per rendere meno invasiva l'operazione sugli orizzontamenti, si sono applicate travi in acciaio di rinforzo. Molto spesso la tipologia della struttura orizzontale risulta nascosta da intonaci o controsoffitti. Se sono presenti porzioni a sbalzo, queste sono rette da barbacani in pietra.



*Fig.3.2.8 Esempi di orizzontamenti visibili sul sottoportico (US 81, 331 e 733)*

Oltre ad i già citati portici, si possono trovare altri elementi caratteristici come, ad esempio, i passaggi coperti. Questi sono costituiti da strade passanti sotto unità strutturali sospese tra le due adiacenti, oppure attraverso unità il cui piano terra è parzialmente assente.



*Fig.3.7.9 Esempio di portico e strada passante sotto un'unità (rispettivamente US 416 e 1071)*

Numerosi sono inoltre gli elementi svettanti ed i corpi aggiunti in epoche successive in sommità o nel retro degli edifici Le aperture sulle facciate sono nella quasi totalità maggiori del 30% e sono accompagnate dalla presenza di cornicioni e balconi con i relativi parapetti.



*Fig.3.2.10 Esempi di corpi aggiunti (US 2 e 531)*

Nel complesso gli edifici del centro storico appaiono in buone condizioni, con assenza di lesioni o con danni che interessino solamente gli elementi non strutturali, grazie ai continui interventi di recupero e manutenzione; molti sono anche gli edifici in fase di ristrutturazione. Si sono osservati anche rari edifici in pessime condizioni, abbandonati al degrado del tempo o con lesioni passanti.



*Fig.3.2.11 Danno agli elementi non strutturali e agli elementi strutturali (rispettivamente US 124 e 696)*

## 3.3 TECNICHE COSTRUTTIVE RICORRENTI

Come appare dall'evoluzione storica della città, ciò che oggi è giunto a noi è il frutto di continue sovrapposizioni e adattamenti del costruito. A partire dai primi nuclei medioevali, l'aggiunta di nuovi elementi ha prodotto, infatti, sistemi edilizi complessi. Queste modifiche hanno portato alla formazione di corpi edilizi con strutture disomogenee, costituite da materiali diversi, nelle quali si possono, però, riconoscere tecnologie comuni legate al periodo storico, interventi affini e forme di evoluzione ricorrenti.

### *3.3.1 Strutture verticali*

La maggior parte degli edifici è in **muratura** ed è realizzata con laterizi o elementi lapidei, assemblati attraverso l'utilizzo della malta. Le tipologie prevalenti presenti sono:

- *Murature in mattoni pieni:* costituiscono la struttura verticale degli edifici veri e propri e sono formate da elementi in laterizio di dimensione 5x12x25 cm, messi in opera in corsi continui e tra loro sfalsati. In base alla disposizione dei mattoni e del loro numero (fig.3.3.1) si possono avere murature con spessori variabili, per lo più compresi tra 25 e 64 cm, fino a 103 cm.

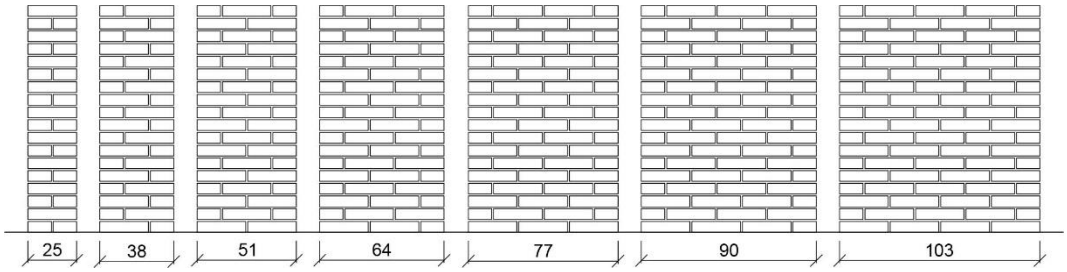



*Fig.3.3.1 Rappresentazione degli spessori delle murature*

Generalmente si nota una riduzione della sezione muraria man mano che si sale di piano, ma non mancano esempi di sezione costante o, rarissimi casi, di aumento della sezione. Nel caso di spessori elevati, inoltre, la muratura può essere costituita da più paramenti realizzati con materiali disomogenei. In alcuni edifici, in corrispondenza degli angoli e alla base della struttura, i mattoni sono sostituiti da elementi lapidei squadrati e di grande dimensioni, dotati di maggiore resistenza.



*Fig.3.3.2 Esempio di muratura ordinaria in laterizio (US 972)*

- *Murature in pietra a spacco:* sono costituite da elementi più o meno regolari interposti a ricorsi in laterizio che regolarizzano la superficie. Questa è la tipologia appartenente alla cinta muraria, il cui spessore fa presupporre la presenza di tre paramenti, in cui quello centrale è costituito da materiali di risulta.

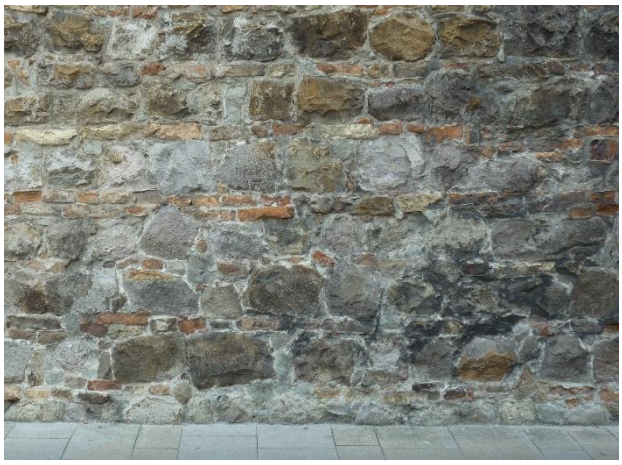


*Fig.3.3.3 Esempio di muratura in pietrame con ricorsi in laterizio (US 390)*

È presente anche un'unità strutturale la cui tipologia muraria è costituita da blocchi lapidei squadrati. La pietra, oltre a costituire la struttura verticale di alcune unità ed essere presente negli angolari e nei basamenti, viene utilizzata anche nelle colonne dei portici. Le colonne, talvolta, possono essere realizzate anche in mattoni o in cemento armato.




*Fig.3.3.4 Esempi di colonne in pietra e in cemento armato (rispettivamente US 164 e 744)*

Altro elemento verticale presente, ma meno diffuso, è il pilastro in **cemento armato**. Questo può essere parte di una struttura a telaio costituita interamente da elementi in cemento armato oppure può essere inserito all'interno di strutture in muratura come nuovo elemento di sostegno per rafforzare la struttura, redistribuendo le sollecitazioni di solai e pareti. In alcuni edifici al posto del pilastro in cemento armato vengono utilizzati elementi in acciaio, più snelli e meno invasivi.

### *3.3.2 Strutture orizzontali*

In base alle tipologie di strutture orizzontali rilevate (come anche per le coperture, cfr. § 3.3.3), si sono ipotizzati dei dettagli costruttivi e sono stati calcolati i relativi pesi sulla base dei pesi specifici riportati nella tabella 3.1.I delle NTC 2008. Le strutture orizzontali che si sono osservate nel corso dei sopralluoghi sono per lo più costituite da solai piani in legno o in cemento armato e da volte.

La maggior parte dei solai presenti negli edifici del centro storico di Padova presenta **strutture lignee**, le quali sono costituite da alcuni elementi fondamentali:

- Un sistema di travi portanti, incastrate alla muratura o poggianti su mensole, che definisce l'orditura del solaio, la quale può essere semplice o doppia;
- Uno strato secondario che riempie gli spazi tra le travi e può essere costituito da un tavolato ligneo o da tavelle in laterizio;
- Un massetto o un ulteriore strato ligneo;
- Uno strato di pavimentazione;
- Un eventuale strato di controsoffitto.

I solai con orditura semplice sono realizzati con unico sistema di travi che, disposte secondo la minima dimensione dell'ambiente (che non ha luce maggiore di 3-4 m) ad un interasse variabile tra 30 e 50 cm, caricano solo due dei quattro muri perimetrali, mentre, nei solai a doppia orditura, le travi principali sono disposte secondo la minima dimensione dell'ambiente ad interasse di circa 3 m e le travi secondarie, di minore dimensione, sono sovrapposte perpendicolarmente alle principali, ad una distanza che può variare dai 30 ai 50 cm; con questo tipo di orditura le sollecitazioni sono ripartite su tutti i muri, mantenendo più elevata la loro concentrazione in corrispondenza delle travi principali. Nei dettagli costruttivi ipotizzati gli orizzontamenti lignei si considerano con orditura semplice, costituita da travi di dimensioni 18x22 cm (poste ad un interasse di 50 cm) e da un tavolato a cui si sovrappongono i finiti. In base alla collocazione del solaio all'interno dell'unità, i finiti possono essere di due tipi: al primo piano, solitamente identificato come piano nobile, viene ipotizzata la presenza della finitura alla veneziana (fig.3.3.5), mentre agli altri piani si prevede una finitura con solo legno (fig.3.3.6). Da queste considerazioni deriva il fatto che l'orizzontamento del piano terra risulta più pesante degli orizzontamenti degli altri piani, rispettivamente di 4,00 kN/m$^2$ e 1,50 kN/m$^2$ (cfr. Tab.3.3.1 e Tab.3.3.2). In entrambi i casi è stata tenuta in considerazione la presenza di un eventuale controsoffitto.

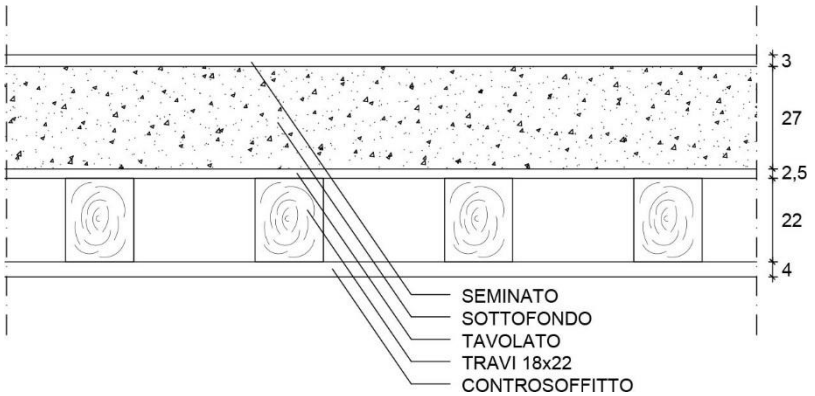



*Fig.3.3.5 Orizzontamento in legno con finitura alla veneziana (ipotizzato)*

*Tab.3.3.1 Analisi dei carichi per l'orizzontamento in legno con finitura alla veneziana*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Seminato | 3 | 30 | 0,45 | 3,87 (Approssimabile a 4,00) |
| Sottofondo (calce viva/cemento) | 27 | 8,5 | 2,60 | |
| Tavolato | 2,5 | 5,0 | 0,13 | |
| Travi | 18x22 (i=50) | 5,0 | 0,39 | |
| Controsoffitto (Perret) | 4 | 7,5 | 0,30 | |

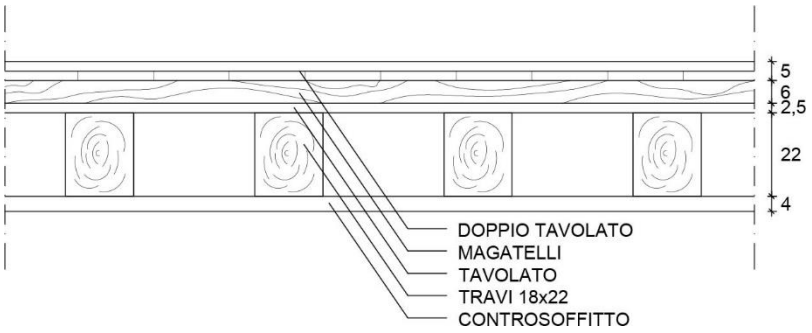



*Fig.3.3.6 Orizzontamento in legno con finitura in legno (ipotizzato)*

*Tab.3.3.2 Analisi dei carichi per l'orizzontamento in legno con finitura in legno*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Doppio tavolato | 5 | 5,0 | 0,25 | 1,11 (Approssimabile a 1,50) |
| Magatelli | 6x4 (i=30) | 5,0 | 0,04 | |
| Tavolato | 2,5 | 5,0 | 0,13 | |
| Travi | 18x22 (i=50) | 5,0 | 0,39 | |
| Controsoffitto (Perret) | 4 | 7,5 | 0,30 | |

Un'altra tipologia di orizzontamento è costituita dalla **struttura in cemento armato** (fig.3.3.7), diffusa negli edifici di recente costruzione o negli edifici storici che hanno subito la sostituzione del solaio. Questa può essere realizzata completamente in cemento (gettato in opera o prefabbricato) o presentare elementi di alleggerimento. Anche nei solai in cemento armato sono presenti le travi, che ne definiscono l'orditura semplice o doppia, come nel caso dei solai in legno. Nei dettagli costruttivi ipotizzati gli orizzontamenti in laterocemento si considerano realizzati con travetti e pignatte tra loro interposti e irrigiditi da una soletta in cemento armato, a cui si sovrappone un massetto in alleggerito come supporto allo strato di pavimentazione; all'intradosso è presente uno strato di intonaco. Dall'analisi dei carichi (riportata in tabella 3.3.3) si assume un peso dell'orizzontamento pari a 5,0 kN/m$^2$.

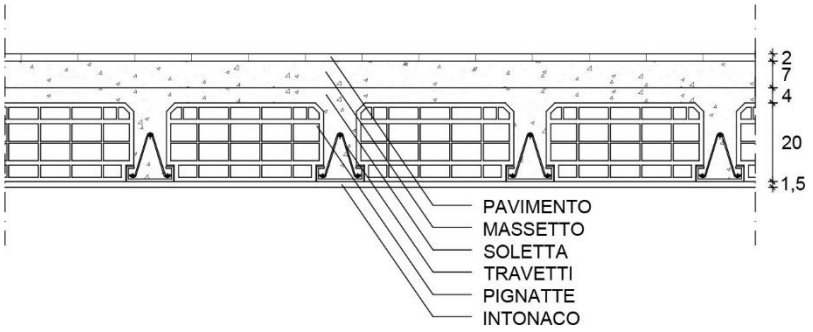



*Fig.3.3.7 Orizzontamento in laterocemento (ipotizzato)*

*Tab.3.3.3 Analisi dei carichi per l'orizzontamento in laterocemento*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Pavimento in ceramica o gres | 2 | 20,0 | 0,4 | 5,0 |
| Massetto in c.a. alleggerito | 7 | 20,0 | 1,4 | |
| Soletta in c.a. | 4 | 25,0 | 1,0 | |
| Travetti<br>Pignatte<br>Getto | 12x13,5<br>38x20<br>(i=50) | 25,0<br>5,5<br>25,0 | 1,9 | |
| Intonaco | 1,5 | 20,0 | 0,3 | |

Le **strutture voltate** sono realizzate mediante elementi in laterizio interposti a giunti di malta di spessore variabile a seconda della curvatura della volta. Ad eccezione di qualche raro caso, le volte osservate sono intonacate, non rendendo possibile la vista della tessitura muraria. Per quanto riguarda i finiti delle strutture, si segue la stessa regola degli orizzontamenti lignei: si avrà, quindi, finitura alla veneziana nei solai del piano nobile (fig.3.3.8) e finitura in legno in quelli ai piani superiori (fig.3.3.9). La parte strutturale è, invece, costituita dalla volta vera e propria al cui estradosso sono presenti frenelli alternati a materiale di risulta.

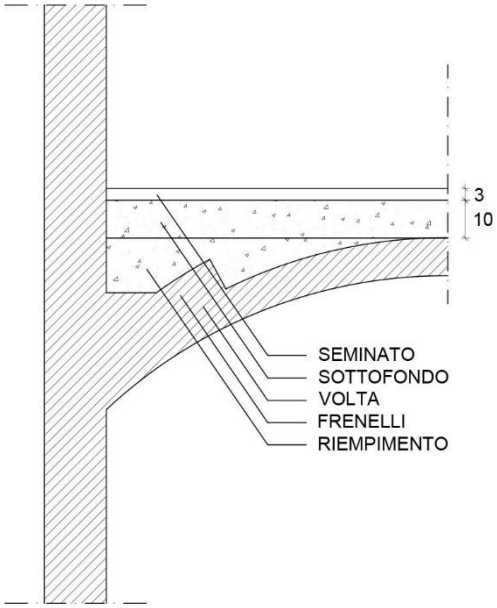



*Fig.3.3.8 Orizzontamento con volte e finitura alla veneziana (ipotizzato)*

*Tab.3.3.4 Analisi dei carichi per l'orizzontamento con volte e finitura alla veneziana*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Seminato | 3 | 30 | 0,45 | 8,25 |
| Sottofondo (calce viva/cemento) | 10 | 18 | 1,8 | |
| Volta | $\bar{h}$=55 | $\bar{\gamma}$=11,0 | 6,0 | |

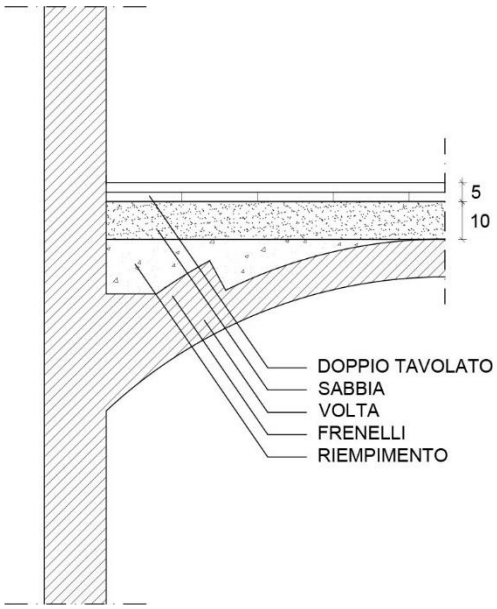



*Fig.3.3.9 Orizzontamento con volte e finitura in legno (ipotizzato)*

*Tab.3.3.5 Analisi dei carichi per l'orizzontamento con volte e finitura in legno*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Doppio tavolato | 5 | 5,0 | 0,25 | 7,75 |
| Sottofondo (sabbia) | 10 | 15 | 1,5 | |
| Volta | $\bar{h}$=55 | $\bar{\gamma}$=11,0 | 6,0 | |

### *3.3.3 Coperture*

Come per gli orizzontamenti, anche le **coperture in legno** sono quelle maggiormente diffuse. Queste possono essere piane e, dunque, realizzate come un semplice orizzontamento, secondo le tipologie descritte nel paragrafo precedente (cfr.1.8.2), oppure a falde. Nel caso di tetto a falde si possono individuare due tipologie in base all'orditura strutturale:

- *Alla piemontese*: è costituita da travi inclinate nella direzione perpendicolare alla linea di gronda. Questo tipo orditura può essere sostenuta da muri (fig.3.3.8 A), da una trave di colmo poggiante sui muri o da una trave di colmo poggiante su capriate (fig.3.3.8 C).
- *Alla lombarda*: in cui le travi sono posizionate parallelamente alla trave di colmo e sono sostenute da muri (fig.3.3.8 B) o da capriate (fig.3.3.8 D).

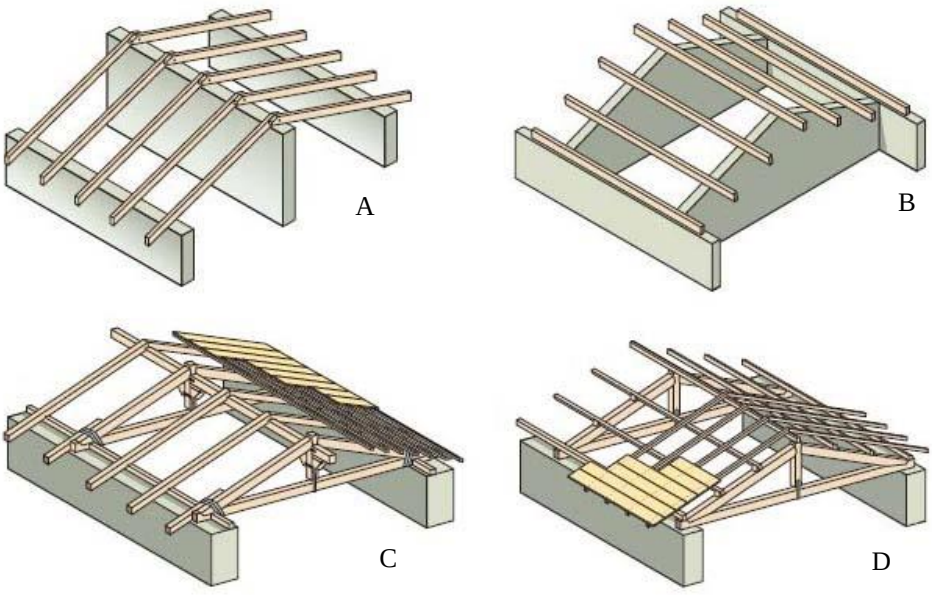



*Fig.3.3.10 Copertura alla piemontese e alla lombarda sostenute da muri (rispettivamente A e B) e da capriate (rispettivamente C e D)*
*RIFERIMENTO: Enciclopedia Treccani*

La *capriata* è formata da due travi oblique, dette puntoni, poggianti su una trave orizzontale che prende il nome di catena; tra i due puntoni scende un elemento verticale chiamato monaco, collegato ai puntoni mediante altri due elementi obliqui, detti saette. In base alla disposizione del monaco rispetto alla catena si possono individuare tre tipologie:

- *Falsa capriata*: in cui i puntoni poggiano sul monaco e questo, a sua volta, sulla catena;
- *Capriata a nodo aperto*: monaco e catena sono collegati mediante una staffa metallica non chiodata alla catena, il cui unico compito è quello di mantenere la planarità del monaco. Questa può essere di diversi tipi: palladiana, composta, composta alla palladiana o zoppa.
- *Capriata a nodo chiuso*: dove il monaco è vincolato alla catena, creando lo schema statico della trave reticolare.

Avendo effettuato dei rilievi speditivi dall'esterno, senza ispezionare internamente gli edifici, non è stato possibile avere una chiara definizione della tipologia di copertura. In base alla presenza del sottotetto nell'unità sono stati ipotizzati due dettagli costruttivi differenti: se il sottotetto è presente si considera una copertura con struttura lignea e tavelle (2,50 kN/m$^2$, cfr. Tab.3.3.6); nel caso, invece, in cui non vi sia la presenza del sottotetto la copertura lignea è realizzata unicamente con elementi in legno (fig.3.3.12). In questo caso è comunque presente un sottotetto che, però, viene considerato non abitabile.

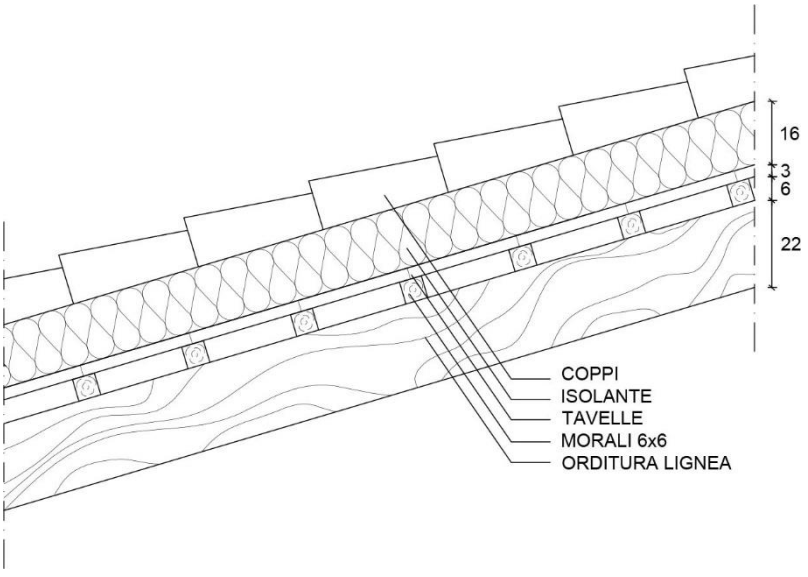



*Fig.3.3.11 Copertura con legno e tavelle (ipotizzata)*

*Tab.3.3.6 Analisi dei carichi per la copertura con legno e tavelle*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Coppi | 18,5/14,5x45 | 18,0 | 0,80 | 2,14 (Approssimabile a 2,50) |
| Isolante (fibra di legno) | 16 | 1,5 | 0,24 | |
| Tavelle | 15x25x3 | 18,0 | 0,54 | |
| Morali | 6x6 (i=30) | 5,0 | 0,06 | |
| Orditura lignea | - | 5,0 | 0,50 | |

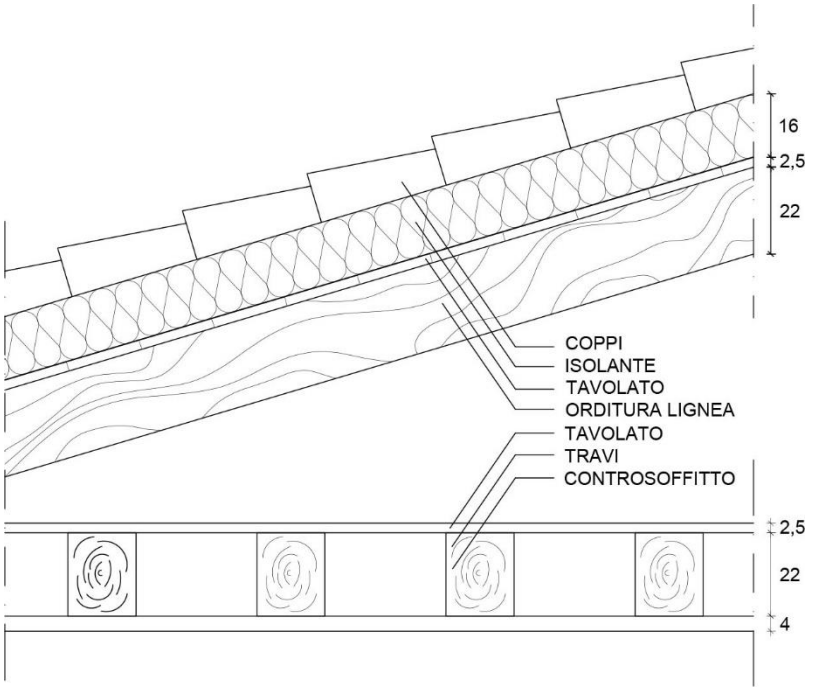



*Fig.3.3.12 Copertura in legno (ipotizzata)*

*Tab.3.3.7 Analisi dei carichi per la copertura in legno*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Coppi | 18,5/14,5x45 | 18,0 | 0,80 | (Copertura inclinata) 1,67 (Approssimabile a 2,00) |
| Isolante (fibra di legno) | 16 | 1,5 | 0,24 | |
| Tavolato | 2,5 | 5,0 | 0,13 | |
| Orditura lignea | - | 5,0 | 0,50 | |
| Tavolato | 2,5 | 5,0 | 0,13 | (Sottotetto non abitabile) 0,82 (Approssimabile a 1,00) |
| Travi | 18x22 (i=50) | 5,0 | 0,39 | |
| Controsoffitto (Perret) | 4 | 7,5 | 0,30 | |

Un altro modello diffuso è la **copertura in laterocemento** (fig.3.3.13), nella quale gli schemi statici sono gli stessi delle coperture lignee, con tipologia alla piemontese e alla lombarda, ma dove la trave in legno è sostituita da travi in cemento armato e non è presente la capriata come elemento di sostegno. La copertura in laterocemento può, inoltre, essere sorretta da muretti e tavelloni che poggiano su un normale orizzontamento piano (fig.3.3.14). Anche in questo caso si sono ipotizzati due diversi dettagli costruttivi a seconda della presenza o meno del sottotetto. Nel caso in cui il sottotetto sia presente, si ha una copertura in laterocemento con travetti e pignatte, realizzata nel medesimo modo di un orizzontamento, ma inclinata (4,50 kN/m$^2$, cfr. Tab.3.3.8). Nel caso in cui non vi sia la presenza del sottotetto la copertura è costituita da muretti e tavelloni. Anche in questo caso è presente un sottotetto che viene considerato non praticabile.

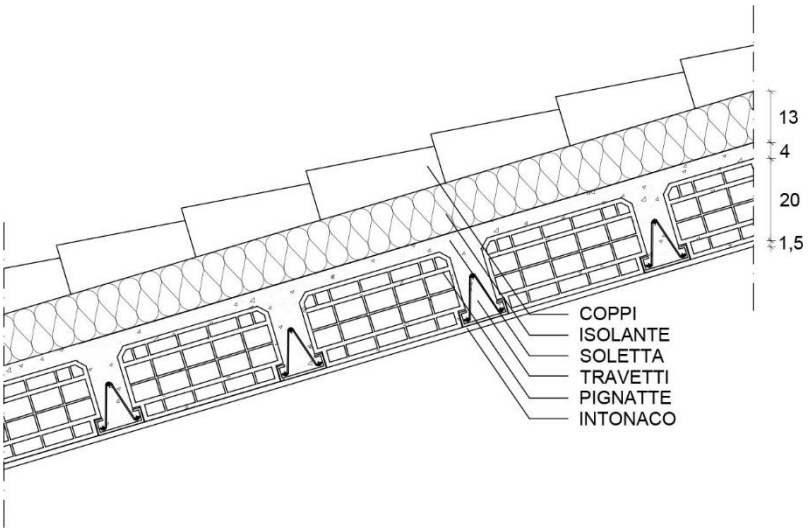



*Fig.3.3.13 Copertura in laterocemento (ipotizzata)*

*Tab.3.3.8 Analisi dei carichi per la copertura in laterocemento*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Coppi | 18,5/14,5x45 | 18,0 | 0,80 | 4,30 (Approssimabile a 4,50) |
| Isolante (Lana di roccia) | 13 | 1,5 | 0,20 | |
| Soletta in c.a. | 4 | 25,0 | 1,00 | |
| Travetti<br>Pignatte<br>Getto | 12x13,5<br>38x20<br>(i=50) | 25,0<br>5,5<br>25,0 | 1,90 | |
| Intonaco | 1,5 | 20,0 | 0,30 | |

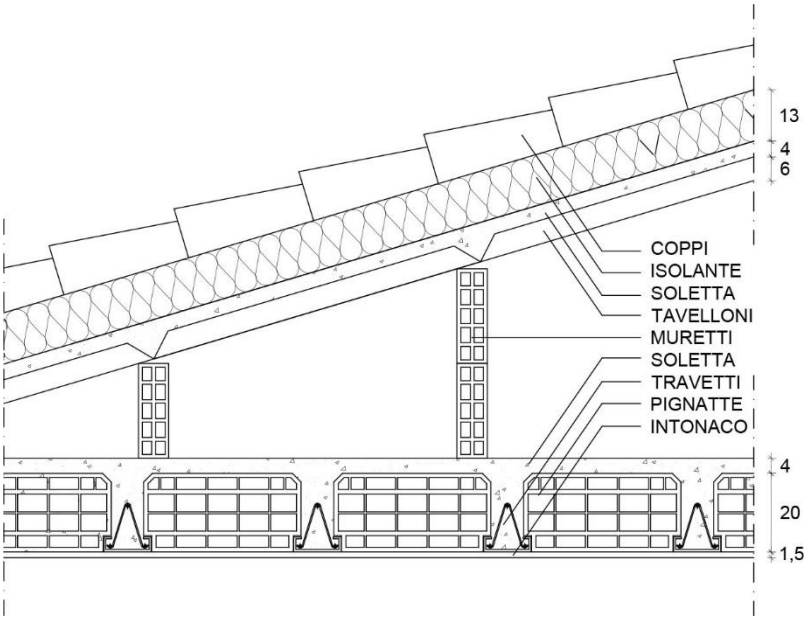



*Fig.3.3.14 Copertura con muretti e tavelloni (ipotizzata)*

*Tab.3.3.9 Analisi dei carichi per la copertura con muretti e tavelloni*

| ELEMENTI | DIMENSIONI [cm] | PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m$^3$] | PESO UNITA' DI SUPERFICIE [kN/m$^2$] | PESO TOTALE [kN/m$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| Coppi | 18,5/14,5x45 | 18,0 | 0,80 | (Copertura inclinata) 3,20 |
| Isolante (Lana di roccia) | 13 | 1,5 | 0,20 | |
| Muretti e tavelloni + Soletta in c.a. | 8x25x25 (i=90)<br>90x25x6<br>4 | 5,5<br>25,0 | 2,20 | |
| Soletta in c.a. | 4 | 25,0 | 1,00 | (Sottotetto non abitabile) 3,20 |
| Travetti<br>Pignatte<br>Getto | 12x13,5<br>38x20<br>(i=50) | 25,0<br>5,5<br>25,0 | 1,90 | |
| Intonaco | 1,5 | 20,0 | 0,30 | |

## 3.4 ELEMENTI DI RINFORZO

Gli elementi di rinforzo sono tutti quegli elementi volti a migliorare la risposta strutturale dell'edificio in caso di sisma, sanando i difetti originari, le conseguenze del degrado ed eventuali dissesti, al fine di avvicinare l'edificio al comportamento scatolare. Sono prevalentemente destinati ad incrementare la qualità muraria o a redistribuire le sollecitazioni tra i diversi elementi strutturali. Gli elementi di rinforzo per l'incremento della qualità muraria sono costituiti da iniezioni o intonaci armati o non armati e sono difficilmente riconoscibili perché il loro inserimento non risulta visibile per la buona qualità dell'intervento. Per la redistribuzione delle sollecitazioni, invece, si utilizzano contrafforti, speroni, elementi di contrasto o

catene, le quali, nonostante siano interne all'edificio, si possono riconoscere grazie alla presenza del capochiave che le ancora alle pareti. Altri elementi di rinforzo possono essere costituiti da cerchiature e cinture per il confinamento di murature e colonne. Nel corso dell'attività in sito è stato possibile riconoscere solo quegli elementi visibili dall'esterno. In particolare si è osservata la presenza di:

- *Catene*: elementi metallici largamente presenti nella maggior parte degli edifici del centro storico, inseriti allo scopo di migliorare il comportamento sismico della struttura per quanto riguarda l'attivazione di meccanismi di ribaltamento fuori piano. Sono generalmente applicate a livello del solaio, in corrispondenza delle pareti perpendicolari a quella da rinforzare, e sono ancorate alla parete attraverso il capochiave. Il capochiave può avere diverse forme (soprattutto circolare, rettangolare o a paletto) e può essere visibile all'esterno dell'edificio o nascosto dall'intonaco. Le catene vengono inserite anche nei portici per contrastare la spinta degli archi.



*Fig.3.4.1 Esempi di catene (US 841, 905, 990 e 638)*

- *Cinture*: è un sistema tridimensionale di cuciture metalliche, capace di confinare la muratura e conferire comportamento scatolare all'edificio.



*Fig.3.4.2 Esempi di cinture (US 67 e 990)*

- *Cerchiature*: consistono nell'applicazione di elementi (solitamente metallici) atti a confinare gli elementi strutturali, soprattutto le colonne. Questo confinamento limita le deformazioni laterali dell'elemento, aumentandone la resistenza a compressione.



*Fig.3.4.3 Esempi di colonne con cerchiature (US 215 e 327)*

- *Elementi di contrasto:* aggiunta di materiale alla base dell'edificio in corrispondenza degli angoli atta ad aumentare lo spessore della muratura e migliorare la resistenza delle parti più vulnerabili in caso di sollecitazioni dinamiche.



*Fig.3.4.4 Esempio di elemento di contrasto (US 48)*

# 4 ANALISI TIPOLOGICHE

Il punto di partenza per lo studio della vulnerabilità è costituito dalla definizione di tipologie, possibile grazie all'individuazione degli elementi ricorrenti e caratteristici nelle diverse unità strutturali. Per fare questo è stata importante l'analisi storica con la quale si è studiato lo sviluppo urbanistico della città di Padova e le modifiche che i suoi aggregati edilizi hanno subito nel corso dei secoli. Il ruolo fondamentale, però, è stato assunto dall'attività di schedatura in sito che ha reso possibile raccogliere e documentare i tratti caratteristici del costruito. Nei paragrafi successivi (§ 4.1 e § 4.2) viene riportata la descrizione del metodo di schedatura utilizzato e l'elaborazione dei dati raccolti grazie ad esso.

## 4.1 ATTIVITA' IN SITO

L'attività di schedatura è stata un elemento indispensabile per l'acquisizione delle informazioni a partire dalle quali si è sviluppato l'intero lavoro. Trattandosi di un'analisi svolta per edifici in aggregato, si è resa necessaria l'individuazione dell'unità strutturale, ovvero un sistema strutturale continuo da cielo a terra e delimitato da spazi aperti, giunti strutturali o edifici contigui solo tipologicamente, o anche strutturalmente, diversi[1]. Oggetti di schedatura sono dunque state le unità strutturali presenti nell'area di studio, riconosciute anche grazie all'analisi storica del costruito padovano. Ad eccezione di scuole, chiese, palazzi ed edifici monumentali, che non sono stati oggetto di analisi, le unità strutturali numerate e schedate sono quelle visibili dalle strade, per le quali si è scelto di procedere isolato per isolato con una numerazione in senso antiorario a partire dall'unità collocata a Nord-Est.

I dati acquisiti durante l'attività sono solamente quelli rilevabili dall'esterno e, per questo, molto spesso caratterizzati da un certo livello di incertezza. Per la raccolta di tali dati si è compilata una scheda speditiva per gli edifici in muratura divisa in due parti: la prima individua i dati geometrici, tipologici e di vulnerabilità, mentre la seconda è relativa ad esposizione e danno. I dati da inserire possono essere codici alfanumerici di carattere, numeri interi, numeri con una sola cifra decimale o stringhe alfanumeriche formate da uno o più caratteri, la cui definizione si trova nelle apposite istruzioni di compilazione della scheda (cfr. Tab.4.1.1 e Tab.4.1.2).

[1] D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, § 8.7.1

In base al grado di certezza dei dati vengono inoltre utilizzati diversi colori: ad un dato certo corrisponde il colore verde, ad un dato incerto corrisponde il colore nero e ad un dato ipotizzato il colore rosso.

### *4.1.1 Dati geometrici, tipologici e di vulnerabilità*

In questa prima sezione si richiede inizialmente l'inserimento di dati riguardanti la localizzazione dell'unità (nome dell'edificio, via, numero civico, posizione nell'aggregato) ed alcune informazioni generali (epoca di costruzione, numero di piani, superficie), per passare poi ai dati rilevati in sito riguardanti geometria, tipologia ed elementi di vulnerabilità. In particolare viene richiesto:

- Dati geometrici riguardanti altezza media di piano, spessore della muratura e percentuale di bucature in facciata per ogni facciata visibile;
- Dati tipologici riguardanti tipologia strutturale, strutture verticali e orizzontali prevalenti, tipologia di copertura e numero di falde, tipologia di collegamenti per strutture verticali e orizzontali, regolarità planimetrica ed altimetrica;
- Altri fattori di regolarità e vulnerabilità come la presenza di piano debole, elementi non strutturali o elementi di rinforzo.

La sezione si conclude con la definizione del grado di accuratezza della visita.
Di seguito viene riportata la parte della scheda appena presentata e le istruzioni per la sua compilazione.
Questa parte della scheda compilata si può consultare in allegato A1. Per facilitare la lettura delle informazioni relative agli elementi di vulnerabilità e di rinforzo presenti nelle diverse unità strutturali, si è compilata una tabella riassuntiva riportata in allegato A3.

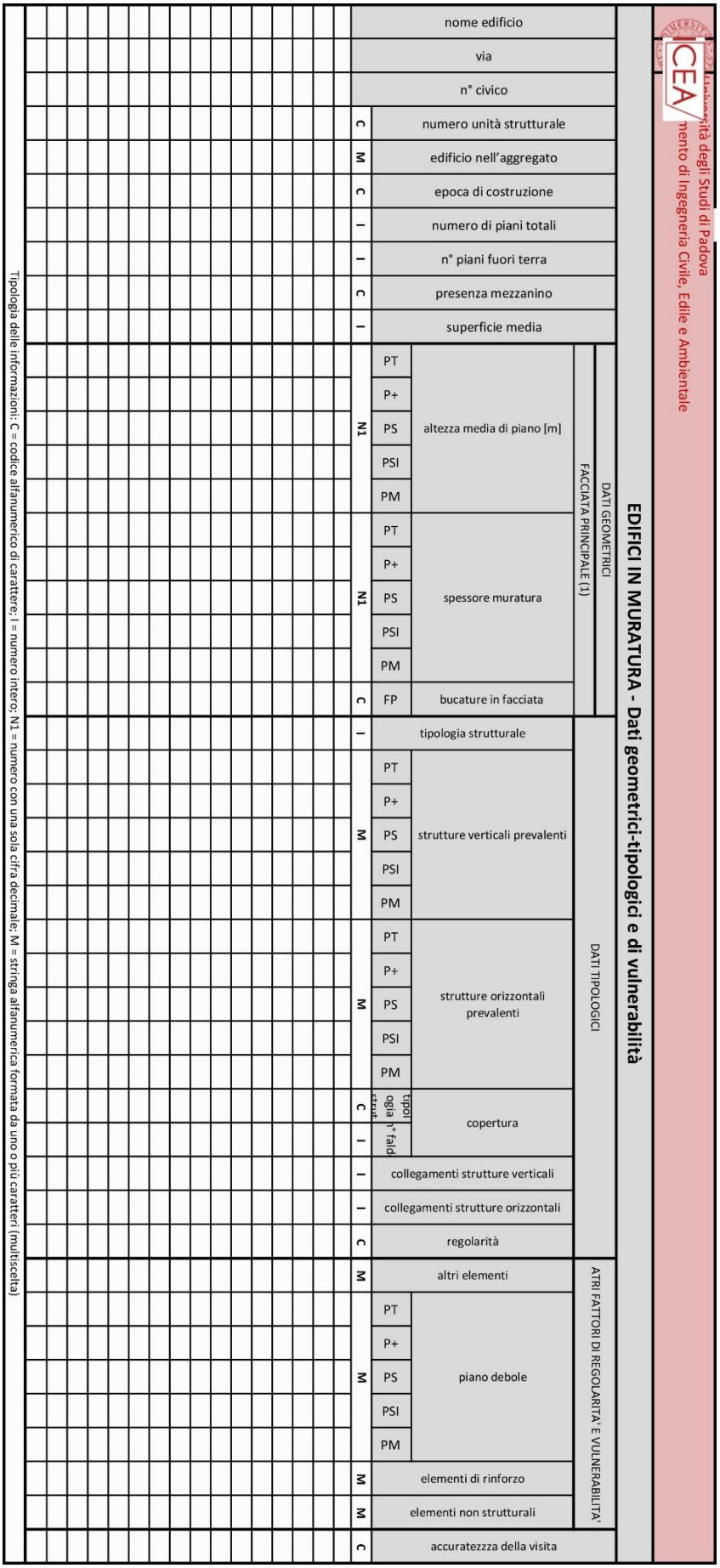



*Fig.4.1.1 Scheda speditiva edifici in muratura – Dati geometrici-tipologici e di vulnerabilità*

*Tab.4.1.1 Istruzioni scheda speditiva edifici in muratura – Dati geometrici-tipologici e di vulnerabilità*

EDIFICIO NELL'AGGREGATO (Multiscelta)

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1 | isolato | A | stessa altezza |
| 2 | di testata | B | più alto |
| 3 | d'angolo | C | più basso |
| 4 | interno | D | più alto e più basso |
| 5 | arretrato | E | svettante |
| 6 | sporgente | F | solai sfalsati |

ETA'

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| A | <1900 | E | '50 - '60 | I | 2000 - 2008 |
| B | 1900 - '20 | F | '60 – '70 | | |
| C | '20 - '30 | G | '70 – '80 | | |
| D | '30 - '50 | H | '80 – 2000 | | |

NUMERO DI PIANI FUORI TERRA

Indicare il numero di piani dell'edificio conteggiati a partire dalla quota terreno, attorno all'edificio, più bassa, compreso l'eventuale sottotetto se presenta un'altezza media che differisce meno del 20% rispetto all'altezza media dei piani sottostanti. L'eventuale sottotetto si include nel conteggio del numero di piani se è praticabile (se presenta altezza media che differisce meno del 20% rispetto all'altezza).
Il seminterrato è da indicarsi solo nel caso in cui la porzione fuori terra sia >=50cm.

| | |
|---|---|
| S | sottotetto praticabile |
| SI | seminterrato |
| M | mezzanino |

Es: nel caso di un edificio con 3 piani e seminterrato, indicare 3+SI

PRESENZA MEZZANINO

| | |
|---|---|
| A | parziale |
| B | su tutto il piano |

SUPERFICIE MEDIA Indicare il valore medio della superficie di piano

ALTEZZA MEDIA DI PIANO Indicare il valore medio delle altezze di interpiano di tutti i piani dell'edificio, approssimato a 0,5 m.

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| PT | piano terra | PS | piano sottotetto | PM | piano mezzanino |
| P+ | piani superiori | PSI | piano seminterrato | | |

SPESSORE DEI MURI

| | | | |
|---|---|---|---|
| PT | piano terra | PS | piano sottotetto |
| P+ | piani superiori | PSI | piano seminterrato |
| PM | piano mezzanino | | |

BUCATURE IN FACCIATA

| | | | |
|---|---|---|---|
| A | < 10% | C | 20%-30% |
| B | 10%-20% | D | > 30% |

TIPOLOGIA STRUTTURALE

| | |
|---|---|
| 1 | Solo pareti perimetrali |
| 2 | con muri di spina |
| 3 | c.a. (o altre strutture intelaiate) su muratura |
| 4 | muratura su c.a. (o altre strutture intelaiate) |
| 5 | muratura mista a c.a. (o altre strutture intelaiate) in parallelo sugli stessi piani |
| 6 | muratura intelaiata |
| 7 | telaio |

TIPOLOGIA DI STRUTTURA VERTICALE

| | |
|---|---|
| A | Sacco |
| B | sacco con spigoli, mazzette, ricorsi |
| C | pietra sbozzata |
| D | pietra sbozzata con spigoli, mazzette, ricorsi |
| E | pietra arrotondata |
| F | pietra arrotondata con spigoli, mazzette, ricorsi |
| G | blocchetti di tufo, pietra squadrata |
| H | mattoni pieni o multiforo |
| I | mattoni forati |
| L | altro (es: blocchetti calcestruzzo inerti pesanti, blocchetti calcestruzzo inerti leggeri) |
| M | c.a., telaio |

Si richiede la compilazione delle strutture verticali prevalenti per:

| | | | |
|---|---|---|---|
| PT | piano terra | PS | piano sottotetto |
| P+ | piani superiori | PSI | piano seminterrato |
| PM | piano mezzanino | | |

nb: se si utilizza il codice L, indicare in nota quale tipologia è presente

TIPOLOGIA DI STRUTTURA ORIZZONTALE

| | |
|---|---|
| A | legno |
| B | legno con catene |
| C | putrelle e voltine o tavelloni |
| D | putrelle e voltine o tavelloni con catene |
| E | laterocemento o solette in c.a. |
| F | volte senza catene |
| G | volte con catene |
| H | miste volte solai |
| I | miste volte solai con catene |
| J | muretti e tavelloni |

Si richiede la compilazione delle strutture orizzontali prevalenti per:

| | | | |
|---|---|---|---|
| PT | piano terra | PS | piano sottotetto |
| P+ | piani superiori | PSI | piano seminterrato |
| PM | piano mezzanino | | |

n.b.: indicare la tipologia di struttura orizzontale del sottotetto solo se portante

COLLEGAMENTI TRA STRUTTURE VERTICALI

1 cordoli e/o catene a tutti i livelli
2 buon ammorsamento tra i muri
3 senza cordoli e cattivo ammorsamento

COLLEGAMENTI TRA STRUTTURE ORIZZONTALI

1 orizzontamenti rigidi e ben collegati
2 orizzontamenti deformabili e ben collegati
3 orizzontamenti rigidi e mal collegati
4 orizzontamenti deformabili e mal collegati

REGOLARITA'
A planimetrica e altimetrica
B altimetrica
C planimetrica
D nessuna

ALTRI ELEMENTI

| | | | |
|---|---|---|---|
| A | portici | H | aperture disallineate |
| B | loggiati | I | aggetti ed elementi svettanti |
| C | scale esterne | L | copertura pesante |
| D | corpi aggiunti | M | demolizione elementi portanti |
| E | pilastri isolati | N | consolidamenti irregolari |
| F | muri in falso | O | solai sfalsati |
| G | porzioni a sbalzo | P | demolizione e ricostruzione portico |

PIANO DEBOLE

1 Piano con molte aperture e/o aperture di grandi dimensioni
2 Piano con significativi restringimenti di sezione in pianta
3 Piano con muri di spina ridotti o assenti
4 Piano con peggiori caratteristiche meccaniche della muratura

Si richiede di definire per quale piano è individuato il piano debole:

| | | | |
|---|---|---|---|
| PT | piano terra | PS | piano sottotetto |
| P_ | piani superiori | PSI | piano seminterrato |
| PM | piano mezzanino | | |

ELEMENTI DI RINFORZO (Multiscelta)

A contrafforti e/o speroni
B elementi di contrasto
C catene efficaci
E muratura rinforzata con iniezioni o intonaci non armati
F muratura armata o con intonaci armati
G muratura con altri o non identificati rinforzi
H cerchiature e/o cinture

ELEMENTI NON STRUTTURALI

| | Elementi ben collegati | Elementi mal collegati |
|---|---|---|
| Assenza di elementi non strutturali | - | - |
| Tramezzi non strutturali (forati, etc) | A | B |

| | | |
|---|---|---|
| Manto di copertura tipico (tegole, coppi) | C | D |
| Comignoli ed altri elementi verticali | E | F |
| Balconi (in muratura, acciaio, c.a., etc) | G | H |
| Cornicioni (muratura, scarsa qualità ancoraggi, etc) | I | L |
| Parapetti (in muratura, c.a., etc) | M | N |
| Controsoffitti, rivestimenti | O | P |

ACCURATEZZA DELLA VISITA

A solo dall'esterno
B parzialmente dall'interno
C completa

### *4.1.2 Esposizione e danno*

La seconda parte richiede informazioni riguardanti:

- Esposizione ed utilizzazione;
- Danno ad elementi strutturali (in particolare a strutture verticali, solai, scale e copertura) e non strutturali, indicando infine il livello globale.

In conclusione è riportato uno spazio per inserire eventuali note.

Di seguito viene riportata la parte della scheda appena presentata e le istruzioni per la sua compilazione.

La parte della scheda relativa al danno è riportata compilata in allegato A2.

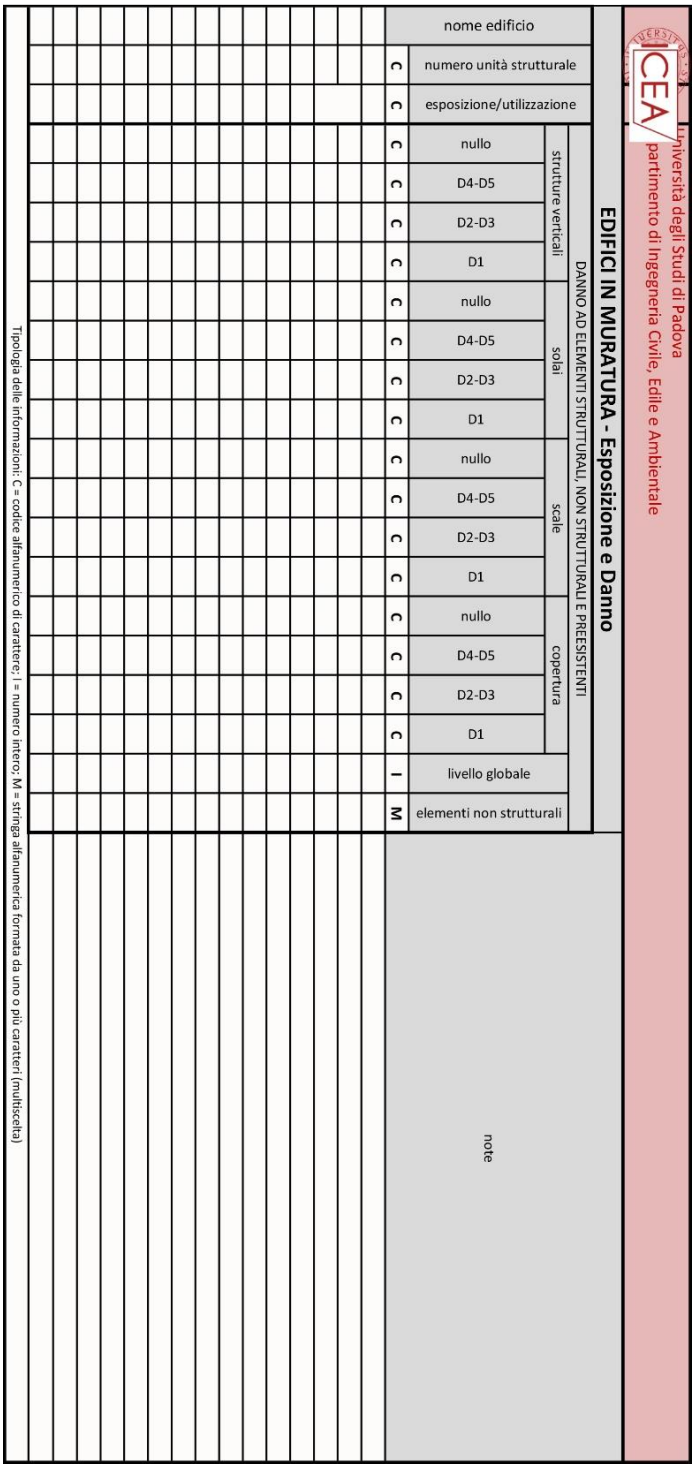



*Fig.4.1.2 Scheda speditiva edifici in muratura – Esposizione e Danno*

*Tab.4.1.2 Istruzioni scheda speditiva edifici in muratura – Esposizione e Danno*

ESPOSIZIONE – UTILIZZAZIONE

| | | | |
|---|---|---|---|
| A | residenziale | E | biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale |
| B | uffici | D | ambienti ad uso commerciale |
| C | ambienti suscettibili di affollamento | F | rimesse e parcheggi |

DANNO – LIVELLO/ESTENSIONE

| | >2/3 | 1/3-2/3 | <1/3 |
|---|---|---|---|
| D4-D5 | A | B | C |
| D2-D3 | D | E | F |
| D1 | G | H | I |

Indicare l'assenza di danno con una X nella casella nullo

DANNO – LIVELLO EMS GLOBALE

| | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| strutturale | Nullo | Nullo | Lieve | Medio-grave | Crollo parziale | Crollo totale |
| non strutturale | Nullo | Lieve | Grave | - | - | - |

DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

1 intonaci, rivestimenti, controsoffitti
2 caduta tegole, comignoli…
3 caduta cornicioni, parapetti…
4 caduta altri oggetti interni o esterni

## 4.2 ANALISI DEI DATI

I dati raccolti in sito sono relativi a 1242 unità strutturali, alcune delle quali realizzate in mattoni ed altre con struttura in cemento armato. Questi dati sono stati analizzati e tra loro confrontati per identificare le caratteristiche comuni al fine della definizione delle tipologie. I risultati di tali elaborazioni sono riportati di seguito e sono stati rappresentati graficamente nelle tavole in allegato (allegato B).

### *4.2.1 Tipologia del costruito*

La maggior parte delle unità strutturali è costituita da edifici in muratura: questi rappresentano infatti l'89% del costruito schedato. Il restante 11% corrisponde agli edifici in cemento armato che non verranno tenuti in considerazione nelle prossime

analisi. I dati riportati all'interno dei paragrafi successivi sono, infatti, relativi alle sole unità strutturali in muratura.

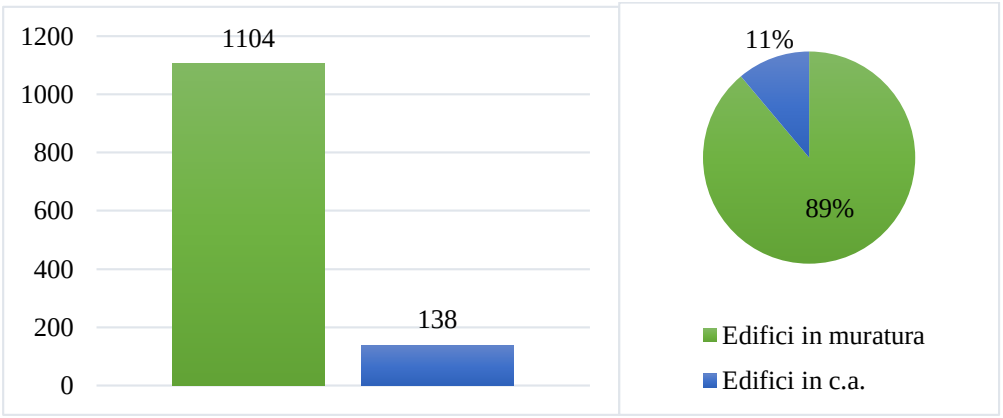



*Fig.4.2.1 Numero e percentuale di edifici per ogni tipologia*

### *4.2.2 Numero di piani*

Il numero di piani fuori terra degli edifici risulta variabile da un minimo di 1 ad un massimo di 8, con una concentrazione maggiore tra i 2 ed i 4 piani. Gli edifici a 2 piani costituiscono il 20% del totale, quelli a 3 piani, che risultano la maggior parte, il 42%, mentre quelli a 4 piani il 26%.

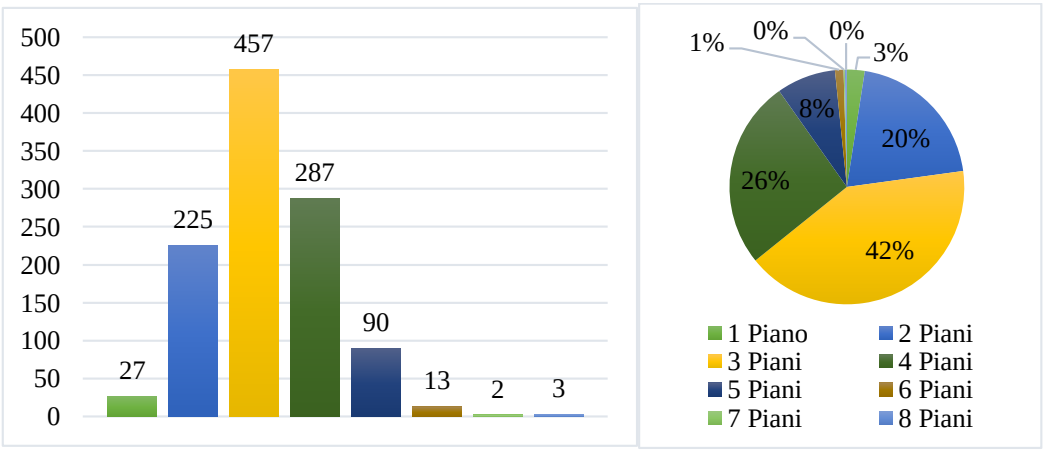



*Fig.4.2.2 Numero e percentuale di edifici per numero di piani fuori terra*

In alcuni edifici, oltre ai piani regolari, può essere presente il piano interrato, il seminterrato, il mezzanino oppure il sottotetto. Delle 1104 unità strutturali in muratura, 164 hanno il piano interrato, 49 il seminterrato, 46 il mezzanino e 219 il sottotetto. In queste unità strutturali può essere presente solo uno tra questi piani o più di uno contemporaneamente.

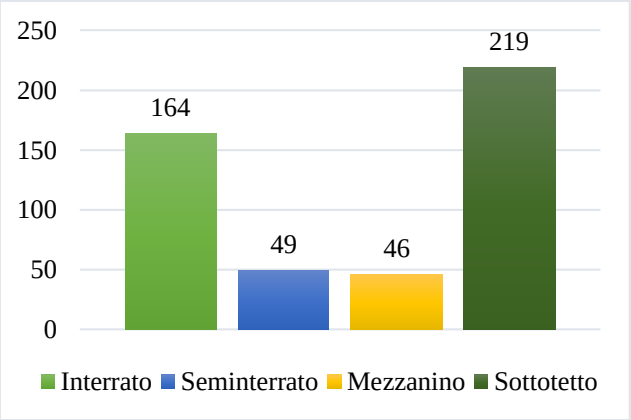



*Fig.4.2.3 Numero di edifici che presenta interrato, seminterrato, mezzanino o sottotetto*

### *4.2.3 Superficie media di piano*

La superficie media di piano assume valori che oscillano tra 2 $m^2$ e 2621 $m^2$, rendendo molto eterogenea la dimensione planimetrica delle unità strutturali. L'intervallo che racchiude il maggior numero di edifici (42%) è quello relativo alla superficie variabile tra 50 $m^2$ e 150 $m^2$, seguito dall'intervallo 150-250 $m^2$ di cui ne fa parte il 25%.

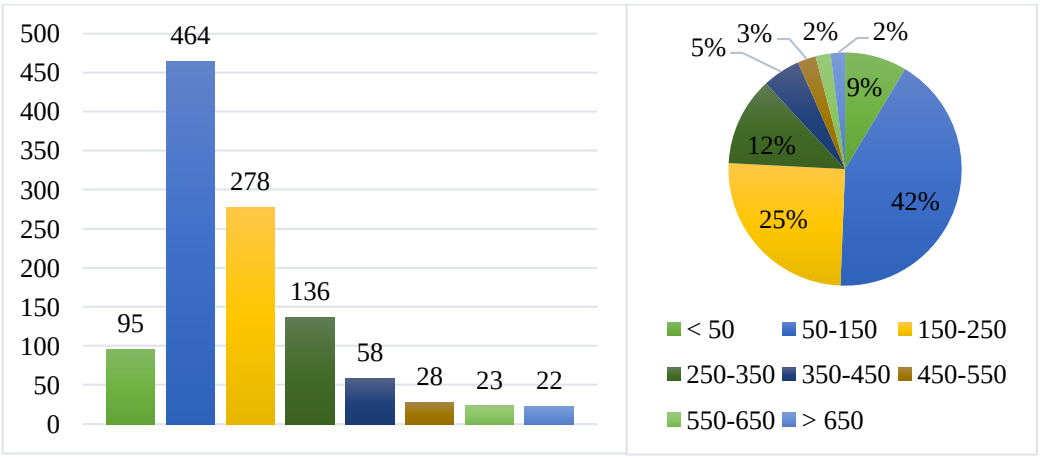



*Fig.4.2.4 Numero e percentuale di edifici per ogni superficie [$m^2$]*

### *4.2.4 Altezza media di piano*

Anche l'altezza di piano non è uniforme e, oltre a variare da edificio ad edificio, muta anche all'interno della medesima unità a seconda del piano che si considera. Al piano terra l'altezza del 71% degli edifici è compresa tra 3,0 m e 4,5 m, il 7% ha altezza inferiore a 3 m ed il 5% superiore a 5,5 m. Il restante 17% ha altezza compresa tra 4,5 m e 5,5m.

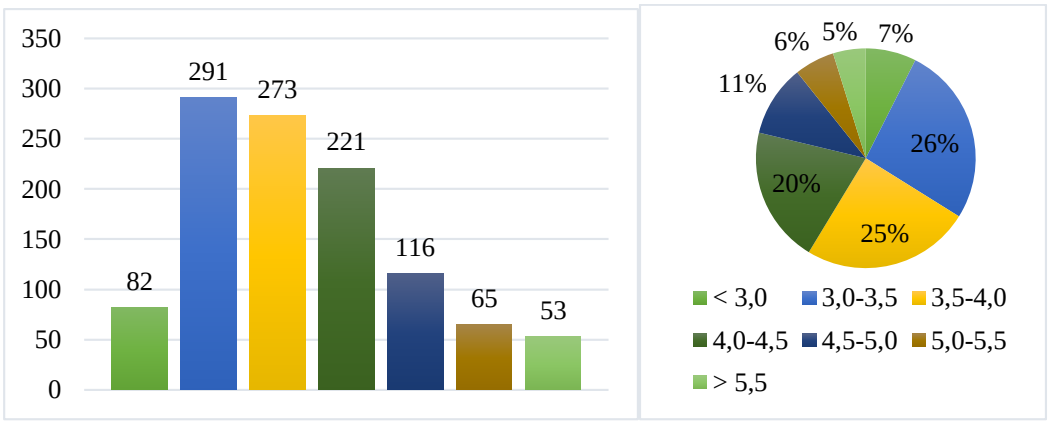



*Fig.4.2.5 Numero e percentuale di edifici per ogni altezza media [m] del piano terra*

L'altezza dei piani superiori è, invece, maggiormente concentrata tra 3,0 m e 3,5 m, con il 43% degli edifici e tra 3,5 m e 4,0 m, con il 27%. Complessivamente, dunque, l'altezza media dei piani superiori risulta inferiore rispetto a quella dei piani terra.

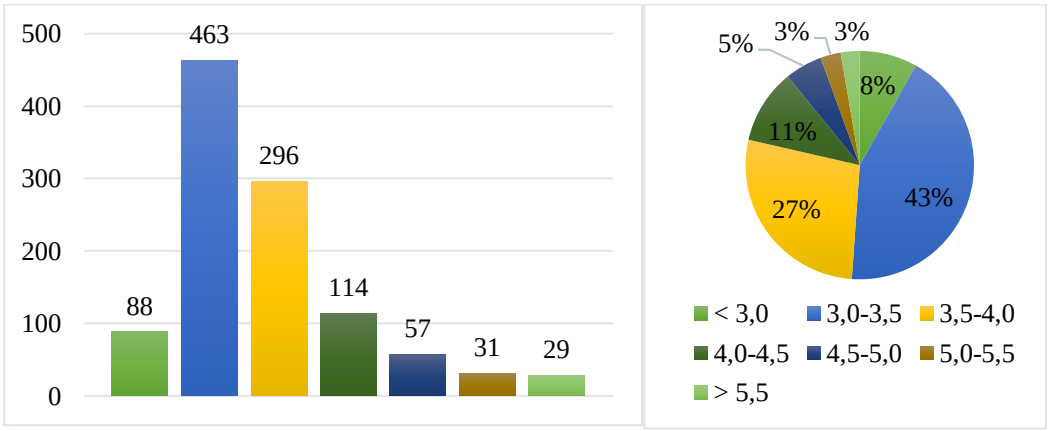



*Fig.4.2.6 Numero e percentuale di edifici per altezza media [m] dei piani superiori*

Per quanto riguarda seminterrati, mezzanini e sottotetti le altezze hanno valori diversi: il seminterrato può variare tra 0,50 m e 1,5 m, il mezzanino tra 0,3 m e 1,0 m, il sottotetto tra 1,0 m e 3,0 m.

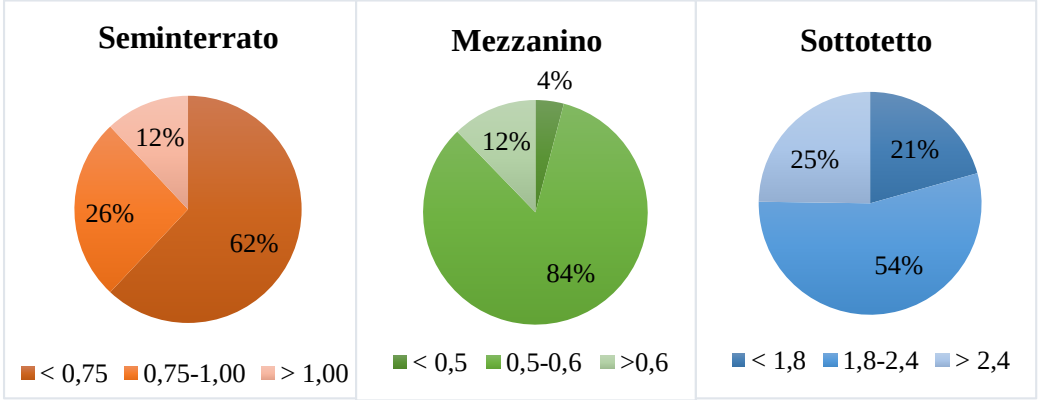



*Fig.4.2.7 Percentuale delle altezze medie [m] di seminterrati, mezzanini e sottotetti*

### *4.2.5 Spessore delle murature*

Come per l'altezza, anche lo spessore delle murature muta da piano a piano, diminuendo con l'altezza; molto rari sono i casi in cui si assiste ad un aumento della sezione muraria nei piani superiori. Se le strutture murarie sono realizzate in mattoni pieni, come accade nella maggior parte delle unità (cfr. §4.2.8), lo spessore si può definire in base alla disposizione dei mattoni: si hanno, quindi, murature a 2 teste, a 3 teste e a 4 teste. Nel caso di spessori maggiori, molto probabilmente, la muratura è a sacco. Al piano terra i muri a 3 teste coprono il 56% del costruito, seguiti dai muri a 2 teste con il 29%.

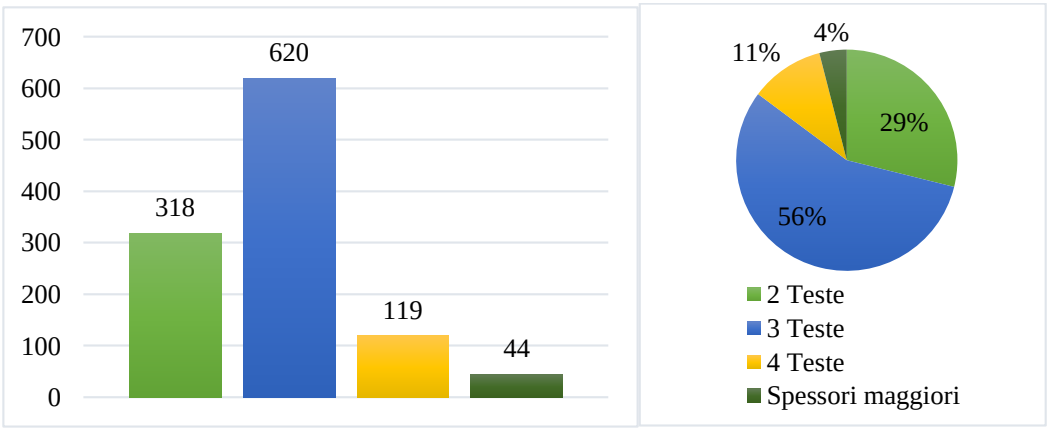



*Fig.4.2.8 Numero e percentuale di edifici per ogni spessore della muratura del piano terra*

Ai piani superiori si hanno, invece, il 66% dei muri a due teste ed il 32% a tre teste. Gli altri due spessori rilevati si ritrovano in quantità minore sia al piano terra che ai piani superiori.

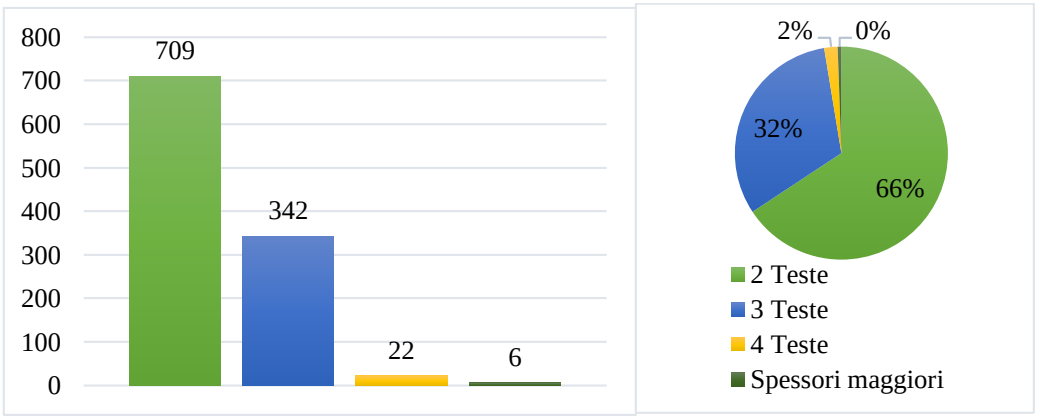



*Fig.4.2.9 Numero e percentuale di edifici per ogni spessore della muratura dei piani superiori*

### *4.2.6 Bucature in facciata*

Le facciate osservate sono maggiori delle unità schedate poiché di alcune, oltre che per la facciata principale, è stato possibile raccogliere anche i dati relativi a quelle secondarie. Le bucature per l'86% delle facciate risultano maggiori del 30%, talune volte talmente elevate da definire il piano debole (cfr. §4.2.15).

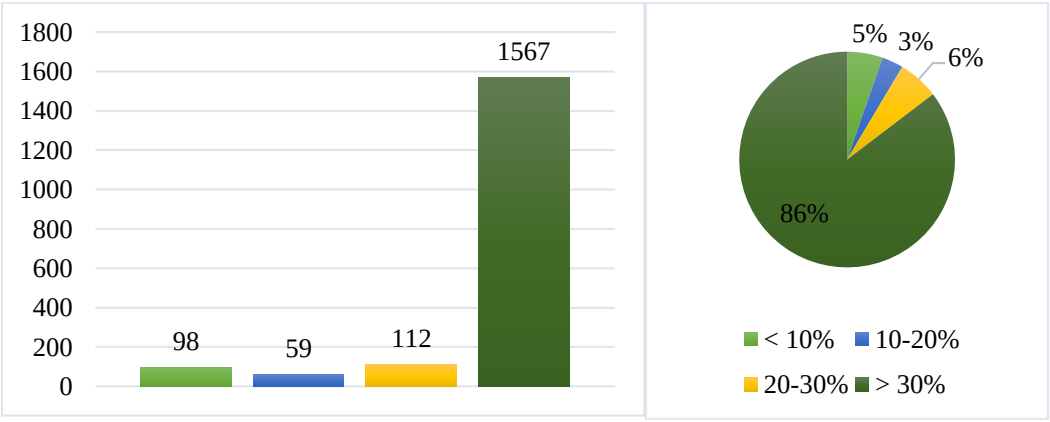



*Fig.4.2.10 Numero e percentuale di facciate per quantità di bucature in facciata*

### *4.2.7 Tipologia strutturale*

Non avendo possibilità di definire con certezza questo dato, la tipologia strutturale è stata ipotizzata sulla base della dimensione dell'unità e della presenza di falde in copertura. La quasi totalità delle unità (96%) si è ipotizzata essere edificata con muri di spina, mentre il 4% con i soli muri perimetrali.

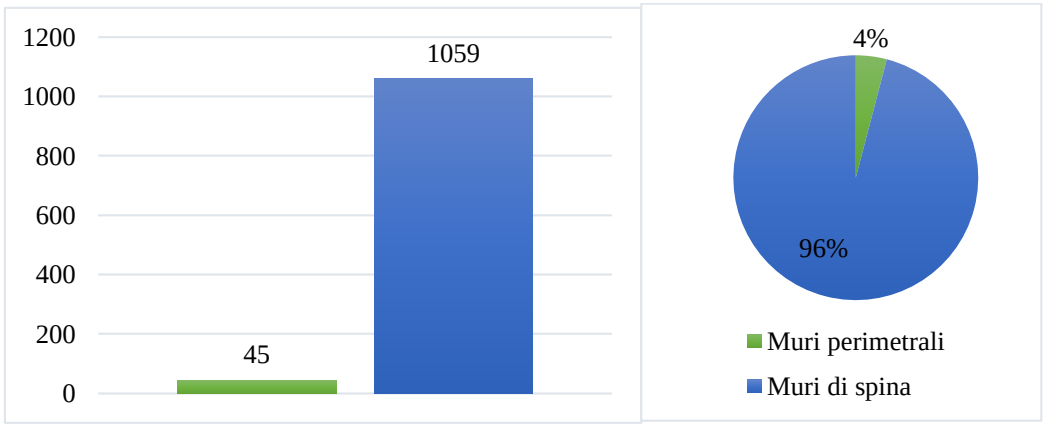



*Fig.4.2.11 Numero e percentuale di edifici per ogni tipologia strutturale*

### *4.2.8 Strutture verticali*

Negli edifici in muratura schedati, le strutture verticali sono per il 99% costituite da mattoni pieni ed il restante 1% da blocchi lapidei o pietra a spacco, osservate a ridosso della cinta muraria. Di questi solo un edificio è realizzato interamente con

blocchi lapidei squadrati, mentre gli edifici in pietra a spacco, generalmente, presentano tale materiale solo in corrispondenza del piano terra, mentre i piani superiori sono realizzati in mattoni pieni.

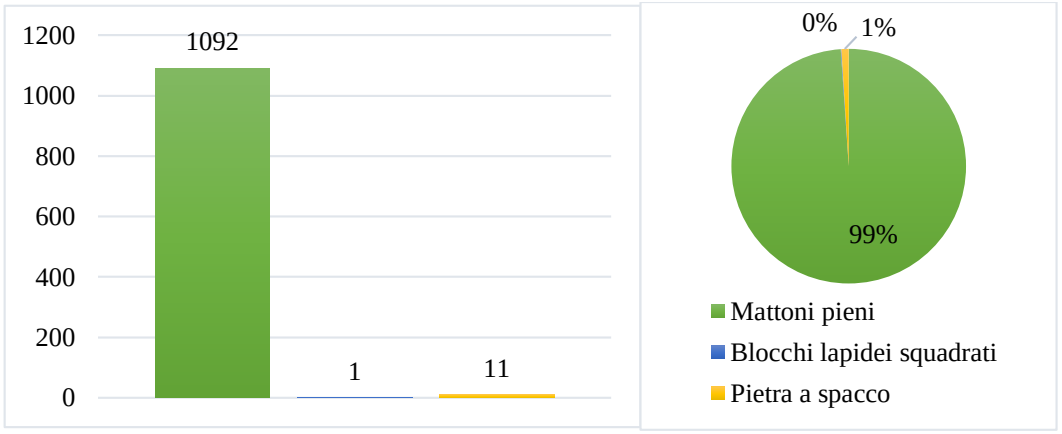



*Fig.4.2.12 Numero e percentuale di edifici per ogni tipologia di struttura verticale*

### *4.2.9 Strutture orizzontali*

La presenza di intonaci e controsoffitti ha reso difficoltosa e incerta la definizione delle tipologie di solaio. Dove è stato possibile identificare con certezza la tipologia di orizzontamento, si sono cercate di individuare delle caratteristiche comuni alle unità con la medesima struttura orizzontale da confrontare con le unità i cui orizzontamenti non erano riconoscibili. Le tipologie osservate sono i solai in legno, quelli in laterocemento, quelli costituiti da volte e infine si è rilevata la compresenza di volte e solai. Si è osservata, inoltre, in alcuni edifici, la presenza di diversi orizzontamenti a seconda del livello, rendendo opportuna la distinzione tra strutture orizzontali del piano terra e strutture orizzontali dei piani superiori. L'87% degli edifici al piano terra presenta solaio ligneo, il 12% solaio in laterocemento ed il restante 1% ha volte o struttura mista.

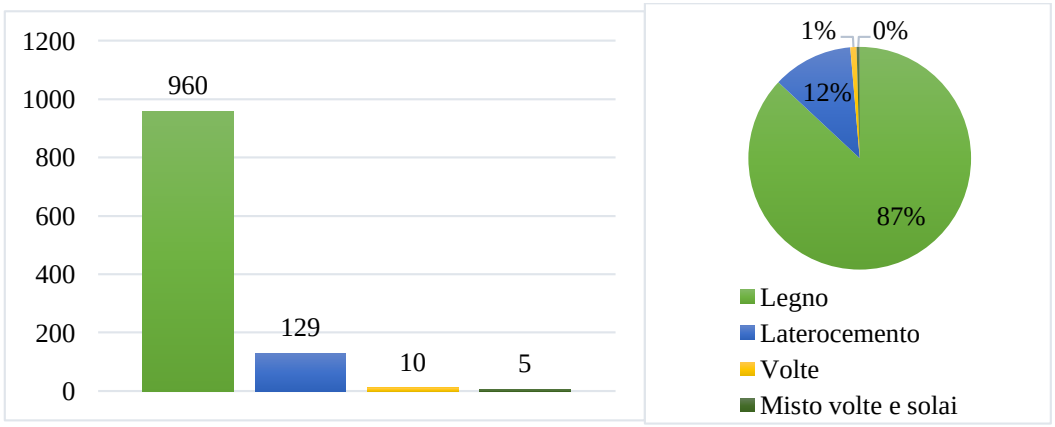



*Fig.4.2.13 Numero e percentuale di edifici per ogni tipologia di struttura orizzontale del piano terra*

Anche ai piani superiori l'orizzontamento maggiormente diffuso è quello in legno, costituendo il solaio del 91% degli edifici, mentre il 9% è realizzato in laterocemento. Questa variazione tra piano terra e piani superiori è il prodotto degli interventi effettuati negli anni che hanno portato soprattutto alla sostituzione del solaio del piano terra.

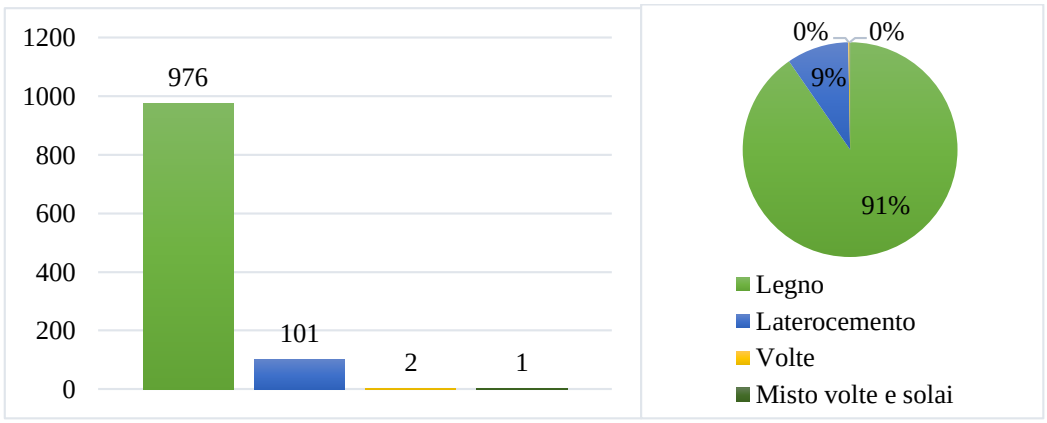



*Fig.4.2.14 Numero e percentuale di edifici per ogni tipologia di struttura orizzontale dei piani superiori*

### *4.2.10 Coperture*

Come gli orizzontamenti, anche le coperture sono realizzate prevalentemente in legno: queste ricoprono, infatti, l'89% degli edifici. Per questo tipo di copertura la scheda richiede la distinzione tra copertura lignea spingente e non spingente che la tipologia di sopralluogo effettuato non ha potuto definire: non avendo ispezionato internamente le coperture ed essendo presenti esternamente i cornicioni, è stato impossibile, ad eccezione di alcuni rari casi, la determinazione dell'orditura, la presenza di capriate, di cordoli o catene. Per semplicità verranno considerate tutte non spingenti.

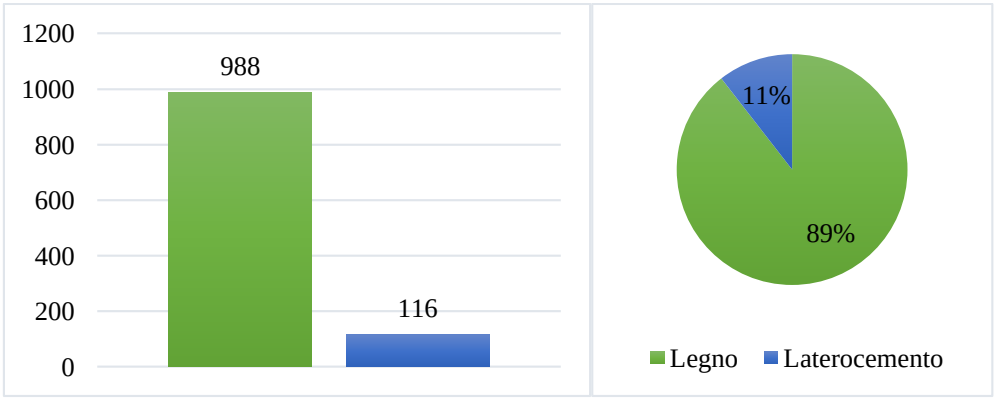



*Fig.4.2.15 Numero e percentuale di edifici per ogni tipologia di copertura*

### *4.2.11 Collegamenti tra strutture*

Per la maggior parte degli edifici non è stato possibile definire con certezza nemmeno la tipologia dei collegamenti, a causa della presenza dell'intonaco che nasconde gli elementi strutturali e le loro connessioni. Ad eccezione degli edifici dove si è osservata chiaramente la presenza di catene e per cui si è potuto affermare un buon collegamento tra strutture verticali, per gli altri si è rivolta l'attenzione alla tessitura muraria per riuscire a determinarne l'ammorsamento. Complessivamente non si sono notate lesioni in corrispondenza dell'unione tra due muri, definendo così buoni collegamenti tra strutture verticali per la totalità degli edifici.

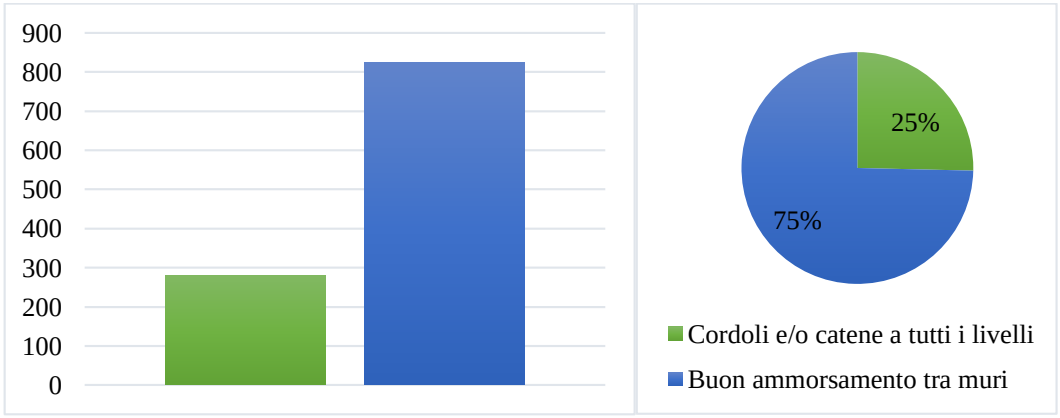



*Fig.4.2.16 Numero e percentuale di edifici per ogni tipo di collegamento tra strutture verticali*

Anche gli orizzontamenti sono stati ipotizzati per lo più ben collegati (l'88% deformabili e l'11% rigidi) data l'assenza di lesioni orizzontali visibili in corrispondenza del solaio.

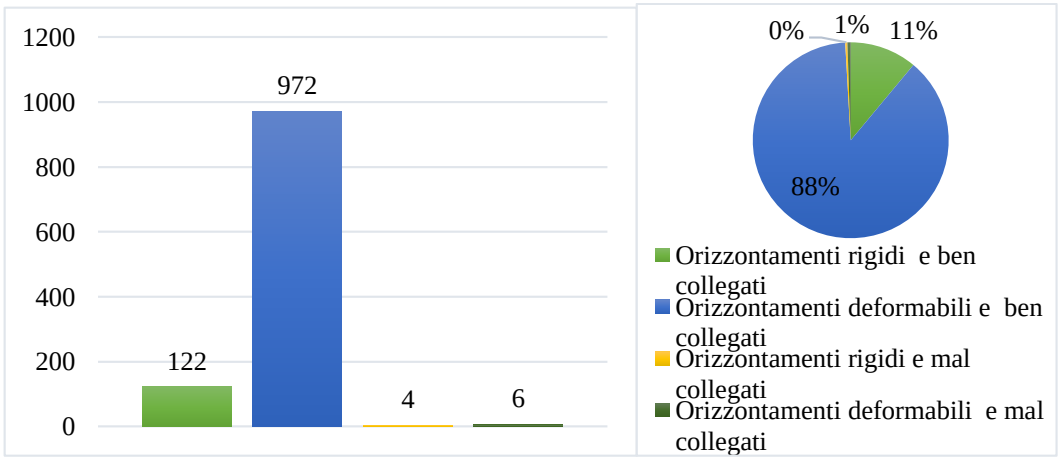



*Fig.4.2.17 Numero e percentuale di edifici per ogni tipo di collegamento tra strutture orizzontali*

### *4.2.12 Regolarità*

Dall'osservazione delle planimetrie e dello sviluppo in altezza poco più della metà delle unità strutturali (il 54%) si è rivelato essere regolare sia in pianta che in alzato. Il 14% è caratterizzato da una pianta irregolare, conferendo a tali unità la regolarità solamente in alzato, mentre il 16%, nonostante la pianta regolare, presenta irregolarità in altezza, soprattutto in seguito all'aggiunta di un corpo che ricopre parzialmente l'unità.

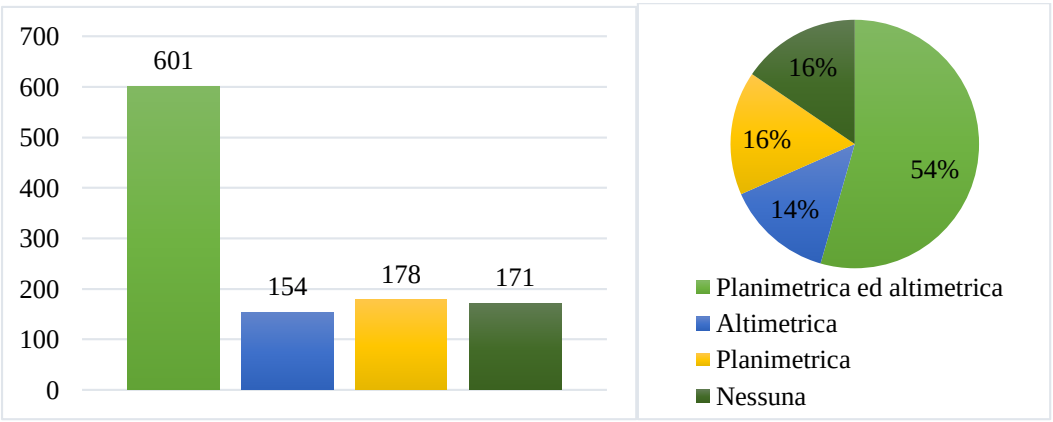



*Fig.4.2.18 Numero e percentuale di edifici per regolarità*

### *4.2.13 Altri elementi di vulnerabilità*

Nel corso dei sopralluoghi si è rilevata la frequente presenza di elementi di vulnerabilità del costruito. In numerosi edifici si trovano aggetti ed elementi svettanti come comignoli o piccole torri, oppure si è riconosciuta la presenza di corpi aggiunti, realizzati in un periodo successivo a quello di costruzione dell'unità; alcune unità hanno aperture disallineate che interrompono la continuità dei maschi murari. Si sono osservate, inoltre, porzioni interamente a sbalzo o solai sfalsati. All'interno delle unità si può assistere all'inserimento di pilastri isolati in seguito ad interventi di demolizione di muri di spina o di rinforzo strutturale. Talvolta si è notata la sostituzione della copertura lignea con una in laterocemento che, essendo rigida e più pesante, muta le sollecitazioni dell'intera struttura. Il costruito è soprattutto contraddistinto dalla presenza del portico che, comparendo in 508 unità, costituisce l'elemento caratteristico del centro storico di Padova (il 46% delle unità ne è dotata). I portici presenti sono variabili per quanto riguarda altezza, larghezza, forma e dimensione degli elementi portanti, presenza di volte o archi e la loro tipologia (a tutto sesto, acuti o ribassati). Nella quasi totalità dei casi sono presenti

catene atte ad eliminare la spinta degli archi e delle volte. Molto più rari sono, invece, i loggiati.

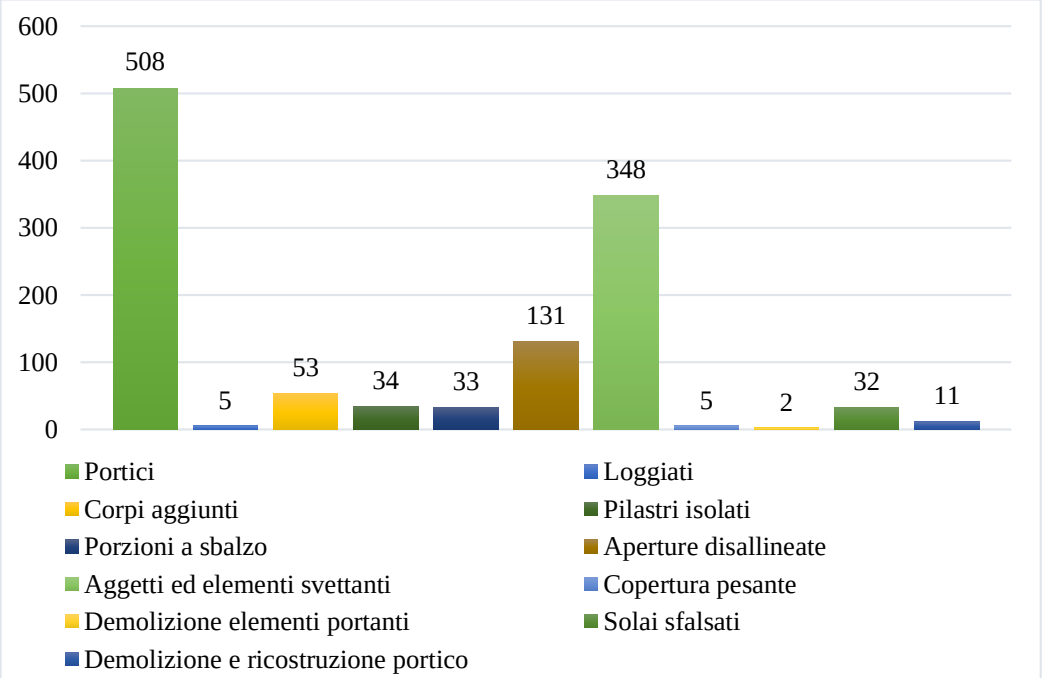



*Fig.4.2.19 Numero di altri elementi presenti negli edifici*

L'abbondanza dei portici identifica automaticamente la presenza di piano debole, ovvero un piano con molte aperture e/o aperture di grandi dimensioni. Quando il portico non è presente, il piano debole può essere dovuto alla presenza delle vetrine dei negozi, di finestre a nastro o di loggiati. Complessivamente il 73% degli edifici presenta piano debole al piano terra, ai piani superiori o in tutti i piani. È da considerarsi piano debole anche la presenza di significativi restringimenti di sezione in pianta, di muri di spina ridotti o assenti e di muratura con peggiori caratteristiche meccaniche. Nel costruito padovano non si sono, però, rilevati tali elementi.

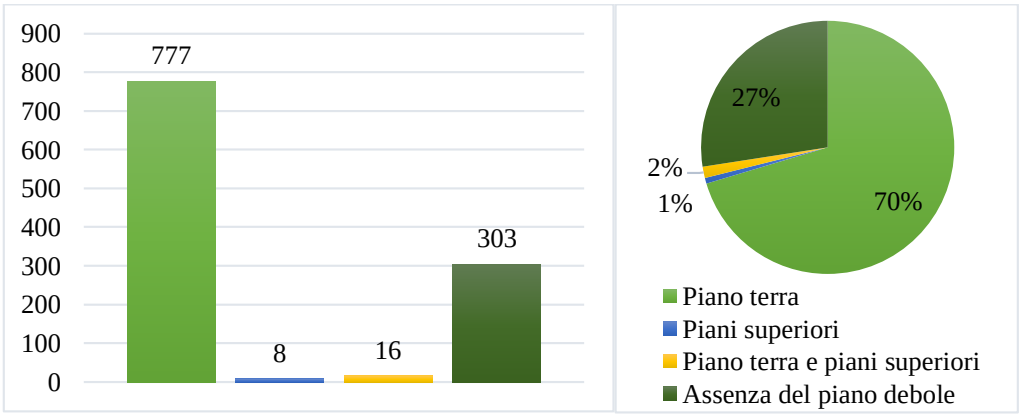



*Fig.4.2.20 Numero e percentuale di edifici con piano debole al piano terra e/o ai piani superiori*

### *4.2.14 Elementi di rinforzo*

Se, da un lato, numerosi sono gli elementi di vulnerabilità, molti sono anche i presidi inseriti all'interno degli edifici per rinforzarne la struttura; tra questi i più diffusi sono le catene che compaiono in 487 edifici. Alcune unità sono confinate da cinture e molte colonne e pilastri dei portici sono rinforzati da cerchiature. Sono inoltre presenti, anche se meno diffusi, elementi di contrasto o altri rinforzi come le cuciture sulle lesioni o elementi di sostegno per archi, balconi o porzioni a sbalzo.

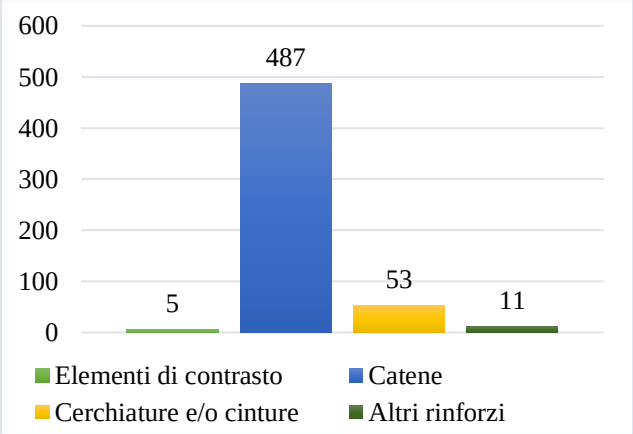



*Fig.4.2.21 Numero di elementi di rinforzo presenti negli edifici*

### *4.2.15 Elementi non strutturali*

Per quanto riguarda gli elementi non strutturali si sono osservati principalmente i coppi per il manto di copertura, i comignoli, i balconi, i cornicioni, i parapetti e i rivestimenti. Quasi tutti gli edifici presentano il manto di copertura tipico, 864 hanno cornicioni in corrispondenza delle aperture o come fasce marcapiano e 712 presentano parapetti. Meno ricorrenti sono i balconi, che compaiono in 396 edifici, i comignoli ed i rivestimenti.

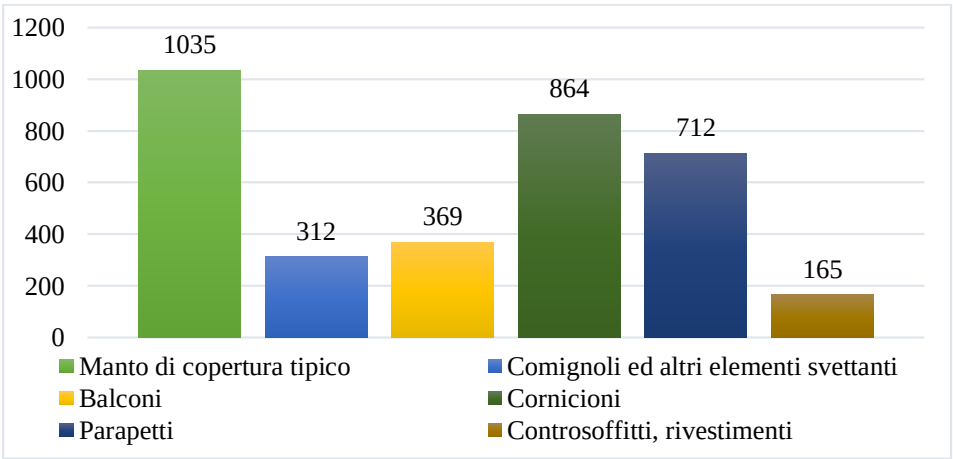



*Fig.4.2.22 Numero di elementi non strutturali presenti negli edifici*

### *4.2.16 Accuratezza della visita*

I dati raccolti e analizzati sono relativi, per l'86%, ad unità strutturali che si sono osservate solo dall'esterno. Per 155 edifici è stata possibile una visione dell'interno grazie alla presenza di negozi o ambienti pubblici in cui è stato possibile entrare liberamente, oppure alla presenza di finestre aperte. Solo in due unità strutturali private è stato possibile entrare ed effettuare una visita completa grazie alla disponibilità e cordialità dei proprietari che hanno dimostrato interesse per il lavoro che si stava svolgendo. Per questo motivo le informazioni a disposizione sono in gran parte incerte ed ipotizzate.

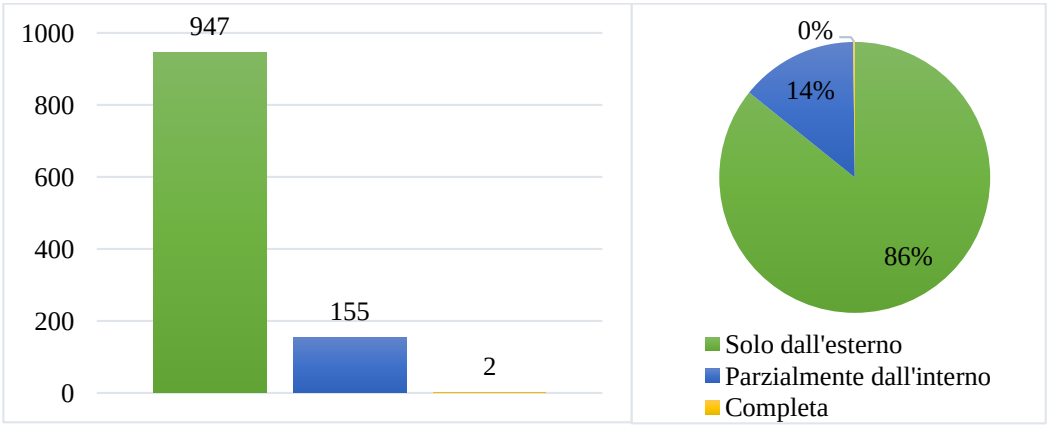



*Fig.4.2.23 Numero e percentuale di edifici per accuratezza di visitai*

## 4.3 IDENTIFICAZIONE DELLE TIPOLOGIE

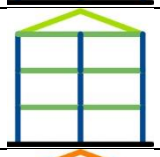
Grazie ai dati raccolti nel corso dei sopralluoghi e ad una loro rielaborazione è stato possibile definire delle classi tipologiche di edifici con caratteristiche strutturali simili. Tali classi tipologiche sono state oggetto di analisi semplificate per lo studio del comportamento strutturale al fine della valutazione della vulnerabilità sismica. Per l'individuazione delle tipologie si è proceduto per step individuando inizialmente delle macro-tipologie per poi scendere sempre più nel dettaglio, definendo le tipologie vere e proprie con le loro caratteristiche specifiche.

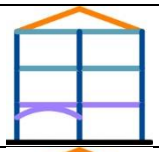
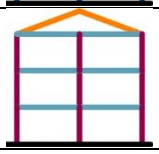
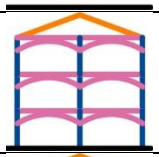
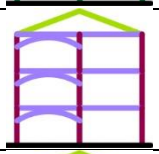
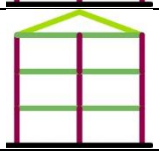
### *4.3.1 Individuazione delle macro-tipologie*

Il primo step ha portato all'individuazione di 15 macro-tipologie in base al tipo di strutture verticali e orizzontali, distinguendo il piano terra dai piani superiori, e di copertura. Per le strutture verticali sono state considerate le murature in mattoni pieni, le murature in pietra a spacco con buona tessitura e la muratura a blocchi lapidei squadrati. Le strutture orizzontali identificate sono quelle in legno, che

costituiscono gli orizzontamenti deformabili, quelle in laterocemento o costituite da una soletta in cemento armato, che definiscono gli orizzontamenti rigidi, quelle realizzate mediante le volte e quelle in cui sono compresenti volte e solai. Le coperture, invece, sono distinte in strutture lignee (deformabili) e in laterocemento (rigide). Il raggruppamento delle unità con le medesime caratteristiche strutturali ha portato alla definizione delle macro-tipologie, che, in base al numero di unità da cui sono composte, sono state organizzate in ordine decrescente. Ad ognuna di esse è stata assegnata una lettera dalla A alla Q (cfr. Tab.4.3.1). La macro-tipologia A e la B sono quelle che racchiudono al loro interno la maggior parte delle unità: queste sono 941 e 108 e costituiscono rispettivamente l'85% e il 10% del totale. A seguire ci sono le altre macro-tipologie con un numero inferiore di unità, fino a quelle costituite da un unico edificio.

*Tab.4.3.1 Identificazione delle macro-tipologie*

| MACRO-TIPOLOGIA | RAPPRESENTAZIONE | STRUTTURE VERTICALI | STRUTTURE ORIZZONTALI | COPERTURA | NUMERO UNITA' (Totali 1104) |
|---|---|---|---|---|---|
| **A** |  | Muratura in mattoni pieni | Legno | Legno | 941 |
| **B** |  | Muratura in mattoni pieni | Laterocemento | Laterocemento | 108 |
| **C** |  | Muratura in mattoni pieni | Legno<br>Laterocemento | Legno | 16 |
| **D** |  | Muratura in mattoni pieni | Legno<br>Volte | Legno | 8 |
| **E** |  | Muratura in mattoni pieni | Legno | Laterocemento | 6 |
| **F** |  | Muratura in mattoni pieni | Laterocemento | Legno | 4 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **G** |  | Muratura in mattoni pieni | Legno<br>Misto volte solai | Legno | 4 |
| **H** |  | Muratura in pietra a spacco con buona tessitura | Legno | Legno | 4 |
| **I** |  | Muratura in mattoni pieni<br>Muratura in pietra a spacco con buona tessitura | Legno | Legno | 4 |
| **L** |  | Muratura in mattoni pieni | Legno | Legno | 3 |
| **M** |  | Muratura in mattoni pieni | Volte | Legno | 2 |
| **N** |  | Muratura a blocchi lapidei squadrati | Legno | Legno | 1 |
| **O** |  | Muratura in pietra a spacco con buona tessitura | Misto volte solai | Laterocemento | 1 |
| **P** |  | Muratura in pietra a spacco con buona tessitura | Laterocemento | Laterocemento | 1 |
| **Q** |  | Muratura in mattoni pieni<br>Muratura in pietra a spacco con buona tessitura e mattoni pieni | Legno | Legno | 1 |

### *4.3.2 Individuazione delle tipologie*

Una volta definite le macro-tipologie dal punto di vista strutturale si è affinata la definizione tipologica evidenziando ulteriori caratteristiche. In primo luogo si è individuato in ogni macro-tipologia il portico, elemento ricorrente nel costruito analizzato. Per l'assenza di questo si è assegnato alla macro-tipologia il numero romano I (ad esempio A.I) mentre la presenza del portico è stata identificata con il numero II (ad esempio A.II). Su questa seconda divisione si sono identificate le tipologie vere e proprie in base al numero di piani delle singole unità. In tutti i casi

osservati, i mezzanini presenti non si trovano tra due piani, ma sono collocati all'ultimo livello dell'edificio, identificando un sottotetto con altezza ridotta. Per questo motivo nella divisione delle tipologie la voce "mezzanino" non è presente ma è inglobato all'interno della voce "sottotetto". Ogni tipologia è identificata mediante un codice alfanumerico formato da una lettera, un numero romano e un numero arabo (ad esempio A.I.1): la lettera corrisponde alla macro-tipologia, il numero romano identifica l'assenza o la presenza del portico mentre il numero identifica progressivamente il numero della tipologia (cfr. Tab.4.3.2).

*Tab.4.3.2 Identificazione delle tipologie*

| **MACROTIPOLOGIA** | ASSENZA (I) / PRESENZA(II) PORTICO | Piani | Num.US per piai | Unità Strutturali | **TIPOLOGIA** |
|---|---|---|---|---|---|
| **A** (941) | SENZA PORTICO **A.I** (495) | 1 | 9 | 375B, 574B, 580B, 622C, 624C, 816C, 972D, 1004D, 1140D | **A.I.1** |
| | | 1+SI | 1 | 652C | **A.I.2** |
| | | 1+S | 2 | 372B, 551B | **A.I.3** |
| | | 2 | 77 | 46A, 66A, 87A, 88A, 90A, 97A, 101A, 102A, 129A, 138A, 139A, 141A, 152A, 223A, 224A, 238A, 251A, 271A, 274A, 281A, 292A, 298A, 301A, 325B, 364B, 365B, 371B, 373B, 377B, 383B, 384B, 398B, 402B, 408B, 488B, 494B, 499B, 505B, 506B, 522B, 523B, 537B, 549B, 550B, 556B, 557B, 577B, 582B, 583B, 585C, 598C, 603C, 618C, 621C, 637C, 649C, 693C, 722C, 726C, 737C, 755C, 778C, 784C, 790C, 813C, 834C, 842C, 852C, 854C, 867C, 868C, 878C, 888C, 912C, 975D, 976D, 1229D | **A.I.4** |
| | | 2+SI | 1 | 532B | **A.I.5** |
| | | 2+S | 43 | 99A, 136A, 229A, 252A, 254A, 256A, 257A, 307A, 342B, 354B, 355B, 357B, 358B, 366B, 370B, 393B, 400B, 405B, 475B, 482B, 500B, 547B, 561B, 591C, 593C, 596C, 650C, 651C, 697C, 702C, 708C, 714C, 736C, 789C, 812C, 853C, 870C, 915C, 921C, 956D, 1186D, 1206D, 1230D | **A.I.6** |
| | | 2+S+SI | 4 | 77A, 312A, 575B, 967D | **A.I.7** |
| | | 3 | 144 | 3A, 47A, 48A, 83A, 94A, 95A, 114A, 118A, 134A, 140A, 142A, 144A, 150A, 154A, 178A, 198A, 216A, 217A, 218A, 226A, 230A, 237A, 245A, 248A, 249A, 253A, 285A, 287A, 289A, 291A, 293A, 294A, 295A, 299A, 300A, 308A, 314A, 319B, 320B, 324B, 351B, 356B, 367B, | **A.I.8** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 368B, 379B, 389B, 401B, 403B, 404B, 407B, 411B, 412B, 414B, 415B, 425B, 427B, 456B, 459B, 476B, 477B, 489B, 492B, 493B, 501B, 510B, 517B, 518B, 519B, 520B, 528B, 531B, 553B,555B, 572B, 573B, 576B, 578B, 584C, 586C, 588C, 594C, 597C,600C, 602C, 610C, 611C, 612C, 619C, 620C, 628C, 629C, 630C, 634C, 684C, 687C, 691C, 699C, 723C, 724C, 725C, 734C, 735C, 738C, 739C, 750C, 754C, 756C, 771C, 777C, 779C, 780C, 781C, 791C, 795C, 809C, 827C, 839C, 843C, 850C, 851C, 865C, 866C, 885C, 889C, 926C, 927C, 928C, 938D, 939D, 940D, 941D, 952D, 984D, 1003D, 1008D, 1050D, 1051D, 1092D, 1163D, 1187D, 1188D, 1189D, 1199D, 1227D | |
| | | 3+SI | 9 | 117A, 283A, 284A, 296A, 304A, 305A, 311A, 645C, 751C | **A.I.9** |
| | | 3+S | 45 | 29A, 30A, 103A, 104A, 105A, 107A, 133A, 143A, 151A, 157A, 187A, 188A, 313A, 316B, 376B, 378B, 380B, 392B, 410B, 460B, 589C, 590C, 592C, 635C, 648C, 797C, 799C, 838C, 844C, 863C, 869C, 920C, 936D, 1000D, 1014D, 1032D, 1034D, 1065D, 1139D, 1202D, 1203D, 1208D, 1209D, 1228D, 1241D | **A.I.10** |
| | | 3+S+SI | 3 | 76A, 282A, 581B | **A.I.11** |
| | | 4 | 92 | 2A, 75A, 79A, 108A, 168A, 172A, 173A, 174A, 175A, 186A, 189A, 196A, 197A, 205A, 213A, 225A, 239A, 259A, 272A, 275A, 302A, 306A, 309A, 310A, 315B, 322B, 339B, 394B, 395B, 396B, 457B, 458B, 479B, 496B, 571B, 587C, 636C, 644C, 646C, 647C, 749C, 752C, 776C, 792C, 794C, 796C, 798C, 832C, 840C, 845C, 849C, 855C, 864C, 871C, 872C, 873C, 875C, 876C, 886C, 910C, 917C, 966D, 1006D, 1024D, 1026D, 1027D, 1029D, 1030D, 1031D, 1033D, 1038D, 1039D, 1058D, 1066D, 1081D, 1088D, 1089D, 1091D, 1106D, 1108D, 1109D, 1115D, 1141D, 1145D, 1162D, 1164D, 1177D, 1204D, 1205D, 1211D, 1226D, 1236D | **A.I.12** |
| | | 4+SI | 7 | 125A, 227A, 568B, 569B, 570B, 607C, 753C | **A.I.13** |
| | | 4+S | 21 | 5A, 32A, 155A, 160A, 211A, 246A, 353B, 700C, 810C, 811C, 847C, 908C, 911C, 1028D, 1067D, 1102D, 1107D, 1128D, 1131D, 1207D, 1210D | **A.I.14** |
| | | 4+S+SI | 4 | 564B, 565B, 566B, 567B | **A.I.15** |
| | | 5 | 25 | 35A, 36A, 59A, 126A, 156A, 158A, 163A, 167A, 169A, 170A, 240A, 297A, 604C, 935D, 937D, 950D, 999D, 1002D, 1005D, 1062D, 1110D, 1116D, 1117D, 1118D, 1146D | **A.I.16** |
| | | 5+S | 3 | 171A, 1063D, 1100D | **A.I.17** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 6 | 5 | 159A, 161A, 965D, 1040D, 1057D | **A.I.18** |
| | CON PORTICO **A.II** (446) | 2 | 26 | 4A, 91A, 137A, 165A, 166A, 204A, 244A, 268A, 374B, 391B, 431B, 498B, 508B, 511B, 530B, 560B, 595C, 638C, 709C, 805C, 848C, 892C, 919C, 958D, 1046D, 1134D | **A.II.19** |
| | | 2+SI | 1 | 509B | **A.II.20** |
| | | 2+S | 44 | 55A, 89A, 128A, 228A, 242A, 261A, 266A, 330B, 336B, 345B, 347B, 348B, 350B, 406B, 421B, 424B, 428B, 429B, 430B, 436B, 441B, 444B, 445B, 446B, 447B, 516B, 529B, 534B, 538B, 539B, 562B, 658C, 666C, 705C, 706C, 707C, 764C, 831C, 837C, 916C, 957D, 1025D, 1047D, 1231D | **A.II.21** |
| | | 2+S+SI | 4 | 124A, 335B, 533B, 964D | **A.II.22** |
| | | 3 | 136 | 10A, 41A, 57A, 58A, 62A, 64A, 65A, 67A, 71A, 73A, 74A, 86A, 92A, 98A, 119A, 122A, 130A, 132A, 146A, 177A, 179A, 183A, 201A, 203A, 215A, 233A, 236A, 241A, 247A, 260A, 264A, 265A, 267A, 280A, 327B, 329B, 331B, 332B, 340B, 341B, 344B, 349B, 419B, 420B, 422B, 423B, 426B, 434B, 435B, 437B, 439B, 448B, 450B, 452B, 453B, 469B, 490B, 491B, 504B, 507B, 514B, 515B, 524B, 525B, 526B, 527B, 541B, 544B, 545B, 558B, 559B, 639C, 655C, 657C, 663C, 670C, 682C, 683C, 686C, 710C, 712C, 717C, 729C, 730C, 733C, 770C, 787C, 788C, 821C, 822C, 826C, 833C, 835C, 856C, 874C, 877C, 880C, 881C, 882C, 893C, 894C, 896C, 897C, 898C, 899C, 900C, 905C, 906C, 913C, 914C, 918C, 922C, 924C, 925C, 980D, 990D, 1036D, 1037D, 1070D, 1085D, 1137D, 1142D, 1143D, 1150D, 1151D, 1153D, 1155D, 1156D, 1158D, 1159D, 1168D, 1185D, 1212D, 1223D, 1234D, 1235D | **A.II.23** |
| | | 3+SI | 7 | 121A, 451B, 546B, 671C, 694C, 823C, 824C | **A.II.24** |
| | | 3+S | 59 | 1A, 9A, 33A, 39A, 50A, 51A, 52A, 68A, 69A, 70A, 72A, 85A, 100A, 131A, 147A, 148A, 181A, 200A, 209A, 210A, 231A, 243A, 262A, 333B, 337B, 343B, 346B, 360B, 540B, 656C, 661C, 669C,685C, 696C, 743C, 814C, 830C, 836C, 879C, 895C, 903C, 959D, 960D, 961D, 962D, 1010D, 1069D, 1077D, 1093D, 1103D, 1114D, 1132D, 1149D, 1169D, 1192D, 1200D,1201D, 1213D, 1214D | **A.II.25** |
| | | 3+S+SI | 2 | 94A, 123A | **A.II.26** |
| | | 4 | 105 | 11A, 13A, 17A, 19A, 20A, 21A, 34A, 37A, 38A, 42A, 44A, 49A, 78A, 81A, 84A, 120A, 145A, 162A, 164A, 176A, 180A, 182A, 202A, 206A, 207A, 208A, 232A, 235A, 263A, 432B, 433B, 442B, 449B, 468B, 512B, 513B, 640C, 641C, 659C, 664C, 665C, 667C, 668C, 690C, 695C, 757C, 815C, 820C, 828C, 841C, | **A.II.27** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 846C, 883C, 884C, 901C, 948D, 949D, 979D, 981D, 982D, 983D, 1019D, 1020D, 1021D, 1022D, 1035D, 1044D, 1064D, 1074D, 1075D, 1079D, 1082D, 1086D, 1098D, 1099D, 1111D, 1112D, 1120D, 1121D, 1122D, 1123D, 1124D, 1125D, 1127D, 1144D, 1147D, 1148D, 1154D, 1157D, 1170D, 1175D, 1176D, 1180D, 1184D, 1191D, 1193D, 1215D, 1216D, 1217D, 1218D, 1221D, 1224D, 1232D, 1233D, 1238D, 1239D | |
| | | 4+S | 14 | 12A, 43A, 63A, 214A, 334B, 338B, 974D, 1054D, 1097D, 1165D, 1179D, 1197D, 1222D, 1225D | **A.II.28** |
| | | 5 | 39 | 8A, 14A, 15A, 16A, 40A, 53A, 54A, 149A, 199A, 497B, 535B, 742C, 923C, 951D, 963D, 1043D, 1060D, 1078D, 1084D, 1094D, 1095D, 1096D, 1101D, 1113D, 1119D, 1167D, 1171D, 1172D, 1173D, 1174D, 1181D, 1182D, 1183D, 1190D, 1194D, 1195D, 1196D, 1198D, 1220D | **A.II.29** |
| | | 5+S | 1 | 1126D | **A.II.30** |
| | | 6 | 6 | 945D, 947D, 1011D, 1012D, 1023D, 1166D | **A.II.31** |
| | | 7 | 2 | 994D, 1059D | **A.II.32** |
| **B** (108) | SENZA PORTICO **B.I** (73) | 1 | 11 | 276A, 278A, 369B, 382B, 399B, 483B, 484B, 677C, 701C, 728C, 902C | **B.I.33** |
| | | 2 | 7 | 381B, 397B, 653C, 681C, 1087D, 1090D, 1138D | **B.I.34** |
| | | 2+SI | 2 | 270A, 678C | **B.I.35** |
| | | 2+S | 1 | 273A | **B.I.36** |
| | | 3 | 16 | 115A, 135A, 195A, 277A, 386B, 461B, 548B, 601C, 633C, 643C, 672C, 679C, 718C, 765C, 782C, 929D | **B.I.37** |
| | | 3+SI | 1 | 290A | **B.I.38** |
| | | 3+S | 1 | 60A | **B.I.39** |
| | | 4 | 22 | 28A, 82A, 106A, 192A, 255A, 317B, 352B, 387B, 478B, 654C, 688C, 703C, 762C, 772C, 775C, 783C, 793C, 801C, 890C, 1013D, 1073D, 1104D | **B.I.40** |
| | | 4+SI | 2 | 857C, 859C | **B.I.41** |
| | | 5 | 9 | 31A, 288A, 363B, 440B, 465B, 466B, 554B, 909C, 1009D | **B.I.42** |
| | | 6 | 1 | 464B | **B.I.43** |
| | CON PORTICO **B.II** (35) | 3 | 16 | 234A, 328B, 467B, 613C, 614C, 615C, 616C, 617C, 675C, 680C, 731C, 732C, 804C, 887C, 891C, 1105D | **B.II.44** |
| | | 4 | 7 | 27A, 109A, 269A, 279A, 711C, 785C, 858C | **B.II.45** |
| | | 4+S | 1 | 817C | **B.II.46** |
| | | 5 | 8 | 80A, 741C, 825C, 829C, 946D, 1015D, 1152D, 1219D | **B.II.47** |
| | | 8 | 3 | 991D, 1016D, 1061D | **B.II.48** |
| **C** (16) | SENZA PORTICO **C.I** (2) | 2+S | 1 | 184A | **C.I.49** |
| | | 3+S | 1 | 185A | **C.I.50** |
| | | 2+S | 1 | 744C | **C.II.51** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | CON PORTICO **C.II** (14) | 3 | 3 | 318B, 689C, 818C | **C.II.52** |
| | | 3+S | 1 | 362B | **C.II.53** |
| | | 4 | 3 | 191A, 438B, 819C | **C.II.54** |
| | | 4+S | 1 | 745C | **C.II.55** |
| | | 5 | 3 | 23A, 26A, 361B | **C.II.56** |
| | | 5+S | 1 | 25A | **C.II.57** |
| | | 6 | 1 | 24A | **C.II.58** |
| **D** (8) | SENZA PORTICO **D.I** (4) | 3 | 2 | 715C, 800C | **D.I.59** |
| | | 3+S | 1 | 973D | **D.I.60** |
| | | 4 | 1 | 1178D | **D.I.61** |
| | CON PORTICO **D.II** (4) | 2 | 2 | 417B, 418B | **D.II.62** |
| | | 2+S | 1 | 416B | **D.II.63** |
| | | 3 | 1 | 904C | **D.II.64** |
| **E** (6) | SENZA PORTICO **E.I** (2) | 3+S+SI | 1 | 608C | **E.I.65** |
| | | 5 | 1 | 61A | **E.I.66** |
| | CON PORTICO **E.II** (4) | 3 | 1 | 1080D | **E.II.67** |
| | | 4 | 3 | 127A, 642C, 1076D | **E.II.68** |
| **F** (4) | SENZA PORTICO **F.I** (2) | 2 | 1 | 631C | **F.I.69** |
| | | 4 | 1 | 1135D | **F.I.70** |
| | CON PORTICO **F.II** (2) | 3 | 1 | 1041D | **F.II.71** |
| | | 4+S | 1 | 1136D | **F.II.72** |
| **G** (4) | SENZA PORTICO **G.I** (2) | 3 | 1 | 1071D | **G.I.73** |
| | | 4 | 1 | 1130D | **G.I.74** |
| | CON PORTICO **G.II** (2) | 2+S | 1 | 359B | **G.II.75** |
| | | 3 | 1 | 56A | **G.II.76** |
| **H** (4) | SENZA PORTICO **H.I** (4) | 2 | 1 | 861C | **H.I.77** |
| | | 3 | 2 | 390B, 862C | **H.I.78** |
| | | 4 | 1 | 860C | **H.I.79** |
| **I** (4) | SENZA PORTICO **I.I** (4) | 2 | 3 | 409B, 625C, 627C | **I.I.80** |
| | | 2+S | 1 | 413B | **I.I.81** |
| **L** (3) | SENZA PORTICO **L.I** (3) | 1 | 1 | 1083D | **L.I.82** |
| | | 1+S | 1 | 662C | **L.I.83** |
| | | 2+S | 1 | 1237D | **L.I.84** |
| **M** (2) | SENZA PORTICO **M.I** (1) | 1 | 1 | 326B | **M.I.85** |
| | CON PORTICO **M.II** (1) | 2 | 1 | 1133D | **M.II.86** |
| **N** (1) | SENZA PORTICO **N.I** (1) | 3+S | 1 | 45A | **N.I.87** |
| **O** (1) | SENZA PORTICO **O.I** (1) | 2 | 1 | 786C | **O.I.88** |
| **P** (1) | SENZA PORTICO **P.I** (1) | 1 | 1 | 412bisB | **P.I.89** |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Q** (1) | SENZA PORTICO **Q.I** (1) | 3+S | 1 | 632C | **Q.I.90** |

Nella definizione tipologica non sono stati tenuti in considerazione gli eventuali elementi di vulnerabilità e di rinforzo che si erano rilevati durante l'attività di schedatura in sito: la grande varietà di questi avrebbe richiesto un numero tale di combinazioni da usare per le successive verifiche che avrebbe reso poco significante l'analisi tipologica, scopo di questa tesi. La valutazione di tutti questi elementi richiederebbe, infatti, uno studio dettagliato della singola unità e non della classe tipologica. Inoltre, il tipo di rilievi effettuati non sono stati in grado di fornire gli elementi sufficienti ad una consona valutazione dell'influenza che questi sono in grado di apportare, peggiorando o migliorando il comportamento complessivo della struttura. Per comprendere quanto questi potrebbero essere in grado di influire sulla vulnerabilità generale, si svolgerà successivamente una valutazione sull'influenza dell'elemento più diffuso, confrontando i risultati ottenuti nel caso in cui questo sia tenuto o meno in considerazione (cfr. § 5.7).

Per ogni tipologia sono stati calcolati i valori relativi all'altezza del piano terra, dei piani superiori e, qualora fossero presenti, del seminterrato e del sottotetto, definendo un intervallo di variabilità a partire dal valore medio calcolato ed evidenziando il numero di unità che ricadeva in tale intervallo. Si è, inoltre, preso in considerazione lo spessore della muratura dei diversi piani (cfr. Tab.4.3.3).

*Tab.4.3.3 Identificazione di altezze e spessori per ogni tipologia*

| TIPOLOGIA | Altezza PT | Altezza P+ | Altezza SI/S | Spessore muratura PT | Spessore Muratura P+ | Spessore SI/S |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **A.I.1** | 4,5±1,0 (7)<br><3,5 (1)<br>>5,5 (1) | - | - | 2T (7)<br>4T (2) | - | - |
| **A.I.2** | 3,4 | - | 0,5 | 2T | - | 2T |
| **A.I.3** | 3,8±1,0 (2) | - | 2,2±1,0 (2) | 3T (2) | - | 3T (2) |
| **A.I.4** | 3,8±1,0 (67)<br><2,8 (0)<br>>4,8 (10) | 3,8±1,0 (66)<br><2,8 (2)<br>>4,8 (9) | - | 2T (51)<br>3T (22)<br>4T (2)<br>> (2) | 2T (60)<br>3T (16)<br>4T (1) | - |
| **A.I.5** | 3,3 | 3,5 | 0,8 | 2T | 2T | 2T |
| **A.I.6** | 4,0±1,0 (34)<br><3,0 (3)<br>>5,0 (6) | 4,3±1,0 (35)<br><3,3 (3)<br>>5,3 (5) | 1,9±1,0 (38)<br><0,9 (5)<br>>2,9 (0) | 2T (22)<br>3T (18)<br>4T (3) | 2T (32)<br>3T (10)<br>4T (1) | 2T (33)<br>3T (9)<br>4T (1) |
| **A.I.7** | 4,0±1,0 (3)<br><3,0 (0)<br>>5,0 (1) | 4,7±1,0 (3)<br><3,7 (1)<br>>5,7 (0) | **SI**: 0,9±0,5 (4)<br>**S**: 1,5±1,0 (4) | 2T (2)<br>3T (1)<br>4T (1) | 2T (2)<br>3T (2) | **SI**: 2T (2)<br>3T (1)<br>4T (1)<br>**S**: 2T (2)<br>3T (2) |
| **A.I.8** | 3,7±1,0 (129)<br><2,7 (2)<br>>4,7 (13) | 3,5±1,0 (137)<br><2,5 (1)<br>>4,5 (6) | - | 2T (68)<br>3T (65)<br>4T (9)<br>> (2) | 2T (106)<br>3T (36)<br>4T (2) | - |
| **A.I.9** | 3,9±1,0 (9) | 3,6±1,0 (9) | 0,7±0,5 (9) | 2T (4)<br>3T (5) | 2T (4)<br>3T (5) | 2T (4)<br>3T (5) |
| **A.I.10** | 3,6±1,0 (37)<br><2,6 (2)<br>>4,6 (6) | 3,7±1,0 (40)<br><2,7 (0)<br>>5,7 (5) | 1,7±1,0 (38)<br><0,7 (7)<br>>2,7 (0) | 2T (20)<br>3T (17)<br>4T (4)<br>> (4) | 2T (32)<br>3T (10)<br>4T (3) | 2T (34)<br>3T (10)<br>4T (1) |
| **A.I.11** | 3,9±1,0 (3) | 4,0±0,5 (3) | **SI**: 0,6±0,5 (3)<br>**S**: 1,0±0,5 (3) | 3T (3) | 2T (1)<br>3T (2) | **SI**: 3T (3)<br>**S**: 2T (1)<br>3T (2) |
| **A.I.12** | 3,7±1,0 (87)<br><2,7 (2)<br>>4,7 (3) | 3,4±1,0 (89)<br><2,4 (0)<br>>4,4 (3) | - | 2T (35)<br>3T (48)<br>4T (3)<br>> (6) | 2T (62)<br>3T (28)<br>4T (2) | - |
| **A.I.13** | 3,9±1,0 (5)<br><2,9 (1)<br>>4,9 (1) | 3,5±1,0 (7) | 0,7±0,5 (7) | 3T (7) | 2T (3)<br>3T (4) | 3T (7) |
| **A.I.14** | 3,8±1,0 (20)<br><2,8 (0)<br>>4,8 (1) | 3,8±1,0 (21) | 1,5±1,0 (20)<br><0,5 (0)<br>>2,5 (1) | 2T (1)<br>3T (14)<br>4T (3)<br>> (3) | 2T (13)<br>3T (8) | 2T (15)<br>3T (6) |
| **A.I.15** | 4,6±1,0 (4) | 3,6±0,5 (4) | **SI**: 1±0,5 (4)<br>**S**: 0,5 (4) | 2T (1)<br>3T (3) | 2T (4) | **SI**: 2T (1)<br>3T (3)<br>**S**: 2T (4) |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **A.I.16** | 3,5±1,0 (23)<br><2,5 (0)<br>>4,5 (2) | 3,3±1,0 (25) | - | 2T (2)<br>3T (15)<br>4T (6)<br>> (2) | 2T (11)<br>3T (11)<br>4T (3) | - |
| **A.I.17** | 4,0±1,0 (3) | 3,4±0,5 (3) | 2,3±0,5 (2)<br><1,8 (1)<br>>2,8 (0) | 2T (1)<br>3T (1)<br>> (1) | 2T (2)<br>3T (1) | 2T (2)<br>3T (1) |
| **A.I.18** | 4,1±1,0 (4)<br><3,1 (1)<br>>5,1 (0) | 3,4±0,5 (5) | - | 3T (4)<br>4T (1) | 2T (2)<br>3T (3) | - |
| **A.II.19** | 4,3±1,0 (19)<br><3,3 (2)<br>>5,3 (5) | 4,3±1,0 (15)<br><3,3 (5)<br>>5,3 (6) | - | 2T (7)<br>3T (16)<br>4T (3) | 2T (18)<br>3T (8) | - |
| **A.II.20** | 3,3 | 4,5 | 0,7 | 3T | 2T | 3T |
| **A.II.21** | 4,5±1,0 (37)<br><3,5 (2)<br>>5,5 (5) | 4,3±1,0 (38)<br><3,3 (1)<br>>5,3 (5) | 2,0±1,0 (43)<br><1,0 (1)<br>>3,0 (0) | 2T (2)<br>3T (30)<br>4T (11)<br>> (1) | 2T (24)<br>3T (20) | 2T (26)<br>3T (18) |
| **A.II.22** | 3,8±0,5 (4) | 4,4±1,0 (4) | **SI**: 0,9±0,5 (4)<br>**S**: 1,8±1,0 (4) | 3T (1)<br>4T (3) | 2T (1)<br>3T (2)<br>4T (1) | **SI**: 2T (1)<br>4T (3)<br>**S**: 2T (1)<br>3T (2)<br>4T (1) |
| **A.II.23** | 4,0±1,0 (109)<br><3,0 (11)<br>>5,0 (16) | 3,5±1,0 (129)<br><2,5 (0)<br>>4,5 (7) | - | 2T (7)<br>3T (105)<br>4T (18)<br>> (6) | 2T (80)<br>3T (53)<br>4T (3) | - |
| **A.II.24** | 3,8±1,0 (7) | 3,7±0,5 (7) | 0,7±0,5 (7) | 3T (6)<br>4T (1) | 2T (6)<br>3T (1) | 3T (6)<br>4T (1) |
| **A.II.25** | 4,0±1,0 (50)<br><3,0 (3)<br>>5,0 (6) | 3,6±1,0 (58)<br><2,6 (0)<br>>4,6 (1) | 1,7±1,0 (49)<br><0,7 (9)<br>>2,7 (1) | 2T (3)<br>3T (39)<br>4T (17) | 2T (36)<br>3T (22)<br>4T (1) | 2T (36)<br>3T (22)<br>4T (1) |
| **A.II.26** | 3,4±0,5 (2) | 3,3±0,5 (2) | **S**: 2,0±0,5 (2)<br>**SI**: 0,5±0,5 (2) | 3T (2) | 2T (2) | **S**: 2T (2)<br>**SI**: 3T (2) |
| **A.II.27** | 3,9±1,0 (91)<br><2,9 (6)<br>>4,9 (8) | 3,4±1,0 (101)<br><2,4 (0)<br>> 4,4 (4) | - | 2T (7)<br>3T (81)<br>4T (12)<br>> (5) | 2T (69)<br>3T (32)<br>4T (4) | - |
| **A.II.28** | 3,9±1,0 (10)<br><2,9 (2)<br>>4,9 (2) | 3,4±1,0 (14) | 1,6±1,0 (12)<br><0,6 (2)<br>>2,6 (0) | 2T (1)<br>3T (11)<br>4T (2) | 2T (8)<br>3T (5)<br>4T (1) | 2T (9)<br>3T (5) |
| **A.II.29** | 3,6±1,0 (36)<br><2,6 (0)<br>>4,6 (3) | 3,2±1,0 (39) | - | 2T (1)<br>3T (31)<br>4T (7) | 2T (21)<br>3T (17)<br>4T (1) | - |
| **A.II.30** | 3,7 | 3,2 | 0,5 | 4T | 2T | 2T |
| **A.II.31** | 4,2±1,0 (2)<br><3,2 (2)<br>>5,2 (2) | 3,5±0,5 (6) | - | 2T (1)<br>3T (2)<br>4T (1)<br>> (2) | 2T (4)<br>3T (2) | - |
| **A.II.32** | 5,2±0,5 (2) | 3,3±1,0 (2) | - | > (2) | 2T (1)<br>4T (1) | - |
| **B.I.33** | 4,8±1,0 (7)<br><3,8 (1)<br>>5,8 (3) | - | - | 2T (9)<br>3T (2) | - | - |
| **B.I.34** | 3,6±1,0 (7) | 3,7±1,0 (7) | - | 2T (5)<br>3T (1)<br>> (1) | 2T (6)<br>3T (2) | - |
| **B.I.35** | 3,1±0,5 (2) | 3,6±0,5 (2) | 1,0±0,5 (2) | 2T (2) | 2T (2) | 2T (2) |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **B.I.36** | 3,0 | 3,0 | 2,0 | 2T | 2T | 2T |
| **B.I.37** | 3,7±1,0 (15)<br><2,7 (0)<br>>4,7 (1) | 3,6±1,0 (14)<br><2,6 (0)<br>>4,6 (2) | - | 2T (8)<br>3T (8) | 2T (12)<br>3T (4) | - |
| **B.I.38** | 2,9 | 3,2 | 0,7 | 2T | 2T | 2T |
| **B.I.39** | 3,2 | 3,1 | 1,6 | 2T | 2T | 2T |
| **B.I.40** | 3,5±1,0 (21)<br><2,5 (0)<br>>4,5 (1) | 3,3±1,0 (22) | - | 2T (14)<br>3T (5)<br>4T (1)<br>> (2) | 2T (17)<br>3T (4)<br>4T (1) | - |
| **B.I.41** | 4,0±0,5 (2) | 4,0±0,5 (2) | 0,5±0,5 (2) | 3T (1)<br>4T (1) | 3T (1)<br>4T (1) | 3T (1)<br>4T (1) |
| **B.I.42** | 3,4±1,0 (9) | 3,5±0,5 (9) | - | 2T (4)<br>3T(5) | 2T (7)<br>3T (2) | - |
| **B.I.43** | 3,0 | 3,0 | - | 2T | 2T | - |
| **B.II.44** | 3,8±1,0 (15)<br><2,8 (0)<br>>4,8 (1) | 3,3±1,0 (19) | - | 2T (6)<br>3T (9)<br>4T (1) | 2T (12)<br>3T (4) | - |
| **B.II.45** | 3,9±1,0 (6)<br><2,9 (0)<br>>4,9 (1) | 3,3±0,5 (7) | - | 2T (4)<br>3T (2)<br>4T (1) | 2T (4)<br>3T (3) | - |
| **B.II.46** | 4,5 | 3,0 | 2,5 | 2T | 2T | 2T |
| **B.II.47** | 4,2±1,0 (5)<br><3,2 (1)<br>>5,2 (2) | 3,3±1,0 (8) | - | 2T (3)<br>3T (4)<br>> (1) | 2T (6)<br>3T (2) | - |
| **B.II.48** | 5,2±0,5 (3) | 4,1±1,0 (3) | - | 3T (1)<br>> (2) | 3T (3) | - |
| **C.I.49** | 3,3 | 3,4 | 1,8 | 2T | 2T | 2T |
| **C.I.50** | 3,3 | 3,2 | 1,5 | 2T | 2T | 2T |
| **C.II.51** | 5,0 | 5,9 | 0,5 | 4T | 2T | 2T |
| **C.II.52** | 3,3±0,5 (3) | 3,5±0,5 (3) | - | 3T (3) | 2T (3) | - |
| **C.II.53** | 3,2 | 3,5 | 2,0 | 3T | 3T | 3T |
| **C.II.54** | 3,6±1,0 (3) | 3,1±0,5 (3) | - | 3T (2)<br>4T (1) | 2T (2)<br>3T (1) | - |
| **C.II.55** | 3,4 | 3,3 | 0,5 | 4T | 2T | 2T |
| **C.II.56** | 3,7±0,5 (3) | 3,4±0,5 (3) | - | 3T (3) | 2T (1)<br>3T (2) | - |
| **C.II.57** | 3,3 | 2,9 | 2,0 | 3T | 3T | 3T |
| **C.II.58** | 3,3 | 3,0 | - | 3T | 3T | - |
| **D.I.59** | 5,1±0,5 (2) | 4,7±0,5 (2) | - | 2T (1)<br>3T (1) | 2T (1)<br>3T (1) | - |
| **D.I.60** | 2,6 | 4,7 | 2,0 | 3T | 3T | 3T |
| **D.I.61** | 3,2 | 3,8 | - | 3T | 2T | - |
| **D.II.62** | 3,7±0,5 (2) | 3,8±0,5 (2) | - | 3T (2) | 3T (2) | - |
| **D.II.63** | 3,5 | 4,3 | 2,0 | 3T | 3T | 3T |
| **D.II.64** | 4,8 | 3,6 | - | 3T | 2T | - |
| **E.I.65** | 4,4 | 4,9 | **S**: 2,0<br>**SI**: 0,5 | 3T | 3T | **S**: 3T<br>**SI**: 3T |
| **E.I.66** | 4,8 | 3,2 | - | 3T | 2T | - |
| **E.II.67** | 4,6 | 4,0 | - | 3T | 2T | - |
| **E.II.68** | 3,7±1,0 (3) | 3,4±0,5 (3) | - | 2T (1)<br>3T (2) | 2T (2)<br>3T (1) | - |
| **F.I.69** | 4,0 | 3,6 | - | 2T | 2T | - |
| **F.I.70** | 3,8 | 3,3 | - | 3T | 2T | - |
| **F.II.71** | 3,7 | 4,2 | - | 2T | 2T | - |

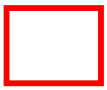
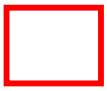
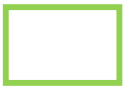
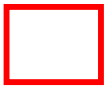
| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **F.II.72** | 4,0 | 3,6 | 1,5 | 4T | 3T | 3T |
| **G.I.73** | 5,4 | 5,7 | - | > | 4T | - |
| **G.I.74** | 4,5 | 3,6 | - | 3T | 2T | - |
| **G.II.75** | 5,6 | 5,5 | 1,5 | 3T | 3T | 3T |
| **G.II.76** | 5,2 | 4,1 | - | 3T | 2T | - |
| **H.I.77** | 4,9 | 4,8 | - | 0,30 | 0,30 | - |
| **H.I.78** | 3,8±1,0 (2) | 3,5±0,5 (2) | - | 0,40 (1)<br>0,50 (1) | 0,40 (1)<br>0,50 (1) | - |
| **H.I.79** | 2,7 | 3,5 | - | 0,80 | 0,40 | - |
| **I.I.80** | 4,0±1,0 (3) | 3,2±0,5 (3) | - | 0,30 (2)<br>0,35 (1) | 2T (3) | - |
| **I.I.81** | 3,3 | 3,7 | 2,0 | 0,55 | 4T | 4T |
| **L.I.82** | - | 4,1 | - | - | 2T | - |
| **L.I.83** | - | 4,2 | 2,5 | - | 2T | 2T |
| **L.I.84** | - | 5,9 | 2,0 | - | 2T | 2T |
| **M.I.85** | 8,0 | - | - | 2T | - | - |
| **M.II.86** | 5,6 | 3,7 | - | 3T | 2T | - |
| **N.I.87** | 2,9 | 3,4 | 0,7 | 0,45 | 0,45 | 0,40 |
| **O.I.88** | 3,7 | 3,5 | - | 0,40 | 0,40 | - |
| **P.I.89** | 3,0 | - | - | - | - | - |
| **Q.I.90** | 3,1 | 2,9 | 2,5 | 1,50 | 2T | 2T |

## 4.4 MODULI DI RIFERIMENTO

La caratterizzazione tipologica del costruito è il punto di partenza per lo svolgimento dello studio di vulnerabilità sismica presentato in questa tesi. Poiché le analisi sono effettuate per pannelli in muratura, le cui forze agenti sono strettamente correlate all'area di influenza del solaio, è stato necessario definire delle aree standard caratteristiche per ogni tipologia riconosciuta. Non avendo a disposizione le piante delle unità strutturali schedate, per la definizione di tali moduli è stato necessario ipotizzare una distribuzione dei muri di spina, in accordo con la partizione delle aperture in facciata e con la disposizione delle falde del tetto. A partire, quindi, dalle tipologie costituite dal maggior numero di unità, si sono osservate le facciate e le coperture delle singole unità per definirne la divisione interna. Data la grande varietà delle dimensioni così ottenute, si è deciso, al fine di caratterizzare in maniera globale le tipologie del costruito, di approssimare per eccesso e per difetto tali misure, in modo da ottenere raggruppamenti con un numero più significativo di moduli. L'approssimazione, effettuata all'unità, ha previsto la determinazione di intervalli di variabilità di ±0,5 m, in questo modo si è notato come i moduli più diffusi abbiano la dimensione di 3x4 m per le tipologie

senza portico e di 4x5 m per quelle che presentano il portico. In particolare, per le tipologie analizzate i moduli di riferimento più numerosi risultano essere:

*Tab.4.4.1 Principali moduli di riferimento*

| TIPOLOGIA | 1° modulo | | 2° modulo | | 3° modulo | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Dimensioni del modulo [m] | Numero moduli presenti | Dimensioni del modulo [m] | Numero moduli presenti | Dimensioni del modulo [m] | Numero moduli presenti |
| A.I.8 | 3x4  | 72 | 4x5  | 70 | 5x6  | 61 |
| A.II.23 | 4x5  | 60 | 3x4  | 56 | 5x5  | 55 |
| A.II.27 | 4x5  | 61 | 4x4  | 52 | 4x6  | 49 |
| A.I.12 | 3x4  | 61 | 4x5  | 55 | 4x4  | 44 |
| A.I.4 | 3x4  | 45 | 3x5  | 32 | 4x5  | 32 |
| A.II.25 | 4x5  | 34 | 4x4  | 30 | 3x5  | 21 |

a)



b)



*Fig.4.4.1 Esempi di unità strutturali caratteristiche rispettivamente della tipologia A.I.8 (a) e A.II.23 (b) suddivise in moduli*

# 5 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Nello studio della vulnerabilità sismica si prendono in esame i meccanismi che portano la struttura al collasso. Per gli edifici in muratura, questi si possono manifestare come meccanismi di collasso locali e meccanismi di collasso d'insieme.[1]

I meccanismi locali coinvolgono singoli pannelli murari o intere porzioni della costruzione e sono favoriti dall'assenza o dalla scarsità dei collegamenti tra pareti e solai e negli incroci murari. I meccanismi globali, invece, sono quelli che interessano l'intera costruzione e solitamente coinvolgono i pannelli murari nel loro piano. Per le verifiche di sicurezza bisogna prendere in considerazione entrambi i tipi di meccanismi.[2]

Qualora la costruzione non manifesti un chiaro comportamento d'insieme, ma tenda a reagire all'azione sismica che la investe come un insieme di sottosistemi, la verifica su un modello globale non è rappresentativa del suo comportamento reale. In questo caso la verifica globale può essere svolta mediante un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la forza sismica sia coerentemente riparta sui meccanismi locali e vengano tenute in considerazione le forze scambiate tra i diversi sottoinsieme considerati.[3]

Nel caso di aggregati edilizi, nell'analisi di un edificio è necessario tenere in considerazione le possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale di edifici adiacenti. Per questo motivo è indispensabile individuare l'unità strutturale da prendere in esame ed evidenziare le azioni derivanti dalle unità contigue, come i carichi provenienti da solai e pareti di unità adiacenti in caso di sisma, spinte di eventuali archi o volte appartenenti ad unità contigue e spinte provenienti da archi di contrasto o tiranti ancorati su altri edifici. Sono inoltre da valutare gli effetti di spinte non contrastate causate da solai sfalsati, di prospetti non allineati, di differenze di altezza o rigidezza tra unità adiacenti, di azioni di ribaltamento e di

[1] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8, p. 279

[2] D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, § 8.7.1, p. 290

[3] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8.7.1.1, p. 290

traslazione che interessano le pareti delle unità di testata ed il possibile martellamento nei giunti tra unità adiacenti.[4]

Negli edifici esistenti in muratura gli eventi sismici spesso causano collassi parziali, generalmente per la perdita dell'equilibrio di porzioni murarie. La valutazione di sicurezza prende dunque in esame i meccanismi locali, le cui analisi risultano significative solo se è garantita la monoliticità della parete, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.[5] La descrizione di tali meccanismi è riportata in seguito, in particolare nel capitolo 5.3.

Le analisi, svolte attraverso il metodo proposto dalle NTC 2008 e riportato nella circolare esplicativa del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n.617 del 2 febbraio 2009 *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008*, riguardano le tipologie definite nel capitolo 4 e hanno lo scopo di determinare le curve di capacità per ogni tipologia analizzata in riferimento ad ogni meccanismo considerato. Le curve di capacità sono il punto di partenza per la definizione delle curve di fragilità (cfr. §6), le quali consentono di individuare la vulnerabilità della tipologia in esame. Lo studio di tutte le tipologie individuate permette di definire la vulnerabilità sismica dell'intero centro storico.

## 5.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Per quanto riguarda gli edifici esistenti in muratura, la normativa prevede che le strutture siano valutate nei confronti di meccanismi locali, mediante verifiche svolte con l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico[6]. Questo tipo di approccio prevede la scelta del meccanismo di collasso che è ritenuto più significativo per la costruzione presa in esame e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. L'approccio cinematico, inoltre, consente di definire l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è in grado di sostenere all'evolversi del meccanismo. La curva è definita in funzione di un moltiplicatore $\alpha$, che rappresenta il rapporto tra le forze orizzontali applicate e i corrispettivi pesi delle masse presenti, espresso in funzione dello spostamento $d_k$ di

[4] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8A.3, p. 392

[5] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8A.4, p. 395

[6] Ibid.

un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere individuata fino a quando $\alpha$=0, cioè fino a quando la capacità di resistere ad azioni orizzontali è nulla. Questa curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale; il valore così ottenuto deve essere confrontato con la domanda di spostamento che viene richiesta dall'azione sismica.

Il metodo cinematico, per ogni possibile meccanismo locale, si organizza nei seguenti punti:

- Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, che sono definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura. Questi corpi possono ruotare o scorrere fra loro (meccanismi di danno e collasso);
- Stima del moltiplicatore orizzontale dei carichi $\alpha_0$ che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- Valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi $\alpha$ al crescere dello spostamento $d_k$ di un punto di controllo della catena cinematica, solitamente preso in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza orizzontale;
- Conversione della curva così ottenuta in curva di capacità, ossia in accelerazione $a^*$ e spostamento $d^*$ spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- Verifiche di sicurezza, mediante il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione di tale metodo di analisi generalmente si ipotizza:

- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Assenza di scorrimento tra blocchi;
- Resistenza a compressione infinita della muratura.

In realtà, per una riproduzione più realistica del comportamento, è più appropriato considerare:

- Scorrimento tra i blocchi considerando, quindi, la presenza di attrito;
- Connessioni tra le pareti murarie, anche di limitata resistenza;
- Presenza di catene metalliche;

- Limitata resistenza a compressione della muratura, considerando un adeguato arretramento delle cerniere rispetto allo spigolo della sezione;
- Presenza di pareti a paramenti scollegati.

### *5.1.1 Analisi cinematica lineare*[7]

Il moltiplicatore orizzontale $\alpha_0$ dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si ottiene applicando le seguenti forze ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dai blocchi stessi; un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati; eventuali forze esterne.

Viene assegnata una rotazione virtuale $\theta_k$ al generico blocco k in maniera da determinare gli spostamenti delle forze applicate, in funzione di $\theta_k$ e della geometria della struttura. Il moltiplicatore $\alpha_0$ si ricava grazie all'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamento, uguagliando il lavoro totale compiuto dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^{n} P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^{n} P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^{o} F_h \delta_h = L_{fi} \qquad (5.1)$$

dove:

*n* è il numero di tutte le forze peso applicate ai blocchi della catena;

*m* è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

*o* è il numero di forze sterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

$P_i$ è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco applicato nel suo baricentro);

$P_j$ è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica;

[7] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8A.4.1, pp. 396-397

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso $P_i$. Viene assunto come positivo il verso associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j-esimo peso $P_i$. Viene assunto come positivo il verso associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto in cui è applicata dell'i-esimo peso $P_i$. Viene assunto con verso positivo se verso l'alto;

$F_h$ è la generica forza esterna applicata ad un blocco, in valore assoluto;

$\delta_h$ è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna, nella direzione della stessa. Viene assunta di segno positivo se con verso discorde;

$L_{fi}$ è il lavoro di eventuali forze interne.

### *5.1.2 Analisi cinematica non lineare*[8]

Per definire la capacità di spostamento della struttura fino al collasso, per ogni meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale dei carichi $\alpha$ può essere valutato, oltre che sulla configurazione iniziale, anche su configurazioni variate della catena cinematica, che siano però rappresentative del meccanismo e descritte dallo spostamento $d_k$ di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere eseguita fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore $\alpha$, in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

Il valore del moltiplicatore $\alpha$ può essere stimato attraverso l'utilizzo dell'equazione 5.1, riferendosi alla geometria variata di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi. L'analisi può essere eseguita graficamente, identificando la geometria del sistema nelle differenti configurazioni fino al collasso, o analiticamente, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Nel caso in cui le diverse azioni (forze peso, azioni interne o esterne) vengano mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ricava è all'incirca

[8] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8A.4.2, p. 398

lineare. In questo caso è necessario calcolare solo lo spostamento $d_{k,0}$, per cui avviene l'annullamento del moltiplicatore; la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0 \left(1 - \frac{d_k}{d_{k,0}}\right) \tag{5.2}$$

Questa configurazione può essere ricavata esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $\theta_{k,0}$, applicando il Principio dei Lavori Virtuali attraverso la (5.1), ponendo $\alpha$=0 e ricavando da tale equazione, in genere non lineare, l'incognita $\theta_{k,0}$.
Conoscendo l'andamento del moltiplicatore orizzontale $\alpha$ dei carichi in funzione dello spostamento $d_k$ del punto di controllo della struttura, è necessario definire la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, individuando la relazione tra l'accelerazione $a^*$ e lo spostamento $d^*$.

La massa partecipante al cinematismo $M^*$ può essere calcolata attraverso la considerazione degli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}\right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \tag{5.3}$$

dove:

$n+m$ è il numero delle forze peso $P_i$ applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso $P_i$.

L'accelerazione sismica spettrale $a^*$ si ottiene tramite la moltiplicazione tra l'accelerazione di gravità ed il moltiplicatore $\alpha$, divisa per la massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \tag{5.4}$$

dove:

$g$ è l'accelerazione di gravità;

$e^*$ è la frazione di massa partecipante della struttura e vale:

$$e^* = \frac{g \cdot M}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}; \tag{5.5}$$

*FC* è il fattore di confidenza (cfr. tab.5.2.1). Nel caso in cui non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura per la valutazione del moltiplicatore $\alpha$, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

Lo spostamento spettrale $d^*$ dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi $P_i$. È possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale, noto lo spostamento del punto di controllo $d_k$:

$$d^* = d_k \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} \tag{5.6}$$

dove:

$n, m, P_i, \delta_{x,i}$ sono già stati definiti precedentemente;

$\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k, preso come riferimento per la determinazione dello spostamento $d_k$.

Quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva presenta un andamento lineare e la curva di capacità viene descritta dalla seguente espressione:

$$a^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d^*}{d_0^*}\right) \tag{5.7}$$

dove:

$d_0^*$ è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

Nell'ipotesi in cui siano presenti forze esterne di entità variabile, la curva sarà di norma assunta lineare a tratti. La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato limite di danno (SLD) e allo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono valutate sulla curva di capacità. Per lo SLD cono calcolate in corrispondenza dell'accelerazione spettrale $a_0^*$, equivalente all'attivazione del meccanismo di danno, mentre per quanto riguarda lo SLV, in corrispondenza dello spostamento spettrale $d_u^*$. Lo spostamento spettrale $d_u^*$ è definito come il minimo valore tra il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale $a^*$ e lo spostamento relativo a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione.

### *5.1.3 Verifiche di sicurezza allo Stato limite di danno*[9]

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di danno si ritiene soddisfatta quando l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

Nel caso in cui la verifica riguarda un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico valutato per T=0:

$$a_0^* \geq a_g \cdot \left(P_{V_R}\right) \cdot S \tag{5.8}$$

dove:

$a_g$ è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti nel capitolo 2.4.1, con riferimento al capitolo 3.2 delle NTC 2008;

$S$ è definito nel capitolo 2.4.1 con la formula (2.7), secondo il capitolo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008.

Se, al contrario, il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posizionata ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio presa in esame è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Oltre alla (5.8) si verifica anche:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \tag{5.9}$$

dove:

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito secondo le formule (2.3), (2.4), (2.5) e (2.6) riportate nel § 2.4.1, con riferimento al capitolo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008, in funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento $V_R$ come definiti al capitolo 2.4.1 secondo il capitolo 3.2 delle NTC 2008, calcolato per il periodo $T_1$;

$T_1$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità dell'edificio; se non sono disponibili valutazioni più

[9] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8A.4.2.3, p. 400

accurate e considerando $H$ come l'altezza della struttura rispetto alla fondazione, si assume:

$$\psi(Z) = \frac{Z}{H} \tag{5.10}$$

$Z$ è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

$\gamma$ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale. Con $N$ numero di piani dell'edificio, può essere assunto:

$$\gamma = \frac{3N}{2N+1} \tag{5.11}$$

Nel caso in cui si verifichino meccanismi locali lo Stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; per gli edifici esistenti in muratura, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta.

### *5.1.4 Verifiche di sicurezza allo Stato limite di salvaguardia della vita*[10]

La verifica allo Stato limite di salvaguardi della vita dei meccanismi locali può essere svolta seguendo uno dei seguenti criteri.

- *Analisi cinematica lineare*

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, la verifica di sicurezza si considera soddisfatta se l'accelerazione spettrale $a_0$* che attiva il meccanismo soddisfa la disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} \tag{5.12}$$

dove:

$a_g$ e $S$ sono stati definiti precedentemente (cfr. § 5.1.3)

$q$ è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2.0.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota

[10] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008,* § C8A.4.2.3, p. 400

della porzione di edificio interessata dal cinematismo è solitamente amplificata rispetto a quella al suolo. Si deve verificare, oltre alla (5.12), anche:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \tag{5.13}$$

dove:
$S_e(T_1)$, $\psi(Z)$ e $\gamma$ sono definite come nel capitolo 5.1.3, considerando che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento $V_R$.

- *Analisi cinematica non lineare*

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo $d_u$* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro si spostamento in corrispondenza del periodo secante $T_s$.
Lo spostamento è definito come:

$$d_s = 0.4 d_u^* \tag{5.14}$$

e l'accelerazione $a_s$*, corrispondente allo spostamento $d_s$* è individuata sulla curva di capacità. Il periodo secante è calcolato come:

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} \tag{5.15}$$

La domanda di spostamento $\Delta_s(T_s)$ è così ottenuta:

- Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, la verifica è soddisfatta se:

  $$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \tag{5.16}$$

  dove $S_{De}$ è lo spettro di risposta elastico in spostamento, definito nel capitolo 3.2.3.2.2 delle NTC 2008:

  $$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \tag{5.17}$$

- Se il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo. Oltre alla (5.16), si verifica anche:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_S}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1-\frac{T_S}{T_1}\right)^2 + 0.02\frac{T_S}{T_1}}} \tag{5.18}$$

## 5.2 DETERMINAZIONE DEI CARICHI

Per le analisi dei meccanismi locali di collasso è dunque necessaria la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle murature e delle forze agenti sulle pareti prese in considerazione. In particolar modo si richiede la definizione delle forze peso dei singoli pannelli murari e degli orizzontamenti gravanti su di essi. La forza peso dei pannelli murari coinvolti nei meccanismi è data dal prodotto tra il loro volume ed il peso specifico della muratura da cui sono costituiti, mentre, per quanto riguarda gli orizzontamenti e le coperture, le forze peso si ottengono mediante la combinazione sismica dei carichi permanenti (cfr. § 3.3.2 e 3.3.3) e dei carichi accidentali moltiplicata per l'area di influenza, ovvero la frazione di superficie di solaio gravante sulla parete in esame. Nei paragrafi successivi vengono definiti tali carichi.

### *5.2.1 Caratteristiche meccaniche e peso delle strutture verticali*

Trattandosi di analisi su edifici esistenti ed essendo la conoscenza di questi caratterizzata da un grado di incertezza, è opportuno calibrare i parametri in funzione delle informazioni disponibili. Infatti, in base al livello di conoscenza (LC), acquisito per geometria, dettagli costruttivi e materiali, si possono definire i fattori di confidenza (FC) (Tab.5.2.1). In particolare:

- La conoscenza della geometria si ottiene attraverso i rilievi geometrici e del quadro fessurativo;
- I dettagli costruttivi riguardano la qualità dei collegamenti tra pareti verticali e tra orizzontamenti e pareti, la presenza di architravi sopra le aperture, la presenza di elementi efficienti atti ad eliminare le spinte, la presenza di elementi ad alta vulnerabilità e la tipologia della muratura; questi sono esaminabili attraverso verifiche in situ limitate o estese ed esaustive;
- La conoscenza delle proprietà dei materiali riguarda la valutazione della qualità muraria, con riferimento al rispetto della "regola dell'arte". Si presta particolare attenzione alla presenza di diatoni, alla forma, tipologia e

dimensione degli elementi, alla loro tessitura, all'orizzontalità delle giaciture, allo sfalsamento dei giunti, alla qualità e consistenza della malta. Queste informazioni sono reperibili attraverso indagini in situ limitate, estese o esaustive.

*Tab.5.2.1 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza*

*RIFERIMENTO: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008, § C8A.1.A.4*

| **Livello di conoscenza** | **Geometria** | **Dettagli costruttivi** | **Proprietà dei materiali** | **Fattore di confidenza** |
|---|---|---|---|---|
| LC1 | Rilievo strutturale | Verifiche in situ limitate | Indagini in situ limitate | 1,35 |
| LC2 | | Verifiche in situ estese ed esaustive | Indagini in situ estese | 1,20 |
| LC3 | | | Indagini in situ esaustive | 1,00 |

In base al livello di conoscenza dell'edificio vengono considerati diversi valori dei parametri meccanici delle murature. La tipologia di informazioni raccolte nel corso dei sopralluoghi speditivi fornisce un livello di conoscenza pari a LC1, a cui corrispondono i valori minimi sia delle resistenze che dei moduli elastici. Nell'area schedata le strutture verticali sono costituite principalmente da muratura in mattoni pieni, con qualche raro caso di muratura in pietre a spacco o a blocchi lapidei. Per il livello LC1 i parametri meccanici di tali murature risultano:

*Tab.5.2.2 Valori dei parametri meccanici e peso specifico per tipologia muraria*

*RIFERIMENTO: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008, § C8A.2*

| Tipologia muraria | $f_m$ [N/cm$^2$] | $\tau_0$ [N/cm$^2$] | E [N/cm$^2$] | G [N/cm$^2$] | W [KN/m$^3$] |
|---|---|---|---|---|---|
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 260 | 5,6 | 1500 | 500 | 21 |
| Muratura a blocchi lapidei squadrati | 600 | 9,0 | 2400 | 780 | 22 |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce | 240 | 6,0 | 1200 | 400 | 18 |

Con: $f_m$ resistenza media a compressione della muratura

$\tau_0$ resistenza media a taglio della muratura

$E$ valore medio del modulo di elasticità normale

$G$ valore medio del modulo di elasticità tangenziale

$W$ peso specifico medio della muratura

Nel caso in cui la muratura presenti una buona malta, giunti sottili, ricorsi o listature, sistematiche connessioni trasversali, un nucleo interno scadente e/o ampio, consolidamento mediante iniezione di miscele leganti o intonaco armato, vengono forniti dei coefficienti correttivi dei parametri meccanici. Tali coefficienti, però, non verranno utilizzati data l'impossibilità di definire tali caratteristiche della muratura.

### *5.2.2 Carichi derivanti dalle strutture orizzontali*

Ai fini della determinazione delle forze peso di strutture orizzontali e coperture, in caso di verifica sismica i carichi permanenti e accidentali vengono combinati nel seguente modo:

$$N_i = G_i + \Psi_{2i} \cdot Q_i \tag{5.19}$$

dove:

$N_i$ forze peso da determinare;

$G_i$ carichi permanenti ottenuti dal prodotto tra i pesi (calcolati nei capitoli 3.3.2 e 3.3.3) e l'area di influenza del solaio;

$\Psi_{2i}$ coefficienti di combinazione definiti nella tabella 2.5.I delle NTC 2008 in funzione della categoria di ambiente o dell'azione variabile;

$Q_i$ carichi accidentali ottenuti dal prodotto tra i pesi definiti nella tabella 3.1.II delle NTC 2008 in funzione della categoria di ambiente ($q_i$) e l'area di influenza del solaio.

Nelle analisi, gli ambienti sono stati considerati ad uso residenziale, senza tenere conto della presenza di negozi, uffici o eventuali ambienti suscettibili di affollamento. Nella seguente tabella 5.2.12 vengono riportati i valori dei coefficienti di combinazione e dei carichi. Il vento non viene tenuto in considerazione nelle analisi, essendo un'azione dinamica trascurabile rispetto a quella del sisma; nemmeno il carico dovuto alla neve viene calcolato, essendo questo moltiplicato per un coefficiente pari a zero.

*Tab.5.2.12 Coefficienti di combinazione e carichi accidentali in funzione dell'ambiente o dell'azione*

*RIFERIMENTO: D.M. 14/01/2008, Norme tecniche per le costruzioni, Tabella 2.5.I e 3.1.II*

| | **Ambiente/Azione** | **Coefficienti di combinazione $\Psi_{2i}$** | **Carichi accidentali $q_i$ [kN/m$^2$]** |
|---|---|---|---|
| Orizzontamenti | Ambiente ad uso residenziale | 0,3 | 2,00 |
| Copertura | Azione del vento | 0,0 | (Vento) |
| | Azione della neve (a quota ≤ 1000 m.s.l.m.) | 0,0 | (Neve) |
| | Sottotetto non praticabile | 0,0 | 0,50 |

Riassumendo, dunque, i carichi utilizzati per la determinazione delle forze peso per lo svolgimento delle analisi sono:

*Tab.5.2.13 Pesi specifici per le strutture verticali e carichi permanenti ed accidentali con i relativi coefficienti di combinazione per le strutture orizzontali e per le coperture*

| **STRUTTURE VERTICALI** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Pesi specifici | Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | Muratura a blocchi lapidei squadrati | Muratura in mattoni pieni e malta di calce | |
| | 21,0 kN/m$^3$ | 22,0 kN/m$^3$ | 18,0 kN/m$^3$ | |
| **STRUTTURE ORIZZONTALI** | | | | |
| | TIPOLOGIA | PIANO TERRA | ALTRI PIANI | |
| Carichi permanenti | **Legno** | Legno con veneziana | Solo legno | |
| | | 4,00 kN/m$^2$ | 1,50 kN/m$^2$ | |
| | **Laterocemento** | Travetti e pignatte | Travetti e pignatte | |
| | | 5,00 kN/m$^2$ | 5,00 kN/m$^2$ | |
| | **Volte** | Volte con veneziana | Volte con legno | |
| | | 9,50 kN/m$^2$ | 7,00 kN/m$^2$ | |
| Carichi accidentali e Coeff. di combinazione | Ambiente ad uso residenziale | 2,00 kN/m$^2$<br>0,3 | | |
| **COPERTURA** | | | | |
| | TIPOLOGIA | CON SOTTOTETTO ABITABILE | SENZA SOTTOTETTO ABITABILE | |
| Carichi permanenti | **Legno** | Legno e tavelle | Solo legno | |
| | | 2,50 kN/m$^2$ | 2,00 kN/m$^2$ (Copertura inclinata) | 1,00 kN/m$^2$ (Sottotetto non abitabile) |
| | **Laterocemento** | Travetti e pignatte | Muretti e tavelloni | |
| | | 4,50 kN/m$^2$ | 3,20 kN/m$^2$ (Copertura inclinata) | 3,20 kN/m$^2$ (Sottotetto non abitabile) |
| Carichi accidentali e Coeff. di combinazione | Copertura | Neve/Vento<br>0,0 | Neve/Vento<br>0,0 | 0,50 kN/m$^2$<br>0,0 |

## 5.3 MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO

Per gli edifici in muratura i meccanismi di collasso si distinguono in meccanismi di primo modo e di secondo modo.

I meccanismi di primo modo sono quelli che si manifestano in seguito ad un'azione sismica che investe ortogonalmente la parete in analisi e sono i primi meccanismi che si innescano, data l'esigua resistenza della parete per azioni che la sollecitano fuori dal proprio piano. Questi, oltre alla natura delle connessioni tra i diversi elementi strutturali, sono strettamente correlati alle dimensioni delle pareti e alla loro monoliticità. I meccanismi di primo modo si classificano in ribaltamento e flessione della parete. Il ribaltamento consiste nella rotazione rigida dell'intera facciata, o di porzioni di essa, attorno a cerniere cilindriche orizzontali e può essere semplice se a ruotare è solo la parete che si sta considerando, o composta se la parete che ruota trascina con se porzioni di muratura appartenenti a pareti ortogonali. La flessione, invece, può essere verticale o orizzontale: si ha flessione verticale in presenza della formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due porzioni che ruotano attorno a tale cerniera, mentre si ha flessione orizzontale attraverso la rotazione di porzioni cuneiformi attorno a cerniere verticali ed oblique.

I meccanismi di secondo modo sono, invece, quelli che si manifestano in seguito a sollecitazioni sismiche complanari alle pareti murarie stesse. Le pareti vengono danneggiate per taglio e mostrano lesioni a X, le quali raramente comportano il collasso della struttura. I meccanismi di secondo modo, infatti, si manifestano dopo i meccanismi di primo modo poiché la parete possiede nel proprio piano una maggiore resistenza e, di conseguenza, i valori del moltiplicatore di collasso sono più elevati.

La risposta di un organismo edilizio risulta quindi regolata dai meccanismi di primo modo, che ne definiscono la vulnerabilità.

### *5.3.1 Ribaltamento semplice di parete*[11]

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti. Tale rotazione avviene rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse, che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal

[11] Milano et al., *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali*, 2009

piano (fig.5.3.1). Il ribaltamento coinvolge quindi le pareti esterne che sono perpendicolari all'azione sismica a cui è soggetta la costruzione.

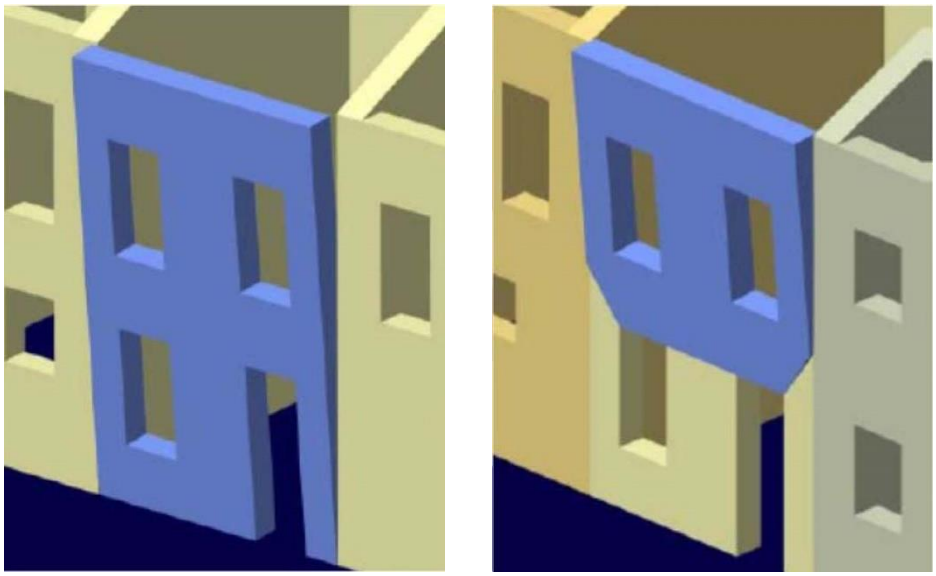


*Fig.5.3.1 Illustrazione schematica del ribaltamento semplice rispettivamente dell'intera facciata e della porzione superiore*

*RIFERIMENTO: Milano et al., Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali, 2009*

La parete interessata da ribaltamento semplice non presenta vincoli in sommità e collegamenti efficaci alle pareti ed essa ortogonali. Tale meccanismo è associato a carenze e vulnerabilità presenti nell'unità strutturale, quali assenza di cordoli o catene ai piani, orizzontamenti deformabili e/o mal collegati, inserzioni murarie di cattiva qualità, presenza di spinte non contrastate sulla parete e muratura a sacco o paramenti mal collegati. Una volta che il meccanismo si è attivato, iniziano a svilupparsi lesioni verticali in corrispondenza delle inserzioni murarie, si manifesta il fuori piombo della parete ribaltante e lo sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Il ribaltamento può coinvolgere:

- Uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- L'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria (a sacco, carenza di diatoni);
- Diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.

Per valutare analiticamente il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sugli elementi strutturali $\alpha_0$, che porta all'attivazione del ribaltamento, le espressioni da utilizzare con riferimento alla fig.5.3.2 sono:

Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^{n} W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i \cdot h_i \qquad (5.20)$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[ \sum_{i=1}^{n} W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i \qquad (5.21)$$

Moltiplicatore di collasso: (5.22)

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^{n} T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_i}$$

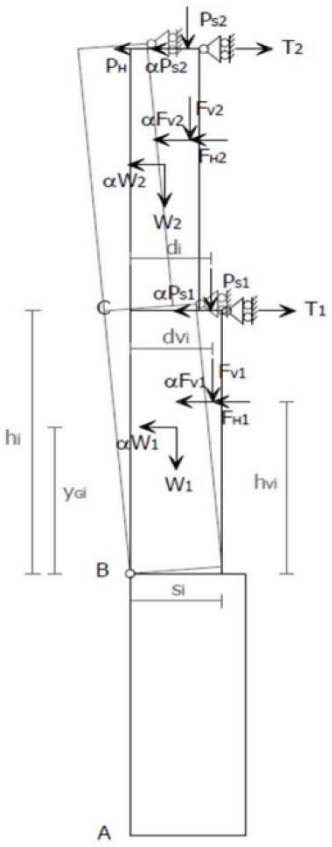



*Fig.5.3.2 Schema di calcolo del ribaltamento semplice*

*RIFERIMENTO: Milano et al., Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali, 2009*

### *5.3.2 Flessione verticale di parete*[12]

La flessione verticale avviene quando si forma una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due porzioni e attorno alla quale i due blocchi murari ruotano reciprocamente (Fig. 5.3.3). Come accade per il ribaltamento semplice, anche tale meccanismo coinvolge le pareti esterne soggette ad azioni fuori dal piano.

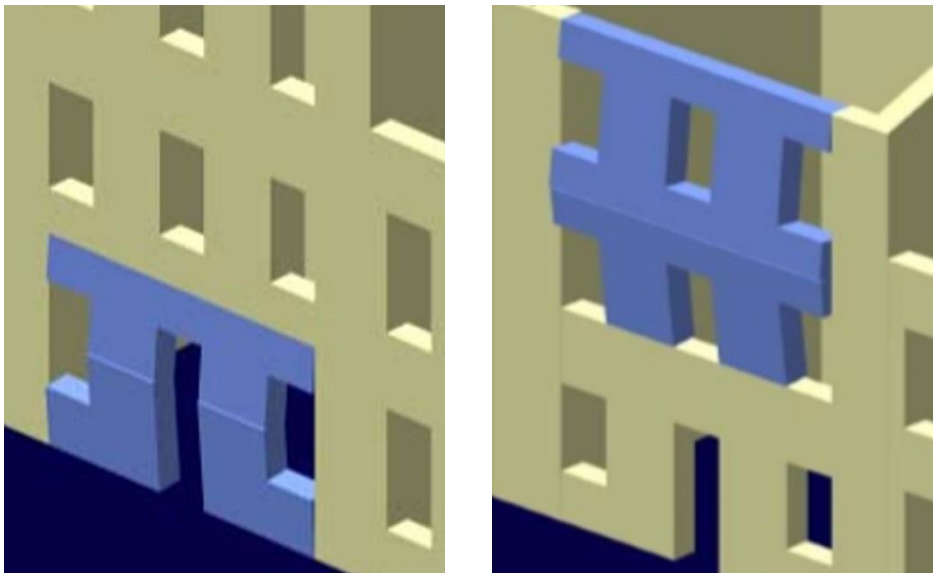


*Fig.5.3.3 Illustrazione schematica della flessione verticale rispettivamente della parete al piano terra e a livello di un orizzontamento*
*RIFERIMENTO: Milano et al., Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali, 2009*

La parete interessata da flessione verticale presenta vincoli efficaci in testa che ne consentono il trattenimento, mentre i collegamenti alle pareti ortogonali risultano carenti. Tale meccanismo è inoltre associato a pareti eccessivamente snelle, alla presenza di muratura a sacco o paramenti mal collegati, alla presenza di spinte orizzontali localizzate di archi e volte o quando gli orizzontamenti intermedi risultano mal collegati. L'avvenuta attivazione del meccanismo si manifesta mediante spanciamenti e fuori piombo della parete, lesioni orizzontali e verticali e sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.
La flessione verticale può coinvolgere:

- Uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- L'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;

[12] Milano et al., *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali,* 2009

- Diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture e spinte localizzate sulla parete.

Per valutare analiticamente il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sugli elementi strutturali $\alpha_0$, che porta all'attivazione del ribaltamento, le espressioni da utilizzare con riferimento alla fig.5.3.4 sono:

Equazione dei lavori virtuali: (5.23)

$$\alpha \cdot [W_1\delta_{1x} + W_2\delta_{2x} + F_{V1}\delta_{V1x} + F_{V2}\delta_{V2x} + P_{S1}\delta_{P1x}] + F_{H1}\delta_{V1x} + F_{H2}\delta_{V2x} = W_1\delta_{1y} + W_2\delta_{2y} + F_{V1}\delta_{V1y} + F_{V2}\delta_{V2y} + N\delta_{Ny} + P_{S1}\delta_{P1y} + P_{S2}\delta_{P2y} + T\delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha_0 = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}} \tag{5.24}$$

dove:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2}\left(\frac{W_2}{2} s_2 + + P_{S2} a_2 + N\, d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2}\right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P \tag{5.25}$$

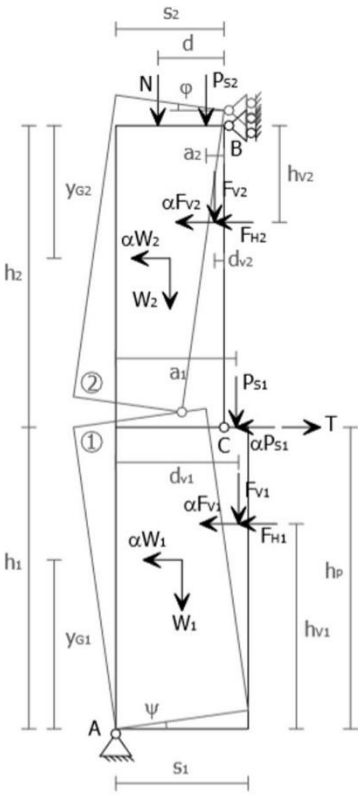



*Fig.5.3.4 Schema di calcolo della flessione verticale*

*RIFERIMENTO: Milano et al., Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali, 2009*

### *5.3.3 Meccanismo nel piano*[13]

I meccanismi nel piano, o meccanismi di secondo modo, interessano le pareti disposte parallelamente all'azione sismica e, come detto in precedenza, sono caratterizzati da elevati valori del moltiplicatore orizzontale dei carichi. Tali meccanismi si manifestano in seguito alla formazione di una cerniera attorno alla quale ruota un elemento cuneiforme isolato dal resto della facciata muraria. In relazione alla resistenza a taglio della muratura, è possibile individuare tre diversi meccanismi che prevedono il distacco del cuneo con diversi tipi di lesione: il primo caso prevede una lesione quasi verticale, nel secondo la lesione è diagonale e interessa tutta la larghezza della parete, mentre nel terzo la lesione diagonale è inclinata a 45° e si sviluppa dallo spigolo compresso in basso del pannello fino al bordo verticale opposto. Il caso più vulnerabile risulta il secondo, pertanto le analisi considerano il distacco di un triangolo di pannello separato dal resto della parete da una lesione che si estende tra lo spigolo compresso in basso e lo spigolo opposto in alto (Fig.5.3.5). Nel caso di edifici in aggregato, le unità più sensibili sono quelle di testata che, a causa della loro posizione, non risultano confinate e si comportano quindi come strutture isolate.

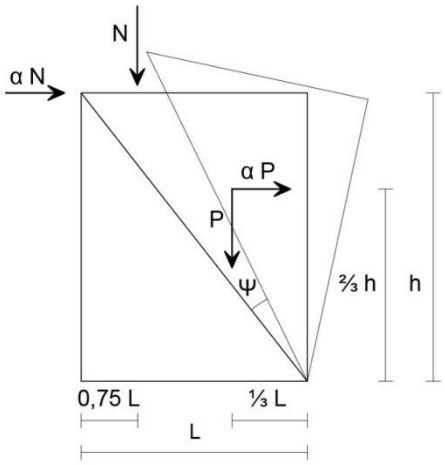



*Fig.5.3.5 Schema del meccanismo nel piano*

Il meccanismo nel piano e la conseguente formazione del cuneo di rottura sono condizionati dalla qualità della muratura e dalla presenza di aperture. Le aperture, infatti, suddividono la parete in maschi murari e fasce di piano, definendo l'area resistente della parete. In questo caso, le aperture individuano più pannelli murari

[13] Valluzzi et al., *Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura*, 2010

resistenti in parallelo che, qualora al di sopra di essi sia presente una fascia continua di muratura, si spostano orizzontalmente della stessa quantità (Fig.5.3.6).

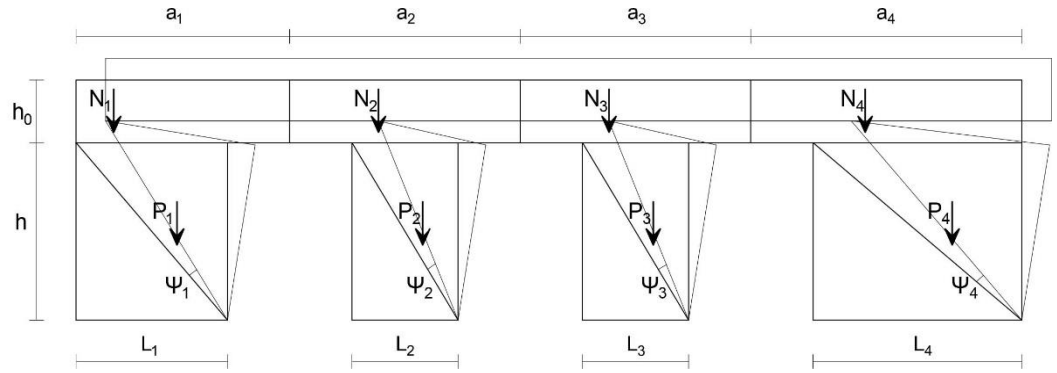



*Fig.5.3.6 Schema del meccanismo nel piano all'ultimo piano*

Tale meccanismo è associato alla presenza di molte aperture che riducono l'area resistente, alla cattiva qualità della muratura, a collegamenti poco efficaci tra la facciata e le pareti ortogonali interne, alla presenza di lesioni e alla resistenza al taglio inadeguata. Una volta che il meccanismo nel piano si è attivato sono presenti fessure diagonali nel pannello murario e cricche trasversali nei maschi murari o nelle fasce di piano.

Per valutare analiticamente il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sugli elementi strutturali $\alpha_0$, che porta all'attivazione del ribaltamento, le espressioni da utilizzare con riferimento alla Fig.5.3.5 sono:

Principio dei lavori virtuali:

$$\alpha \cdot P \cdot \frac{2}{3}h + \alpha \cdot N \cdot h - P \cdot \frac{1}{3}L - h \cdot 0.75L = 0 \tag{5.26}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{P \cdot \frac{1}{3}L + N \cdot 0.75L}{P \cdot \frac{2}{3}h + N \cdot h} = \frac{L}{h} \cdot \frac{\frac{1}{3}P + 0.75N}{\frac{2}{3}P + N} \tag{5.27}$$

Poiché la vulnerabilità degli edifici è governata dai meccanismi di primo modo, in questa tesi le analisi per il meccanismo nel piano non verranno svolte ma, ci si concentrerà solamente sui cinematismi che coinvolgono la parete fuori dal proprio piano.

## 5.4 ANALISI PER IL RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE

Tra le tipologie individuate nel capitolo 4.3.2, quelle maggiormente rappresentative del costruito patavino costituiscono l'oggetto di analisi per il meccanismo di ribaltamento, mentre le tipologie a cui appartiene un numero esiguo di unità strutturali o un singolo edificio restano in secondo piano. La tipologia, come descritto precedentemente, oltre che dal tipo di strutture verticali, orizzontali e di copertura, è definita anche dal numero di piani. Alla luce delle considerazioni effettuate nel capitolo 4.4 la dimensione del modulo di riferimento e la conseguente lunghezza del pannello murario, sono strettamente correlati alla presenza del portico. In particolare, le analisi sono state svolte per le dieci tipologie riportate in tabella 5.4.1, che comprendono 784 unità strutturali su un totale di 1104.

*Tab.5.4.1 Tipologie analizzate con le rispettive caratteristiche*

| TIPOLOGIA | NUMERO US | NUMERO PIANI | DIMENSIONE MODULO [m] | LUNGHEZZA PARETE [m] |
|---|---|---|---|---|
| A.I.8 | 144 | 3 | 3x4 | 4,00 |
| A.II.23 | 136 | 3 | 4x5 | 5,00 |
| A.II.27 | 105 | 4 | 4x5 | 5,00 |
| A.I.12 | 92 | 4 | 3x4 | 4,00 |
| A.I.4 | 77 | 2 | 3x4 | 4,00 |
| A.II.25 | 59 | 3+S | 4x5 | 5,00 |
| A.I.10 | 45 | 3+S | 3x4 | 4,00 |
| A.II.21 | 44 | 2+S | 4x5 | 5,00 |
| A.I.6 | 43 | 2+S | 3x4 | 4,00 |
| A.II.29 | 39 | 5 | 4x5 | 5,00 |

Tutte le tipologie prese in esame per le analisi appartengono alla macro-tipologia A e sono quindi caratterizzate da strutture verticali in mattoni pieni, orizzontamenti e copertura in legno. Le caratteristiche meccaniche delle murature ed il fattore di confidenza pari a 1,35 in riferimento al livello di conoscenza LC1, sono state definiti in precedenza (cfr. § 5.2.1) come anche i carichi permanenti ed accidentali dei solai e delle coperture, riassunti nella tabella 5.2.13. In accordo con il metodo proposto dalla normativa italiana vigente descritto in precedenza (cfr. § 5.1), è necessario definire alcuni valori da utilizzare nei calcoli. Il valore dell'accelerazione orizzontale massima del terreno $a_g$ per la città di Padova vale 0,085 g, il fattore massimo di amplificazione dello spettro $F_0$ è uguale a 2,620 ed il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T_C^*$ è uguale a 0,333 s, come già riportato nel capitolo 2.4.2.

Le analisi prendono in considerazione il ribaltamento dell'intera parete o di porzioni superiori, ipotizzando che la cerniera cilindrica attorno cui ruota il pannello

murario, possa formarsi a qualsiasi livello dell'unità strutturale, a partire dalla quota zero corrispondente al meccanismo a terra. Nelle tipologie dotate di portico, data la particolare conformazione del piano terra caratterizzato unicamente da aperture, non può verificarsi un ribaltamento a terra; per questo motivo si considerano solo i meccanismi in quota. La cerniera, inoltre, viene considerata arretrata rispetto al filo esterno della parete per tenere conto dello schiacciamento della muratura.
Tra le strutture verticali ed orizzontali viene considerata la presenza di attrito, il cui coefficiente viene definito sulla base dei valori utilizzati dal programma di calcolo Vulnus. Dei due coefficienti d'attrito proposti da tale programma, è stato individuato quello relativo all'orditura principale del solaio, pari a 0,15. Nonostante nella realtà questo valore risulti più elevato, si è deciso di mantenerlo tale a favore di sicurezza in quanto, dalle prime analisi effettuate, si è riscontrato che queste erano comunque largamente soddisfatte.
Oltre ai valori appena definiti, nelle analisi vengono utilizzati dei parametri variabili.

### *5.4.1 Definizione dei parametri*

L'individuazione tipologica svolta nel capitolo 4.3.2, oltre alla definizione vera e propria delle diverse tipologie (cfr. tab.4.3.2), ha portato caratterizzazione delle altezze dei piani e degli spessori delle murature rappresentativi di ogni tipologia (cfr. tab.4.3.3): per le altezze, a partire dal valore medio misurato, si sono definiti degli intervalli di variabilità di ± 1,0 m o ± 0,5 m che racchiudessero il maggior numero di unità, mentre per gli spessori si sono considerati tutti i valori rilevati. I primi parametri sono dunque quelli relativi all'altezza e allo spessore della muratura del piano terra, dei piani superiori, dell'eventuale sottotetto e dell'eventuale seminterrato. I valori delle altezze sono 3 per ogni piano: il valore medio, il massimo ed il minimo in base all'intervallo di variabilità considerato, che non è coincidono necessariamente con il valore minimo e massimo rilevato in sito. Gli spessori, invece, sono identificati in base alla disposizione e al numero di mattoni, individuando murature a due, tre o quattro teste o con spessori maggiori (non sempre tutti i quattro valori sono presenti nei piani considerati). Un altro parametro considerato è la quantità di bucature in facciata, individuato mediante la percentuale di vuoto nella parete: maggiore del 30%, compresa tra il 20% ed il 30%, compresa tra il 10% ed il 20% o inferiore al 10%. Poiché le analisi si basano su dati raccolti

nel corso di rilievi speditivi nei quali è stato impossibile definire su quali pareti poggino i solai, un altro parametro di cui è opportuna la considerazione è l'orditura di questi, da cui dipende anche l'area di influenza dell'orizzontamento gravante sulla parete in esame: se il solaio è ordito perpendicolarmente al pannello murario l'area di influenza è pari alla metà dell'area del modulo, mentre se segue la direzione parallela, la parete viene considerata scarica e l'area uguale a zero. I parametri risultano, dunque, essere i seguenti:

*Tab.5.4.2 Parametri per le tipologie analizzate*

| TIPOLOGIA | ALTEZZA PT [m] | ALTEZZA P+ [m] | ALTEZZA S [m] | SPESSORE MURATURA PT | SPESSORE MURATURA P+ (e S) | BUCATURE IN FACCIATA | ORDITURA SOLAIO |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A.I.8 | 3,70<br>2,70<br>4,70 | 3,50<br>2,50<br>4,50 | - | 2 teste<br>3 teste<br>4 teste<br>Spessori maggiori | 2 teste<br>3 teste<br>4 teste | < 10%<br>10% – 20%<br>20% - 30%<br>> 30% | Perpendicolare<br>Parallela |
| A.II.23 | 4,00<br>3,00<br>5,00 | 3,50<br>2,50<br>4,50 | - | | | | |
| A.II.27 | 3,90<br>2,90<br>4,90 | 3,40<br>2,40<br>4,40 | - | | | | |
| A.I.12 | 3,70<br>2,70<br>4,70 | 3,40<br>2,40<br>4,40 | - | | | | |
| A.I.4 | 3,80<br>2,80<br>4,80 | 3,80<br>2,80<br>4,80 | - | | | | |
| A.II.25 | 4,00<br>3,00<br>5,00 | 3,60<br>2,60<br>4,60 | 1,70<br>0,70<br>2,70 | | | | |
| A.I.10 | 3,60<br>2,60<br>4,60 | 3,70<br>2,70<br>4,70 | 1,70<br>0,70<br>2,70 | | | | |
| A.II.21 | 4,50<br>3,50<br>5,50 | 4,30<br>3,30<br>5,30 | 2,00<br>1,00<br>3,00 | | | | |
| A.I.6 | 4,00<br>3,00<br>5,00 | 4,30<br>3,30<br>5,30 | 1,90<br>0,90<br>2,90 | | | | |
| A.II.29 | 3,60<br>2,60<br>4,60 | 3,20<br>2,20<br>4,20 | - | | | | |

Variando i parametri sopra riportati e combinandoli tra loro vengono individuate le combinazioni sulle quali svolgere le analisi. Poiché queste devono rispecchiare i casi reali, non tutte vengono tenute in considerazione; ad esempio, per quanto riguarda lo spessore delle murature, il piano terra può avere lo stesso spessore dei

piani superiori oppure essere maggiore di una o due teste; lo spessore dei piani superiori, quindi, non è mai maggiore di quello del piano terra.

Data l'imponente mole di dati, per favorirne una più semplice elaborazione, si è reso necessario dividere ogni tipologia in micro-tipologie, secondo i parametri maggiormente influenti nel meccanismo. In primo luogo si è preso in considerazione lo spessore della muratura dei piani superiori, definendo le micro-tipologie A, B e C, rispettivamente per lo spessore a due teste, tre teste e quattro teste. Una volta eseguita questa divisione si è considerata l'orditura del solaio, parallela o perpendicolare alla parete, dividendo le precedenti micro-tipologie nelle definitive A// e A⊥, B// e B⊥, C// e C⊥. Ognuna di queste micro-tipologie racchiude al suo interno dei casi, caratterizzati dalla variazione dei parametri rimanenti (altezze interpiano e bucature in facciata), che sono descritti nella tabella 5.4.3. Come si può notare non viene presa in considerazione l'altezza dell'eventuale sottotetto. Nel caso in cui questo sia presente, ai 36 casi sopra descritti, se ne aggiungono altri 72; si hanno, quindi, tre gruppi, ognuno formato dai 36 casi, tra i quali varia l'altezza del sottotetto: dal caso 1 al 36 l'altezza è media, dal 37 al 72 è minima, dal 73 al 108 è massima.

*Tab.5.4.3 Individuazione dei casi per ogni micro-tipologia per il meccanismo di ribaltamento*

| CASO | ALTEZZA PT | ALTEZZA P+ | BUCATURE IN FACCIATA |
|---|---|---|---|
| 1 | Media | Media | < 10% |
| 2 | Media | Media | 10% - 20% |
| 3 | Media | Media | 20% - 30% |
| 4 | Media | Media | > 30% |
| 5 | Media | Minima | < 10% |
| 6 | Media | Minima | 10% - 20% |
| 7 | Media | Minima | 20% - 30% |
| 8 | Media | Minima | > 30% |
| 9 | Media | Massima | < 10% |
| 10 | Media | Massima | 10% - 20% |
| 11 | Media | Massima | 20% - 30% |
| 12 | Media | Massima | > 30% |
| 13 | Minima | Media | < 10% |
| 14 | Minima | Media | 10% - 20% |
| 15 | Minima | Media | 20% - 30% |
| 16 | Minima | Media | > 30% |
| 17 | Minima | Minima | < 10% |
| 18 | Minima | Minima | 10% - 20% |
| 19 | Minima | Minima | 20% - 30% |
| 20 | Minima | Minima | > 30% |
| 21 | Minima | Massima | < 10% |
| 22 | Minima | Massima | 10% - 20% |
| 23 | Minima | Massima | 20% - 30% |
| 24 | Minima | Massima | > 30% |
| 25 | Massima | Media | < 10% |
| 26 | Massima | Media | 10% - 20% |
| 27 | Massima | Media | 20% - 30% |
| 28 | Massima | Media | > 30% |
| 29 | Massima | Minima | < 10% |
| 30 | Massima | Minima | 10% - 20% |
| 31 | Massima | Minima | 20% - 30% |
| 32 | Massima | Minima | > 30% |
| 33 | Massima | Massima | < 10% |
| 34 | Massima | Massima | 10% - 20% |
| 35 | Massima | Massima | 20% - 30% |
| 36 | Massima | Massima | > 30% |

Per quanto detto precedentemente riguardo le modalità con cui sono state definite le micro-tipologie, ci si trova, inoltre, nella condizione per cui, quando si considera il ribaltamento alla quota zero, ad ogni caso corrisponde più di una combinazione. Varia infatti lo spessore della muratura del piano terra. Nella micro-tipologia A la muratura dei piani superiori è a due teste e, di conseguenza, il piano terra può avere muratura a due, tre o quattro teste; nella micro-tipologia B, a cui corrisponde uno spessore della muratura dei piani superiori pari a tre teste, lo spessore del piano terra può coincidere con le tre o quattro teste, oppure con spessori maggiori; nel caso della micro-tipologia C, invece, ad uno spessore dei piani superiore di quattro teste, possono corrispondere al piano terra murature a quattro teste o con spessori maggiori. Per questo motivo, alla quota zero, ogni caso è identificato da due numeri

separati da una virgola: il primo rappresenta il caso vero e proprio, mentre il secondo corrisponde al sotto-caso correlato allo spessore delle murature del piano terra. Quando si prende in considerazione il meccanismo alle quote diverse da zero, poiché non entra in gioco lo spessore del piano terra, i casi si limitano a quelli già descritti.

### *5.4.2 Verifiche del meccanismo*

Per ogni tipologia definita nella tabella 5.4.1 è stata effettuata l'analisi cinematica lineare e non lineare secondo quanto descritto da normativa e riportato nel capitolo 5.1, utilizzando i valori tipologici e parametrici delineati nel precedentemente.
In questa paragrafo e nei successivi vengono descritti, confrontati e commentati i risultati relativi alla tipologia A.I.8, che racchiude al suo interno il maggior numero di unità strutturali, mentre i risultati delle altre tipologie e le relative rappresentazioni grafiche sono riportati nell'allegato C1.
Questa tipologia è caratterizzata da strutture verticali in mattoni pieni, orizzontamenti e coperture in legno, 3 piani e non è dotata di portico. Le altezze medie di piano sono 3,70 m per il piano terra e 3,50 m per i piani superiori con variazioni di ±1,00 m. Dato il numero di piani della tipologia e l'assenza del portico, per le diverse micro-tipologie le analisi sono state svolte alla quota 0, 1 e 2. Nelle seguenti tabelle (da Tab.5.4.4 a Tab.5.4.21) sono riassunti i risultati delle analisi, mentre i valori numerici ricavati sono riportati per esteso in allegato C1.

*Tab.5.4.4 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia A⊥ alla quota 0*

| **A⊥ - QUOTA 0** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | 1-2-3 | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.5 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia A⊥ alla quota 1*

| **A⊥ - QUOTA 1** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | - | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.6 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia A⊥ alla quota 2*

| **A⊥ - QUOTA 2** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.7 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia A// alla quota 0*

| **A// - QUOTA 0** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | 1-2 | NON VERIFICATA | NON VERIFICATA |
| 1-8; 11-20; 24-32; 35; 36 | 3 | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 9; 10; 21; 22; 23; 33; 34 | 3 | NON VERIFICATA | NON VERIFICATA |

*Tab.5.4.8 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia A// alla quota 1*

| **A// - QUOTA 1** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | - | NON VERIFICATA | NON VERIFICATA |

*Tab.5.4.9 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia A// alla quota 2*

| **A// - QUOTA 2** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-7; 9-19; 21-31; 33-36 | - | NON VERIFICATA | NON VERIFICATA |
| 8; 20; 32 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.10 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia B⊥ alla quota 0*

| **B⊥ - QUOTA 0** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | 1-2-3 | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.11 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia B⊥ alla quota 1*

| **B⊥ - QUOTA 1** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | - | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.12 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia B⊥ alla quota 2*

| **B⊥ - QUOTA 2** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-6; 9-16; 21-31; 33-36 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 7; 8; 17-20; 32 | - | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.13 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia B// alla quota 0*

| **B// - QUOTA 0** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-3; 5-7; 9-15; 17; 21-31; 33-36 | 1 | NON VERIFICATA | NON VERIFICATA |
| 4; 8; 16; 18-20; 32 | 1 | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 9; 21; 33 | 2 | NON VERIFICATA | NON VERIFICATA |
| 1-8; 10-20; 22-32; 34-36 | 2 | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 1-16; 21-36 | 3 | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 17-20 | 3 | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.14 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia B// alla quota 1*

| **B// - QUOTA 1** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1; 9-11; 13; 21-23; 25; 33-35 | - | NON VERIFICATA | NON VERIFICATA |
| 2-8; 12; 14-20; 24; 26-32; 36 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.15 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia B// alla quota 2*

| **B// - QUOTA 2** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.16 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia C⊥ alla quota 0*

| **C⊥ - QUOTA 0** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | 1-2 | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.17 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia C⊥ alla quota 1*

| **C⊥ - QUOTA 1** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | - | VERIFICATA | VERIFICATA |

*Tab.5.4.18 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia C⊥ alla quota 2*

| **C⊥ - QUOTA 2** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-4; 9-15; 21-28; 33-36 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 5-8; 16-20; 29-32 | - | VERIFICATA | VARIFICATA |

*Tab.5.4.19 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia C// alla quota 0*

| **C// - QUOTA 0** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-17; 21-36 | 1-2 | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 1-17; 21-36 | 1 | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 18-20 | 2 | VERIFICATA | VARIFICATA |

*Tab.5.4.20 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia C// alla quota 1*

| **C// - QUOTA 1** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-15; 21-36 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |
| 16-20 | - | VERIFICATA | VARIFICATA |

*Tab.5.4.21 Verifiche per il meccanismo di ribaltamento semplice – Micro-tipologia C// alla quota 2*

| **C// - QUOTA 2** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-36 | - | NON VERIFICATA | VERIFICATA |

Dall'osservazione dei risultati si può notare che nelle micro-tipologie A⊥, B⊥ e C⊥ tutti i casi risultano verificati, mentre i casi non verificati sono maggiormente concentrati nelle micro-tipologie in cui l'orditura è parallela alla parete in analisi. In particolare, i casi che non risultano verificati sono:

Nella micro-tipologia A//:

- Alla quota zero tutti i casi con muratura a due e tre teste ed i casi 9, 10, 21, 22, 23, 33 e 34 con muratura a 4 teste;
- Alla quota uno tutti i casi;
- Alla quota due tutti i casi eccetto i casi 8, 20 e 32 che presentano altezza minima ai piani superiori, bucature >30% e nei quali varia solamente l'altezza del piano terra (rispettivamente media, minima e massima).

Nella micro-tipologia B//:

- Alla quota zero con muratura a tre teste tutti i casi eccetto il 4, 8, 16, 18, 19, 20 e 32, con muratura a quattro teste i casi 9, 21 e 33;
- Alla quota uno i casi 1, 9, 10, 11, 13, 21, 22, 23, 25, 33, 34 e 35: i casi 1, 9, 13, 21, 25 e 33 hanno bucature <10%, nei casi 1 e 9 il piano terra ha altezza media, nei casi 13 e 21 minima e nei casi 25 e 33 massima, mentre i piani superiori hanno altezza media nei casi 1, 13 e 25 e massima nei casi 9, 21 e 33; i casi 10 e 11, 22 e 23, 34 e 35 variano rispettivamente dai casi 9, 21 e 33 per le bucature che sono comprese tra il 10% ed il 20% e tra il 20% ed il 30%.

Alla quota due della micro-tipologia B// e a tutte le quote della tipologia C// tutti i casi risultano invece verificati. Si può quindi notare come i parametri più influenti siano l'orditura del solaio e lo spessore delle murature. Quando l'orditura è perpendicolare, infatti, il meccanismo è sempre verificato, mentre quando l'orditura è parallela sono verificati i casi in cui le strutture verticali non hanno spessori esigui. Osservando anche l'analisi lineare, si può inoltre vedere come questa risulti generalmente verificata alla quota zero e uno, mentre non soddisfatta alla quota due; anche nell'analisi lineare si nota come lo spessore influisca nella verifica del meccanismo, che risulta maggiormente soddisfatta quando questo è più elevato.

Di seguito sono riportati i grafici in cui sono raccolti i risultati con i valori espressi in termini percentuali e numerici, riferiti ad un numero totale di 1008 analisi. Grazie ad essi è possibile osservare le considerazioni sopra riportate.

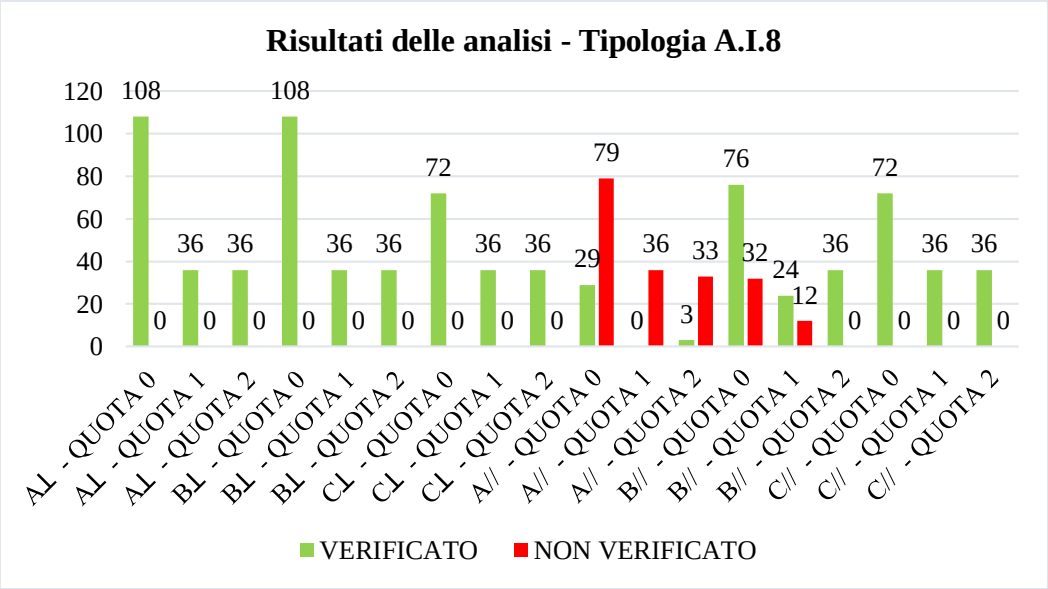



*Fig.5.4.1 Rappresentazione dei risultati per il meccanismo di ribaltamento semplice – Tipologia A.I.8 – Numero di casi*

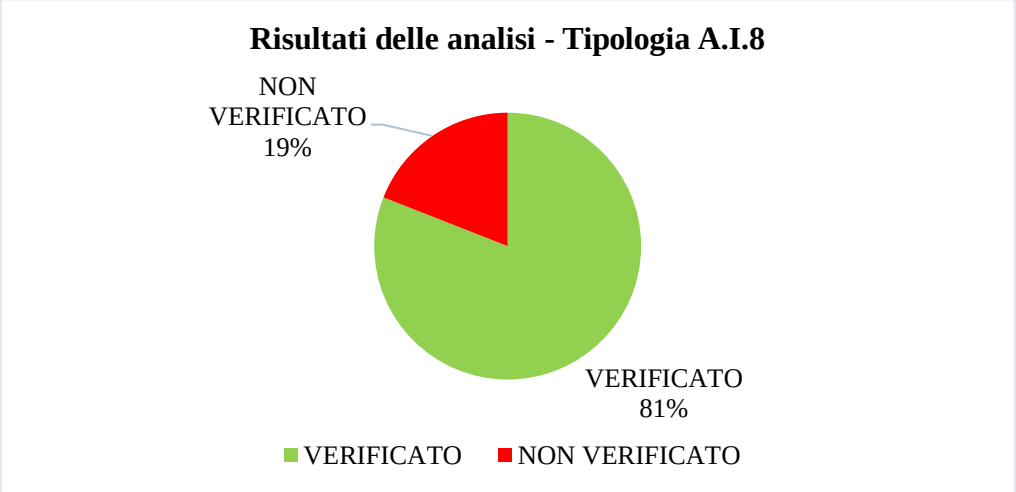



*Fig.5.4.2 Rappresentazione dei risultati per il meccanismo di ribaltamento semplice – Tipologia A.I.8 – Percentuali*

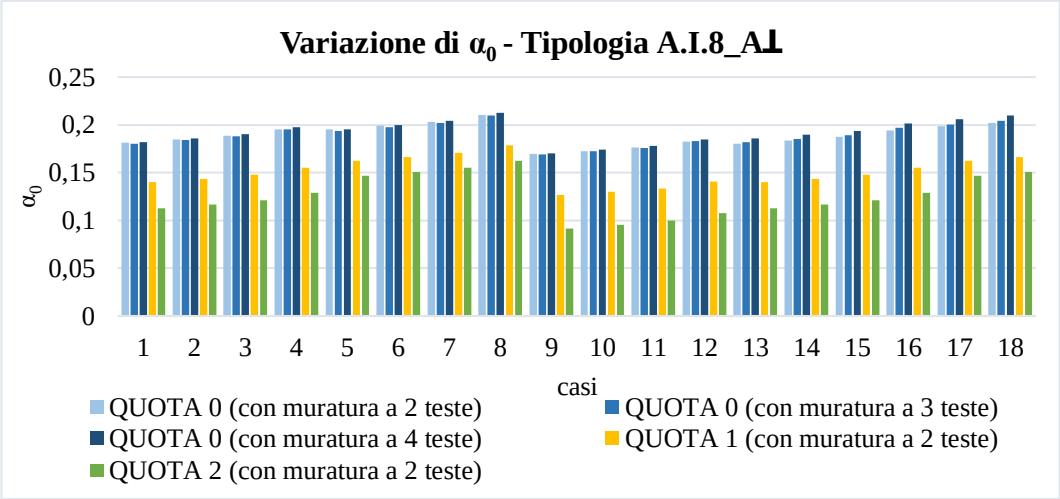
Anche per le altre tipologie analizzate i risultati sono molto simili a quelli appena discussi, poiché tutte le tipologie hanno le medesime caratteristiche strutturali e presentano variazioni solo in riferimento alle altezze interpiano. I risultati e le loro elaborazioni grafiche sono riportati nell'allegato C1.

### *5.4.3 Analisi dei parametri*

Per ogni micro-tipologia si sono confrontati i parametri risultanti dall'analisi del meccanismo, per vedere quali dati influiscano maggiormente sul comportamento della struttura. In particolar modo ci si concentra sul coefficiente di attivazione del meccanismo $\alpha_0$ e sulla capacità di spostamento ultimo del sistema $d_U^*$; le stesse

considerazioni effettuate per questi due parametri possono essere trasposte rispettivamente ad $a_0$* e $d_0$*. Gli istogrammi riportati di seguito, riferiti alla tipologia A.I.8, mostrano come varia la distribuzione di $\alpha_0$ in ogni micro-tipologia. Si può osservare che:

- Analizzando lo stesso caso considerando le due possibili orditure del solaio, nel caso di orditura parallela, l'assenza delle forze stabilizzanti derivanti dagli orizzontamenti si riflette in un coefficiente di attivazione notevolmente ridotto che rende la parete maggiormente vulnerabile nei confronti del ribaltamento;
- Quando l'orditura dei solai è perpendicolare i valori di $\alpha_0$ più elevati si hanno alla quota zero e diminuiscono con l'aumentare dell'altezza, mentre, al contrario, quando è parallela i valori massimi sono alla quota due ed i minimi alla quota zero. Questo mostra come il meccanismo si inneschi prevalentemente in quota piuttosto che a terra, quando l'orditura è perpendicolare, e tenda a formarsi a terra quando questa sia parallela;
- Generalmente con l'aumentare dello spessore i valori di $\alpha_0$ aumentano con l'orditura perpendicolare e diminuiscono con l'orditura parallela; i valori più elevati si hanno infatti per la micro-tipologia C⊥, che risulta meno vulnerabile rispetto alla micro-tipologia A⊥ che è caratterizzata da pareti più snelle.
- Il valore minimo si ha nel caso 33 della micro-tipologia A// quando la muratura del piano terra ha lo spessore più ridotto, mentre il valore più elevato si ha nel caso 20 della micro-tipologia C⊥ quando lo spessore della muratura del piano terra è più elevato; in entrambi i casi il valore si riferisce al meccanismo valutato alla quota zero.



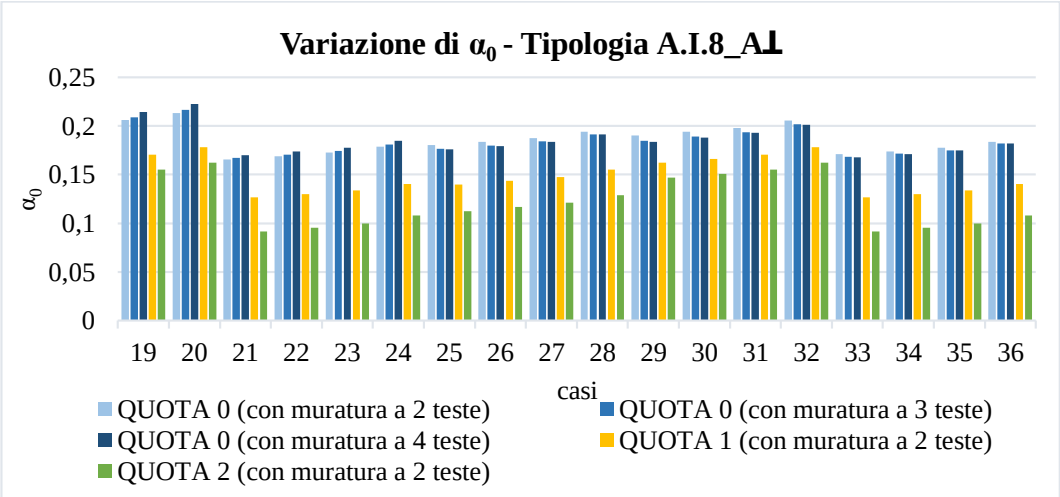
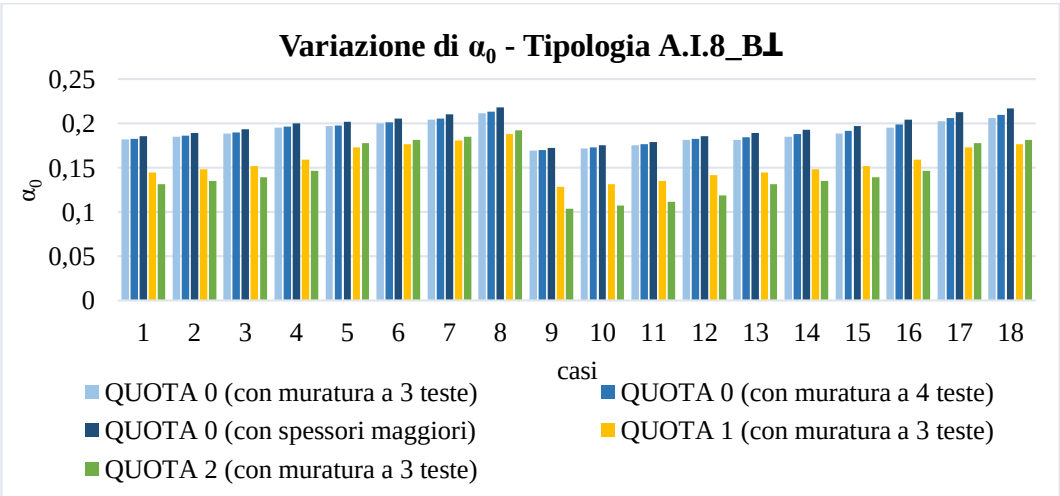




*Fig.5.4.3 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia A⊥*



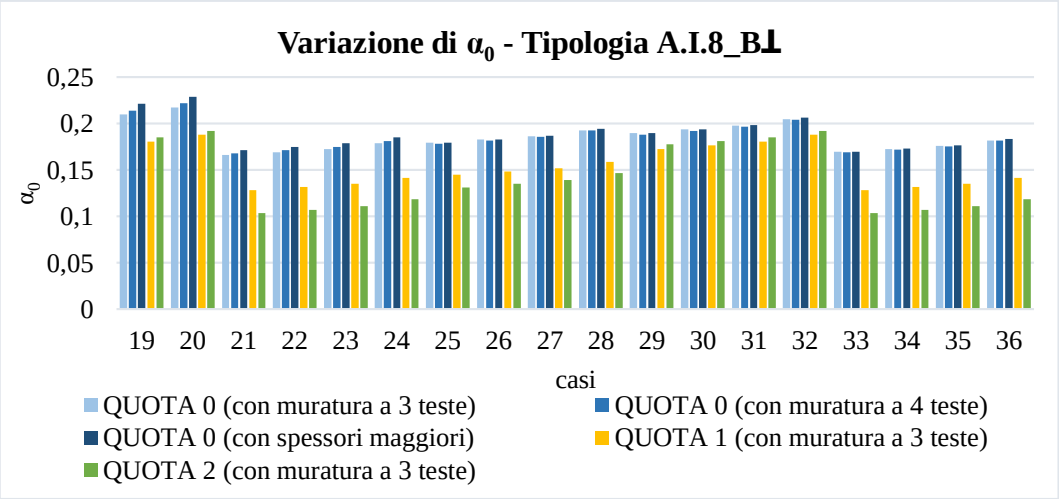
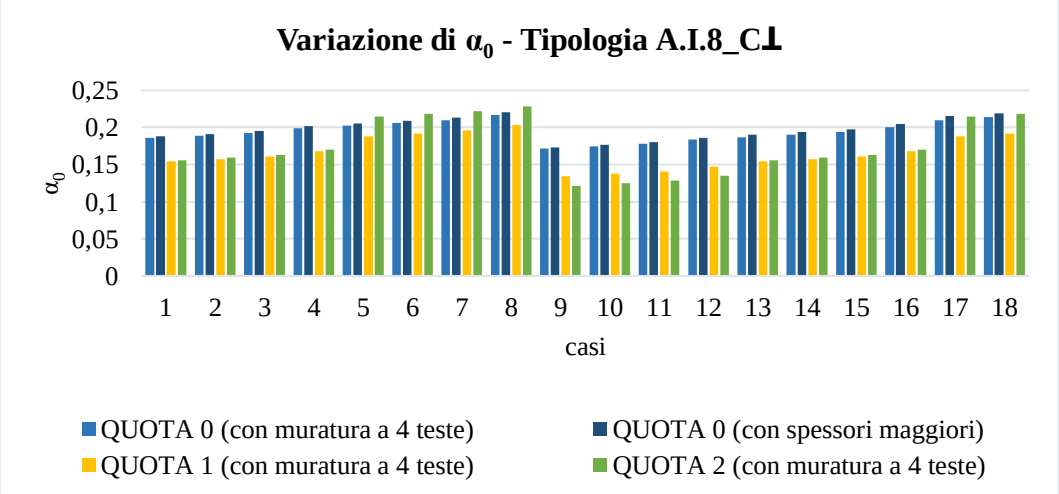



*Fig.5.4.4 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia B⊥*



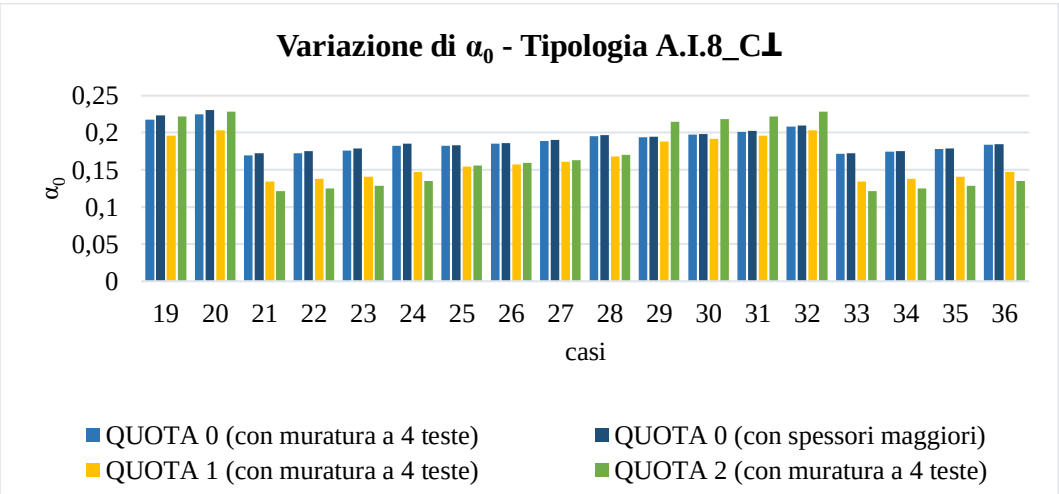




*Fig.5.4.5 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia C⊥*

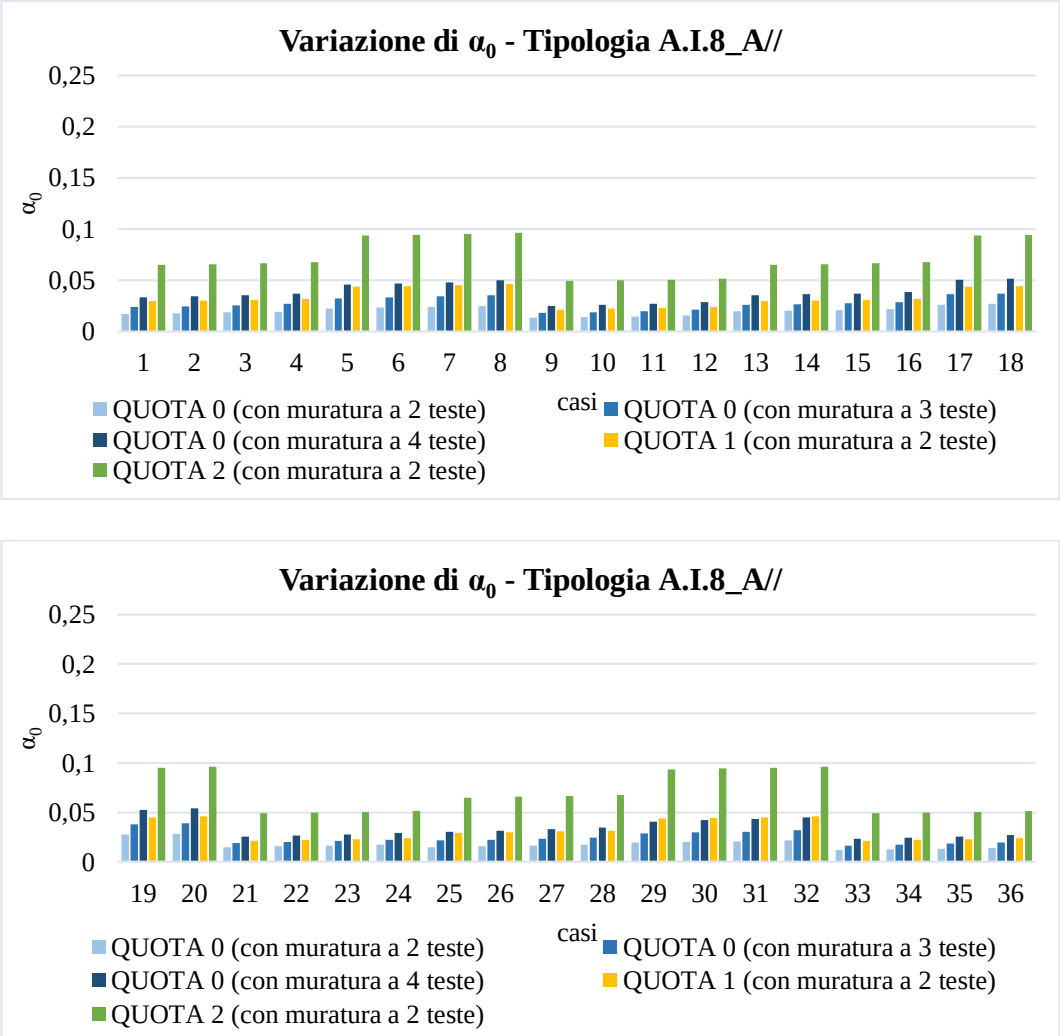
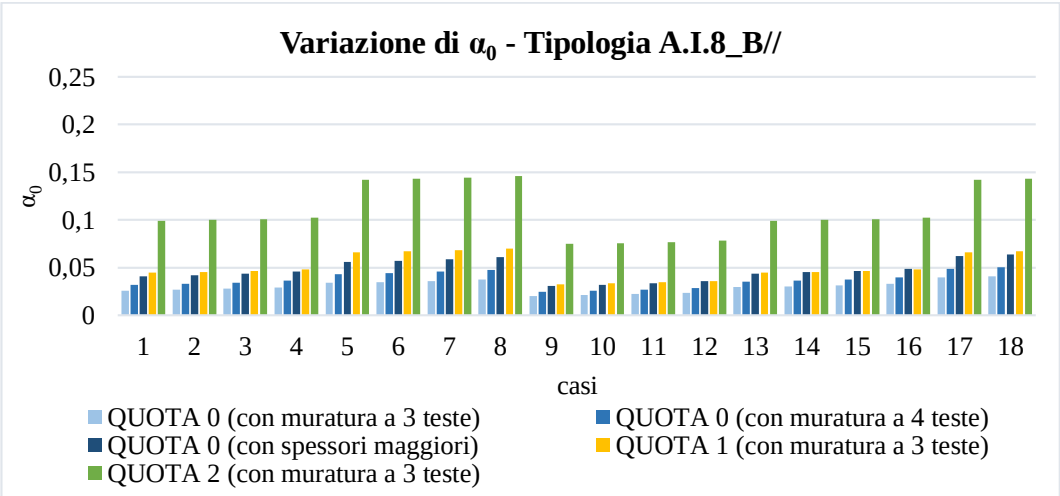



*Fig.5.4.6 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia A//*



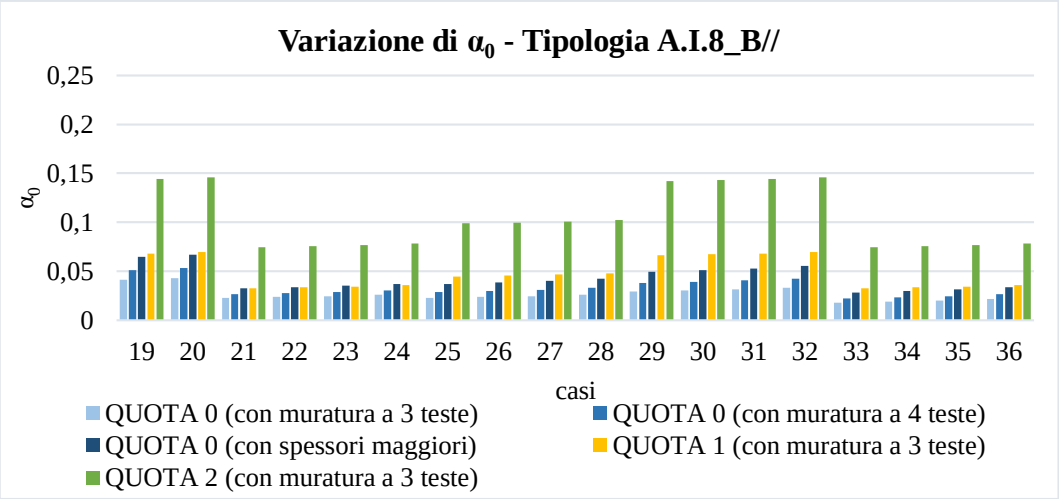
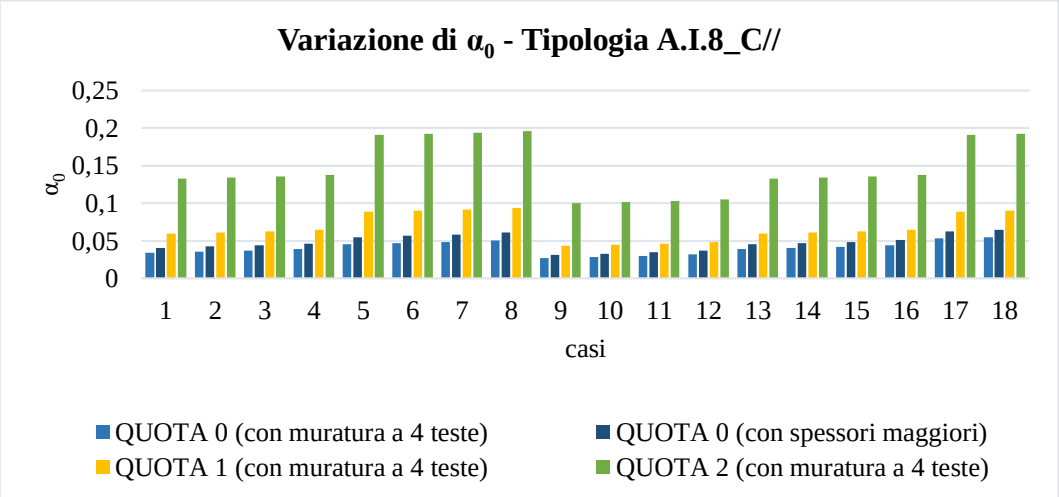



*Fig.5.4.7 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia B//*



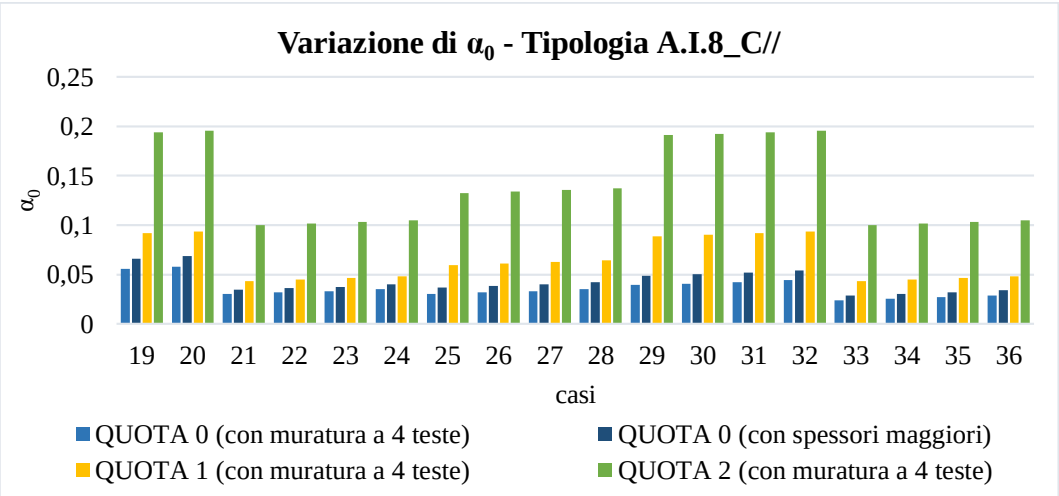
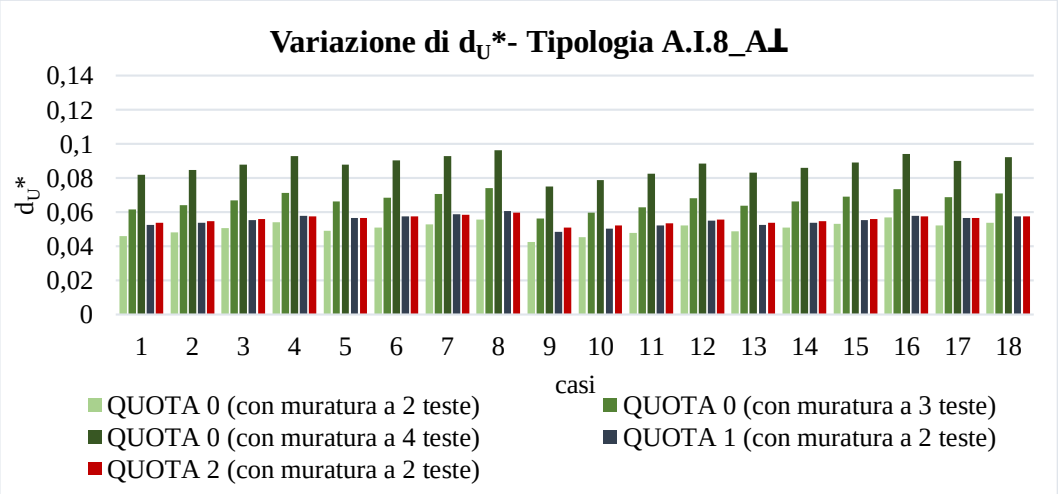




*Fig.5.4.8 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia C//*

Gli stessi confronti e valutazioni sono stati fatti per la capacità di spostamento ultimo, le cui variazioni sono mostrate negli istogrammi riportati di seguito.

Si nota che:

- Al contrario del coefficiente di attivazione, le micro-tipologie sono caratterizzate da valori molto simili, indipendentemente dall'orditura dei solai, mostrando differenze solo nei confronti dello spessore delle murature. Per questo motivo in questa sezione si parlerà di micro-tipologia A intendendo sia A⊥ che A//, di micro-tipologia B per B⊥ e B//, micro-tipologia C per C⊥ e C//;
- I valori del parametro $d_U$* aumentano con l'aumentare dello spessore delle murature come accade per il coefficiente $\alpha_0$, con i $d_U$* minori nella micro-tipologia A e maggiori nella C; anche nella stessa micro-tipologia, quando si considera il meccanismo alla quota zero, a spessori maggiori corrispondono $d_U$* maggiori;
- I valori sono simili quando il ribaltamento è valutato in quota e questi sono analoghi al valore del meccanismo valutato a terra quando lo spessore delle murature è costante in altezza; quando, invece, lo spessore delle pareti del piano terra è maggiore rispetto a quello dei piani superiori, il valore di $d_U$* è più elevato.



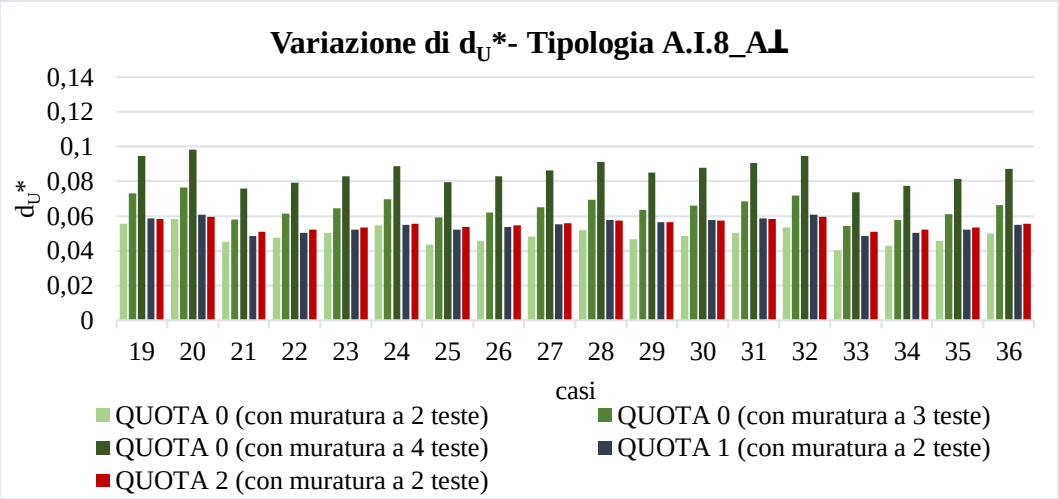
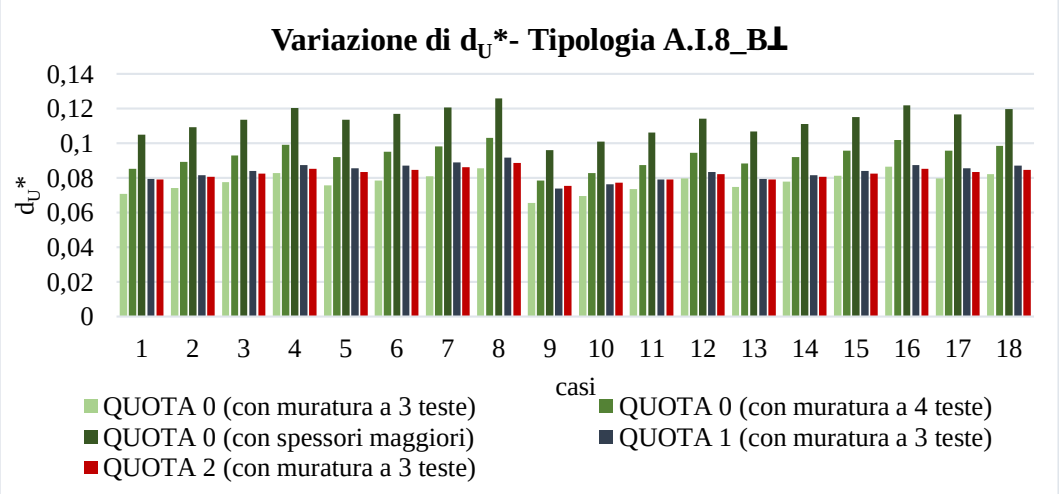



*Fig.5.4.9 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia A⊥*



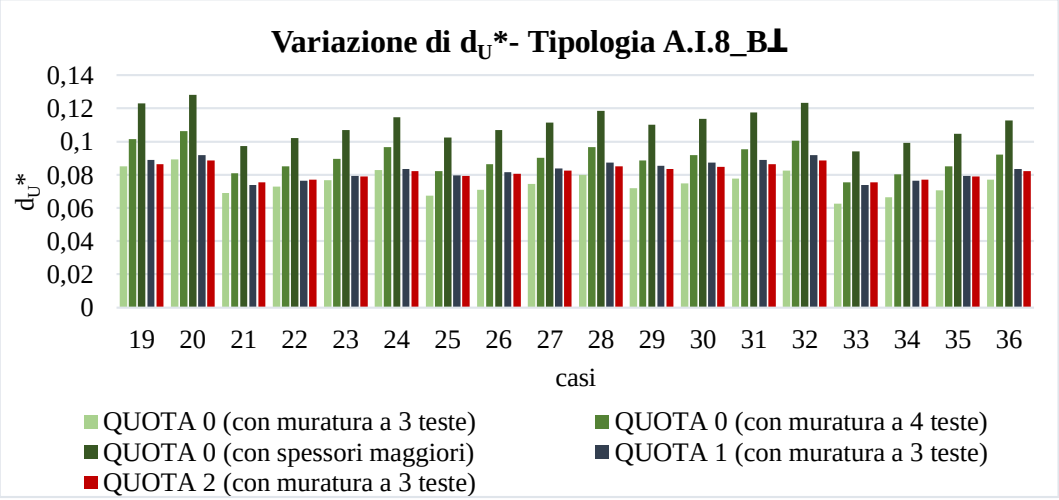




*Fig.5.4.10 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia B⊥*

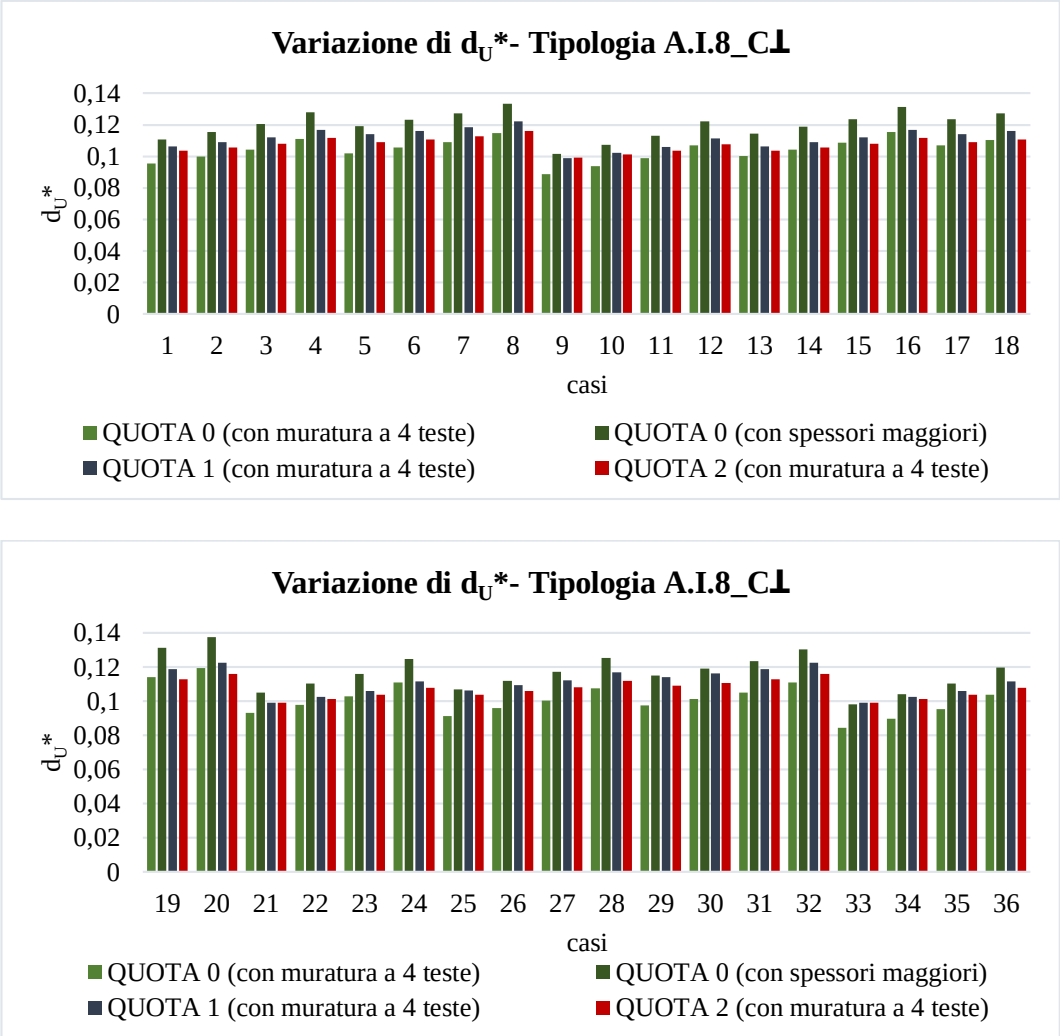
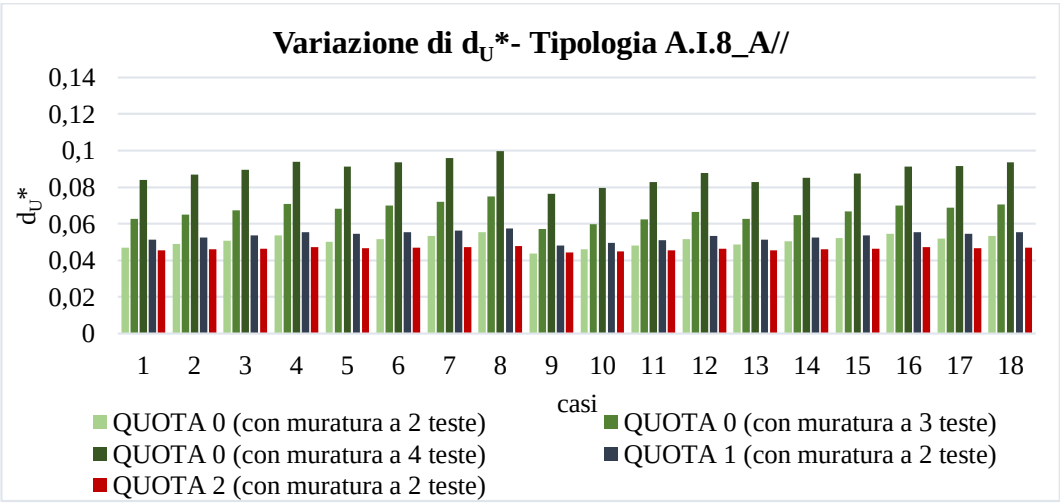



*Fig.5.4.11 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia C⊥*



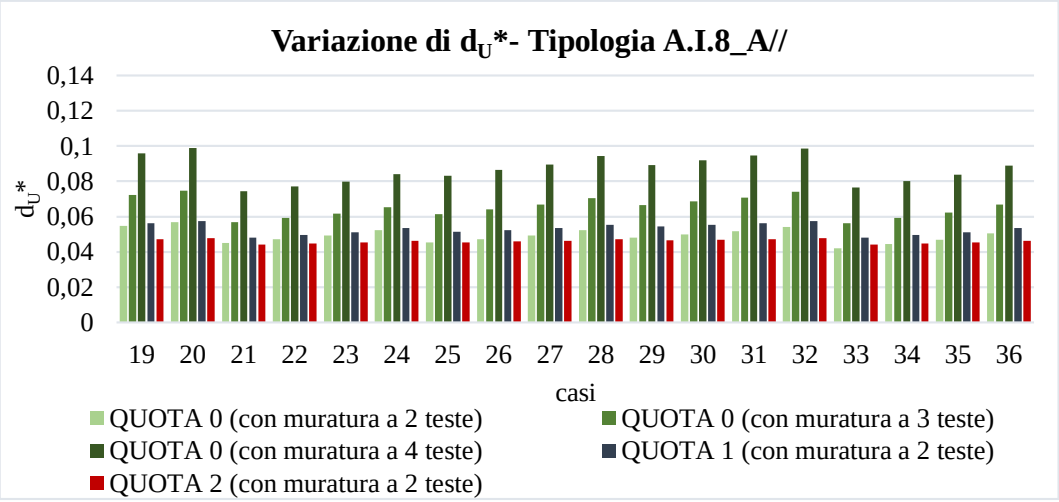
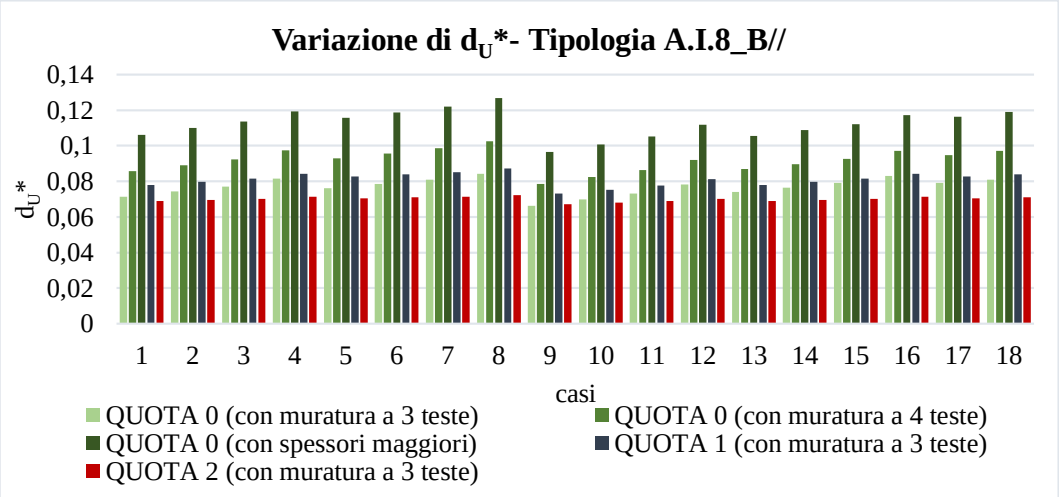



*Fig.5.4.12 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia A//*



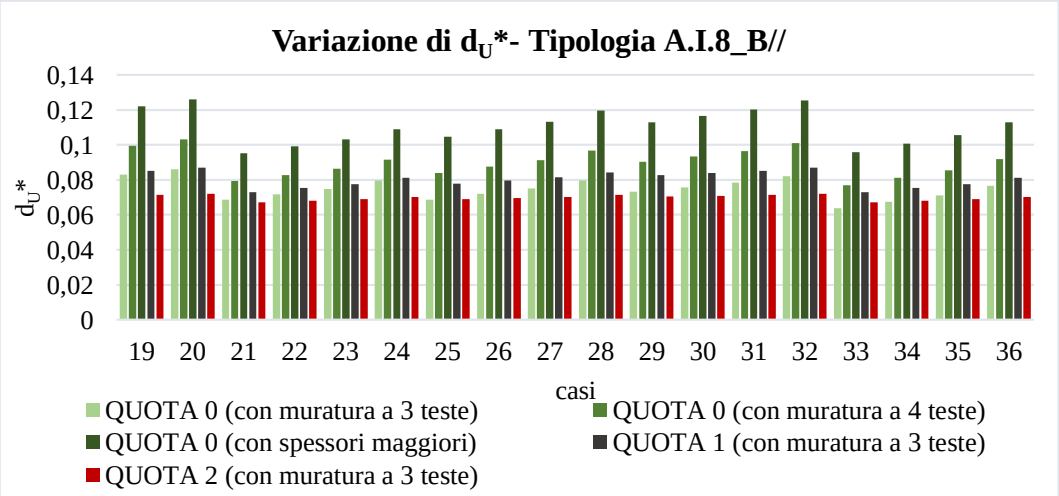
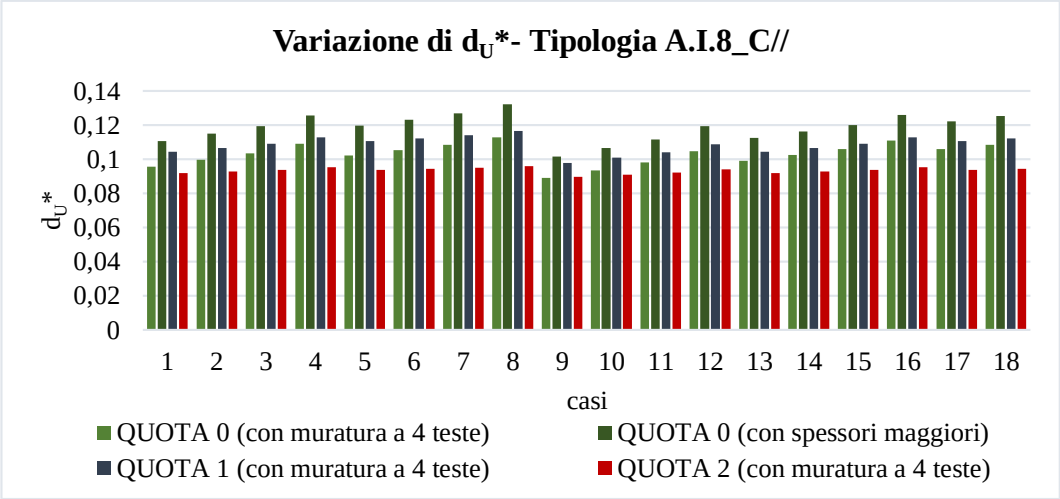




*Fig.5.4.13 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia B//*



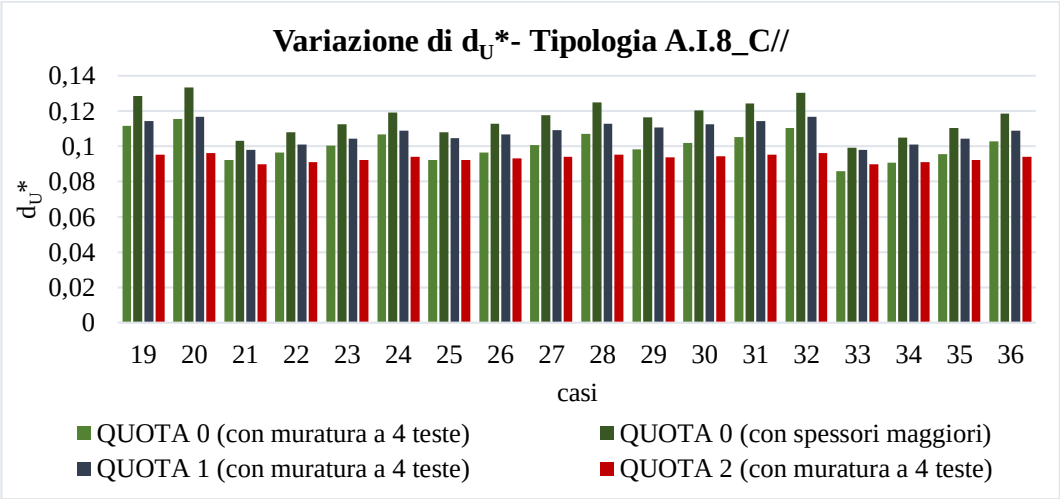




*Fig.5.4.14 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia C//*

Alla luce delle considerazioni effettuate si può concludere come i parametri che più condizionano il comportamento della struttura sono le orditure dei solai e lo spessore delle murature. Nelle pareti su cui non gravano i solai il cinematismo si innesca prima rispetto alla stessa parete soggetta ai carichi derivanti dagli orizzontamenti. Il collasso della parete avviene però per spostamenti maggiori tanto più questa è spessa, indipendentemente dall'orditura dei solai della struttura. Le pareti più vulnerabili sono, dunque, quelle della micro-tipologia A//, caratterizzate da coefficienti di attivazione e capacità di spostamento ultima ridotte, mentre quelle più resistenti appartengono alla micro-tipologia C⊥, nella quale risultano elevati entrambi i parametri.

### *5.4.4 Curve di capacità*

Come descritto nel capitolo 5.1.2, la curva di capacità di un oscillatore equivalente è definita dalla relazione tra l'accelerazione $a^*$ e lo spostamento $d^*$. Per la realizzazione di tale curva è necessario definire l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo $a_0^*$ e lo spostamento spettrale equivalente $d_0^*$ utilizzando le equazioni 5.4 e 5.6. Questi due valori definiscono l'andamento lineare della curva attraverso l'equazione 5.7 con la quale si determina il valore dell'accelerazione in funzione dello spostamento. Calcolato $d_U^*$ come il 40% di $d_0^*$ e $d_S^*$ come il 40% di $d_U^*$, si calcola $a_S^*$ ed il periodo secante $T_s$ (ottenuto secondo l'equazione 5.15). Sono stati, quindi, calcolati i valori di $a_0^*$, $d_0^*$, $a_S^*$, $d_S^*$, $d_U^*$ e $T_s$, relativi ad ogni micro-tipologia e sono stai riportati in allegato C1.

Per ogni micro-tipologia le curve sono state raggruppate in base alla quota dove si è valutato il meccanismo e, per il meccanismo a quota zero, sono state suddivise anche in base allo spessore della muratura del piano terra. Come esempio sono riportate ed analizzate le curve per la micro-tipologia A⊥. La curva di capacità vera e propria è rappresentata attraverso una linea continua, il periodo secante attraverso una linea tratteggiata e lo spostamento ultimo del sistema attraverso una linea puntinata.

Alla quota zero le curve dei tre grafici (Fig.5.4.15, Fig.5.4.16 Fig.5.4.17) sono per lo più parallele tra loro. Si nota come con l'aumentare dello spessore della murature il gruppo di curve tenda ad inclinarsi maggiormente, aumentando i valori dello spostamento ultimo. Le curve presentano anche valori di accelerazione leggermente maggiori con l'aumentare dello spessore. Questo conferma quanto detto in precedenza: maggiore è lo spessore delle murature e meno la parete è vulnerabile al meccanismo. Curve che occupano una posizione più alta nel grafico evidenziano, infatti, una minore vulnerabilità. Nei tre grafici la curva più alta corrisponde al caso 20 dove le altezze interpiano sono minime e le bucature in facciata maggiori del 30%, mentre la più bassa e, dunque, più vulnerabile, al caso 33 dove le altezze sono massime e le bucature minori del 10%.

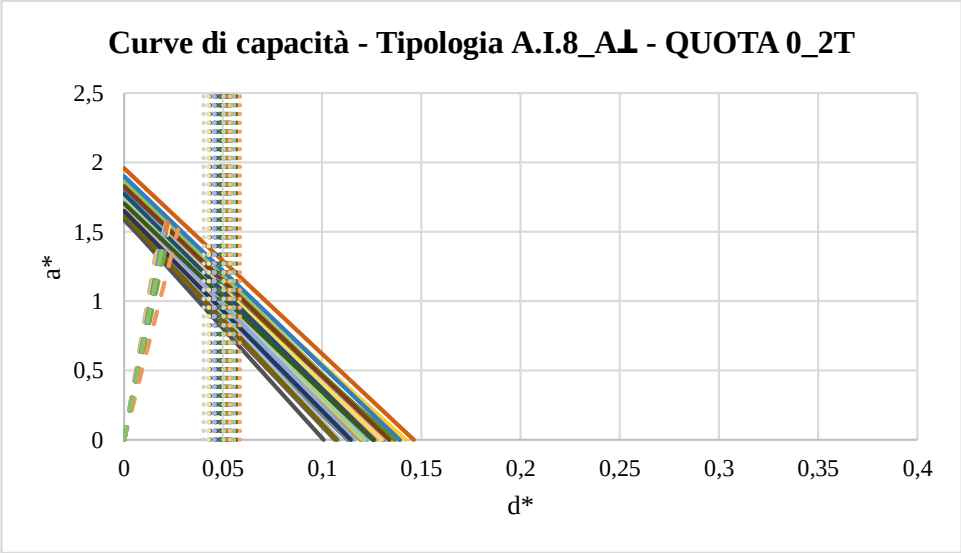



*Fig.5.4.15 Curve di capacità – Micro-tipologia A1 - Quota 0 con muratura a due teste*

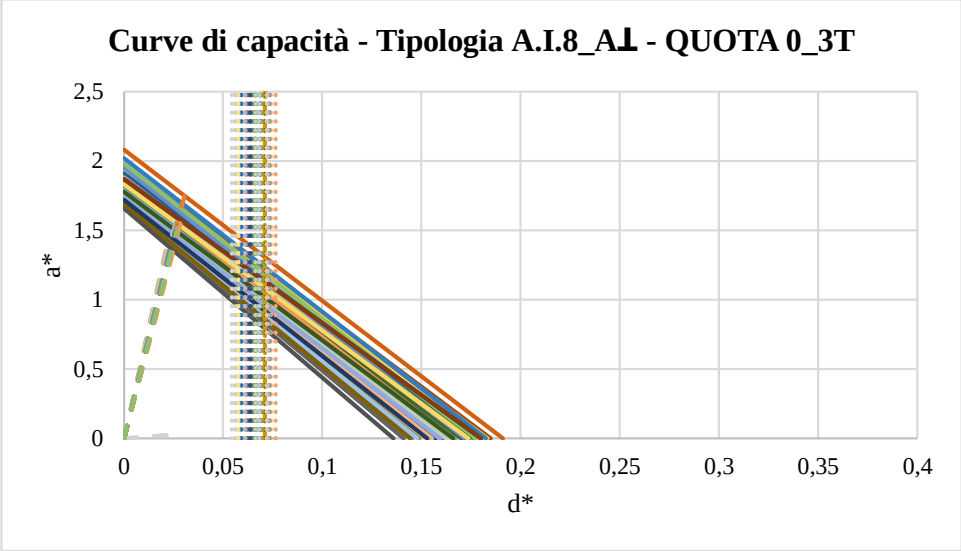



*Fig.5.4.16 Curve di capacità – Micro-tipologia A1 - Quota 0 con muratura a tre teste*

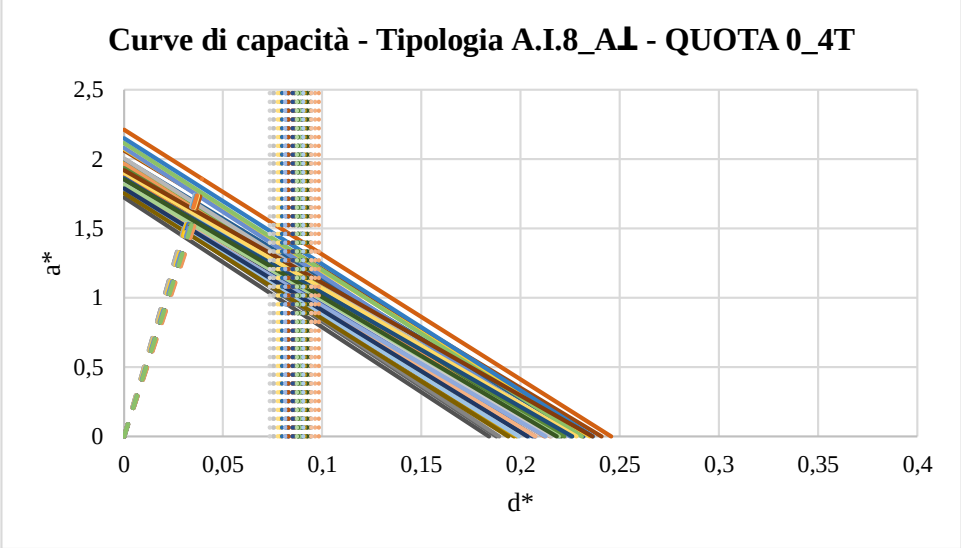



*Fig.5.4.17 Curve di capacità – Micro-tipologia A1 - Quota 0 con muratura a quattro teste*

Alla quota 1 (Fig.5.4.18) e alla quota 2 (Fig.5.4.19), dove le murature sono considerate a due teste (trattandosi della micro-tipologia A), i valori dello spostamento ultimo sono simili a quelli del meccanismo alla quota zero avente gli spessori uguali (Fig.5.4.15). Salendo con la quota, i valori dello spostamento tendono però a concentrarsi in un intervallo più ridotto di valori nel quale il massimo resta pressoché invariato, mentre il minino diventa più elevato. Le curve, inoltre, non risultano più parallele, ma tendono ad assumere inclinazioni diverse. La differenza sostanziale tra le diverse quote sta, però, nel valore dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, che diminuisce con l'aumentare della quota, definendo una maggiore vulnerabilità dei livelli superiori. Anche questo è coerente con le considerazioni fatte precedentemente. Come per le curve del meccanismo valutato a terra, il caso meno vulnerabile risulta essere il 20 ed il più vulnerabile corrisponde con il 33. Il caso 20 è caratterizzato da altezze interpiano minime e bucature maggiori del 30%, mentre il caso 33 da altezza interpiano massime e bucature minori del 10%.

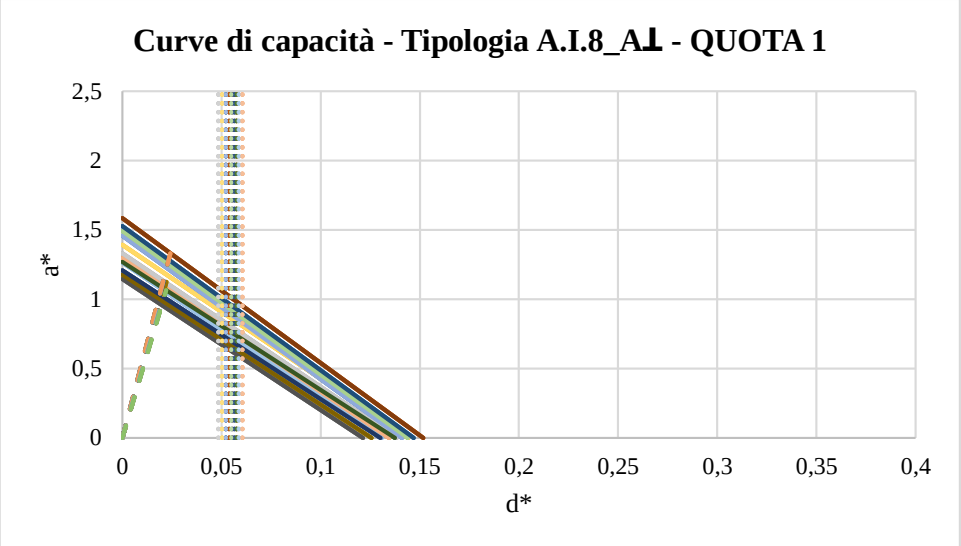



*Fig.5.4.18 Curve di capacità – Micro-tipologia A⊥ - Quota 1*

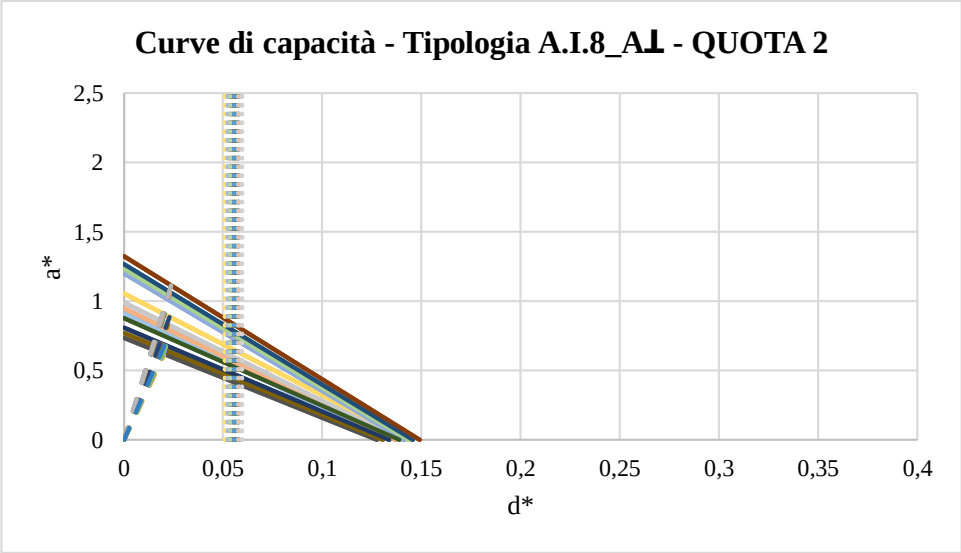



*Fig.5.4.19 Curve di capacità – Micro-tipologia A⊥ - Quota 2*

Prendendo in considerazione qualsiasi altra micro-tipologia e confrontando i grafici alle diverse quote, si nota come queste variano nel medesimo modo appena descritto. Confrontando invece tra loro i gruppi di curve alla stessa quota, ma di diverse micro-tipologie, si assiste ad un incremento del valore dello spostamento ultimo del sistema e dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo con l'aumentare delle sezioni murarie. Confrontando, invece, micro-tipologie aventi gli stessi spessori ma orditure diverse (ad esempio A⊥ e A//), si assiste ad un abbattimento dei valori dell'accelerazione nel caso di orizzontamenti orditi parallelamente alla parete, mentre i valori di spostamento ultimo restano costanti. Data la grande quantità di casi e di valori risulta impossibile concentrare tutte le curve in un unico grafico. Osservando però i diversi grafici si percepisce chiaramente come le curve tendano ad allontanarsi dall'origine quando la sezione muraria aumenta. Il caso meno vulnerabile corrisponde al numero 20 della micro-tipologia C⊥ alla quota zero e con gli spessori maggiori; le altezze interpiano sono minime a tutti i livelli e le bucature sono >30%. Il caso più vulnerabile, invece, si identifica nel 33 della micro-tipologia A// alla quota 0 con gli spessori minori; le altezze interpiano sono massime e le bucature <10%. Questo comporta, a prescindere dal tipo di orditura, che pannelli snelli con altezze elevate, spessori ridotti e poche aperture sono più vulnerabili rispetto a pannelli meno snelli definiti da altezze ridotte, spessori elevati e molte aperture.

## 5.5 ANALISI PER LA FLESSIONE VERTICALE DI PARETE

Come per il meccanismo di ribaltamento semplice, anche per la flessione si sono scelte le tipologie più rappresentative da analizzare andando a considerare 740 unità su di un totale di 1104. Le tipologie prese in esame e le loro caratteristiche sono quindi le medesime riportate nella tabella 5.1.1. Anche per quanto riguarda le caratteristiche degli elementi strutturali e dei valori da utilizzare nei calcoli non ci sono variazioni rispetto a quanto riportato nel capitolo 5.2.

Per l'attivazione di questo tipo di meccanismo si ipotizza che vi sia un mancato ammorsamento tra il solaio alla cui quota si forma la cerniera e le pareti coinvolte nel cinematismo. A differenza del ribaltamento semplice, però, nel caso della flessione non si considerano tutti i possibili meccanismi che si possono verificare alle diverse quote, ma si analizza solo la situazione più gravosa, corrispondente alla formazione della cerniera tra ultimo e penultimo piano. Nel caso in cui vi sia sottotetto questo entra in gioco solo come forza gravante sulle due pareti sottostanti coinvolte nel meccanismo. La flessione, quindi, coinvolge solo i piani superiori delle tipologie, ad eccezione del caso in cui queste abbiano due piani; quando la tipologia presenta due piani, infatti, i pannelli che flettono sono quello del piano terra e del primo piano. Nel caso in cui sia presente anche il portico, poiché non può verificarsi la rotazione del piano terra per la sua conformazione, è inammissibile considerare questo tipo di meccanismo. Per questo motivo la tipologia A.II.21 (a due piani con portico) non viene analizzata.

Per semplicità, inoltre, nelle verifiche di questo meccanismo non si considera l'arretramento della cerniera.

### *5.5.1 Definizione dei parametri*

Anche i valori parametrici sono gli stessi descritti per il ribaltamento, ad eccezione dell'orditura del solaio. Nelle diverse combinazioni variano quindi le altezze interpiano, lo spessore delle murature e le bucature in facciata, secondo la tabella 5.4.2.

Nel corso delle analisi si è visto come il parametro più influente non sia lo spessore delle murature come per il ribaltamento, ma l'altezza interpiano; per questo motivo la divisione di ogni tipologia in micro-tipologie è stata effettuata sulla base dell'altezza del piano terra: la micro-tipologia A presenta altezza media, la B minima e la C massima. Per ognuna di queste micro-tipologie sono stati definiti 32

casi in base allo spessore delle murature del piano terra e dei piani superiori e delle bucature in facciata. Poiché nella definizione dei casi non è stata tenuta in considerazione l'altezza dei piani superiori, ne consegue che ogni caso presenti tre sotto-casi caratterizzati da altezza dei piani superiori media, minima e massima. Come per il ribaltamento, anche per la flessione i casi si moltiplicano nel caso in cui vi sia il sottotetto: da 1 a 32 l'altezza del sottotetto è media, da 33 a 64 è minima, mentre da 65 a 96 è massima. Per la maggior parte delle tipologie analizzate, le pareti coinvolte nel meccanismo sono quelle dei piani superiori e, di conseguenza, lo spessore della muratura del piano terra è un parametro che non influisce nelle analisi. Alla luce di questo, per le tipologie in questione i casi risultato ridotti; in particolare, vengono considerati solo i casi 1, 4, 7, 10, 13, 16, 19, 22, 25, 27, 29, 31. Di seguito viene riportata la tabella con la descrizione dei diversi casi:

*Tab.5.5.1 Individuazione dei casi per ogni micro-tipologia per il meccanismo di flessione*

| CASO | SPESSORE PT | SPESSORE P+ | BUCATURE IN FACCIATA |
|---|---|---|---|
| 1 | 2 teste | 2 teste | < 10% |
| 2 | 3 teste | 2 teste | < 10% |
| 3 | 4 teste | 2 teste | < 10% |
| 4 | 2 teste | 2 teste | 10% - 20% |
| 5 | 3 teste | 2 teste | 10% - 20% |
| 6 | 4 teste | 2 teste | 10% - 20% |
| 7 | 2 teste | 2 teste | 20% - 30% |
| 8 | 3 teste | 2 teste | 20% - 30% |
| 9 | 4 teste | 2 teste | 20% - 30% |
| 10 | 2 teste | 2 teste | > 30% |
| 11 | 3 teste | 2 teste | > 30% |
| 12 | 4 teste | 2 teste | > 30% |
| 13 | 3 teste | 3 teste | < 10% |
| 14 | 4 teste | 3 teste | < 10% |
| 15 | Spessori maggiori | 3 teste | < 10% |
| 16 | 3 teste | 3 teste | 10% - 20% |
| 17 | 4 teste | 3 teste | 10% - 20% |
| 18 | Spessori maggiori | 3 teste | 10% - 20% |
| 19 | 3 teste | 3 teste | 20% - 30% |
| 20 | 4 teste | 3 teste | 20% - 30% |
| 21 | Spessori maggiori | 3 teste | 20% - 30% |
| 22 | 3 teste | 3 teste | > 30% |
| 23 | 4 teste | 3 teste | > 30% |
| 24 | Spessori maggiori | 3 teste | > 30% |
| 25 | 4 teste | 4 teste | < 10% |
| 26 | Spessori maggiori | 4 teste | < 10% |
| 27 | 4 teste | 4 teste | 10% - 20% |
| 28 | Spessori maggiori | 4 teste | 10% - 20% |
| 29 | 4 teste | 4 teste | 20% - 30% |
| 30 | Spessori maggiori | 4 teste | 20% - 30% |
| 31 | 4 teste | 4 teste | > 30% |
| 32 | Spessori maggiori | 4 teste | > 30% |

### *5.5.2 Verifiche del meccanismo*

Come per il ribaltamento, anche per il meccanismo di flessione, la discussione dei risultati è stata effettuata per la tipologia A.I.8, mentre per le altre tipologie le tabelle e le rappresentazioni grafiche sono riportate nell'allegato C2.

Poiché la tipologia analizzata presenta 3 piani, il meccanismo di flessione viene valutato tra primo e secondo piano ed i casi presenti sono quelli citati alla fine del paragrafo precedente. Di seguito sono mostrate le tabelle con i risultati delle analisi lineari e non lineari per ogni micro-tipologia, i cui valori numerici sono riportati in allegato C2.

*Tab.5.5.2 Verifiche per il meccanismo di flessione – Micro-tipologia A, B e C*

| **A – B – C** | | | |
|---|---|---|---|
| CASI | Sotto-casi | **ANALISI LINEARE** | **ANALISI NON LINEARE** |
| 1-31 | 1-2-3 | VERIFICATA | VERIFICATA |

Si può osservare come le analisi per questo meccanismo, siano ampiamente verificate; in tutte le micro-tipologie, infatti, la capacità della struttura è maggiore rispetto alla domanda a cui questa è soggetta; per la flessione verticale dunque, gli edifici sono meno vulnerabili rispetto al meccanismo di ribaltamento. Per comprendere però come le diverse caratteristiche geometriche influiscono sul comportamento della struttura all'evolversi del cinematismo, è necessario osservare come variano i parametri a seconda del caso considerato. Tali valutazioni sono riportate nel paragrafo successivo.

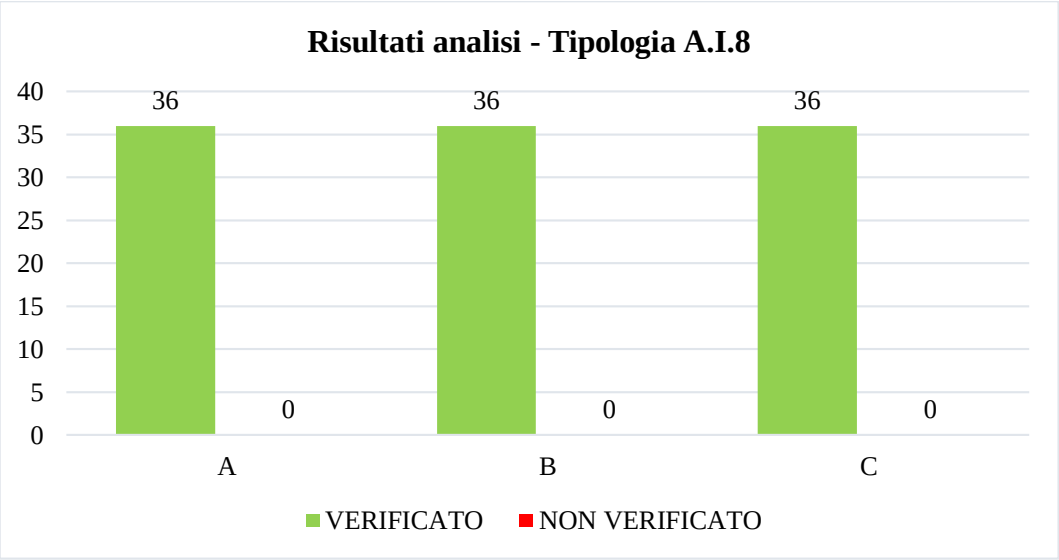



*Fig.5.5.1 Rappresentazione dei risultati per il meccanismo di flessione – Tipologia A.I.8 – Numero di casi*

### *5.5.3 Analisi dei parametri*

Anche in questo caso i parametri analizzati per il confronto sono il coefficiente di attivazione del meccanismo $\alpha_0$ e la capacità di spostamento ultimo del sistema $d_U$*, secondo il medesimo procedimento utilizzato per il ribaltamento.

Dall'osservazione dei grafici riportati di seguito, si può notare come varia il coefficiente $\alpha_0$; in particolare:

- In tutte le micro-tipologie si nota come lo spessore delle murature sia strettamente correlato alle diverse altezze interpiano. Nella micro-tipologia A (dove il piano terra ha altezza media) quando le murature sono a due e tre teste (rispettivamente casi 1, 4, 7, 10 e 13, 16, 19, 22) il valore più elevato si ha quando i piani superiori hanno altezza massima, mentre quando le murature sono a 4 teste (casi 25, 27, 29, 31), i valori più elevati si hanno con l'altezza minima dei piani superiori; nella micro-tipologia B (dove il piano terra ha altezza minima) i valori sono maggiori quando l'altezza dei piani superiori è massima, nel caso di muratura a due teste, e minima nel caso di muratura a tre o quattro teste; nella micro-tipologia C (dove il piano terra ha altezza massima) i valori più elevati si hanno per altezza minima nel caso di murature a due e tre teste e per altezza massima quando lo spessore delle murature è di quattro teste;
- Il valore più elevato si ha per il caso 22 della micro-tipologia B quando l'altezza dei piani superiori è minima, le murature sono a tre teste e le bucature in facciata sono >30%;
- Il valore minore si ha per il caso 25 della micro-tipologia B quando l'altezza dei piani superiori è massima, le murature sono a quattro teste e le bucature sono <10%.

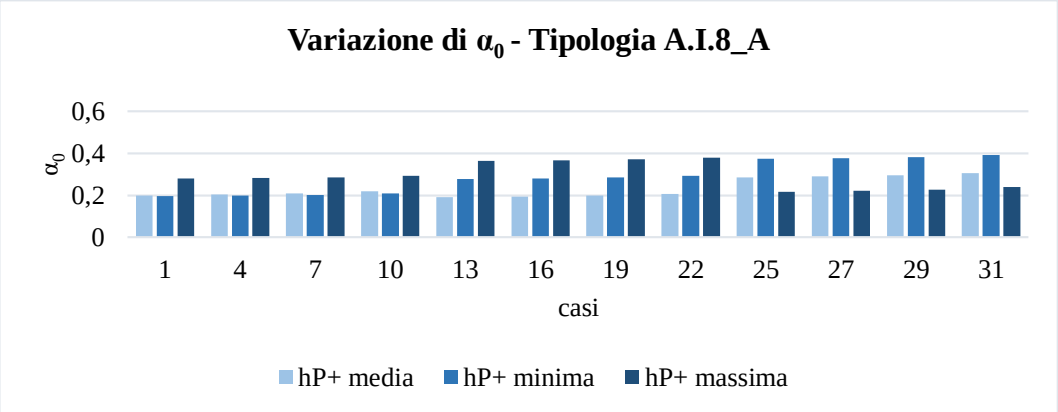



*Fig.5.5.2 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia A*

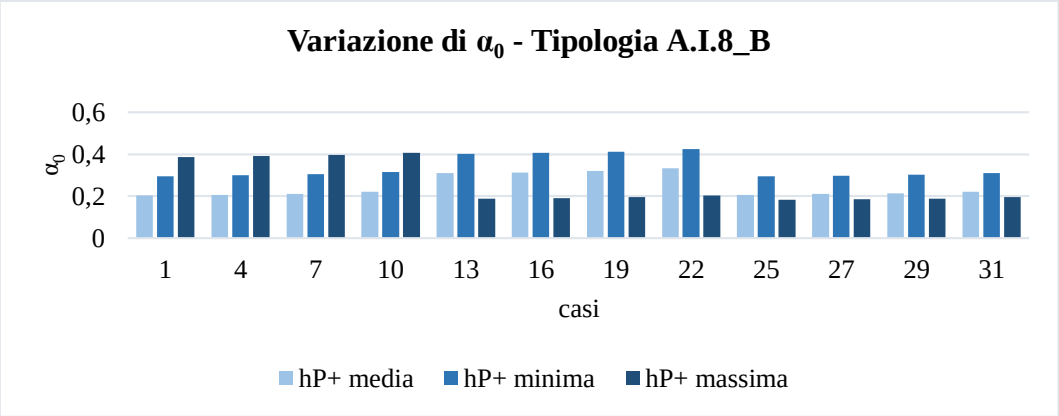



*Fig.5.5.3 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia B*

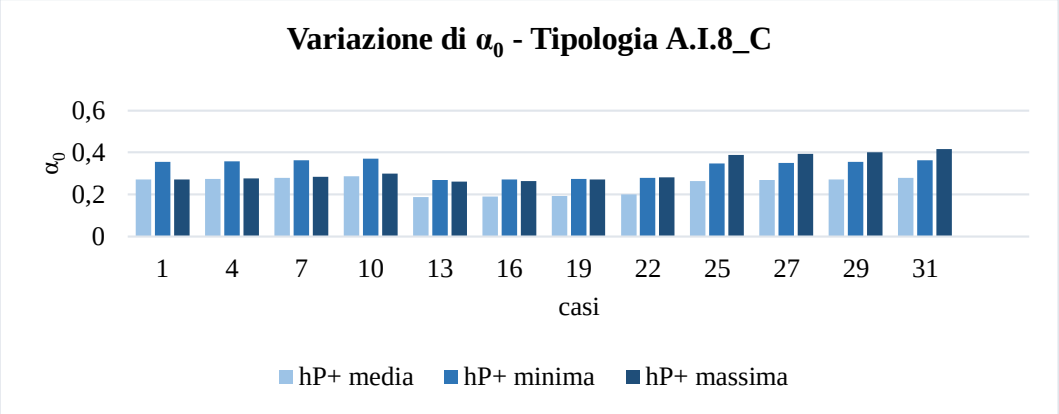



*Fig.5.5.4 Variazione dei valori di $\alpha_0$ – Micro-tipologia C*

Gli stessi confronti e valutazioni sono stati effettuati per la capacità di spostamento ultimo, le cui variazioni sono mostrate negli istogrammi riportati di seguito.

Si nota che:

- Come per il coefficiente $\alpha_0$ anche questo la variazione di questo parametro non è costante all'interno della medesima tipologia ma varia in relazione alle dimensioni delle sezioni murarie;
- Lo spostamento massimo si ha per il caso 31 della micro-tipologia C, nel quale tutte le altezze interpiano sono massime, le murature sono a quattro teste e le bucature >30%;
- Lo spostamento minimo si ha per il caso 25 della micro-tipologia B, dove le altezze interpiano sono medie, le murature a quattro teste e le bucature <10%.

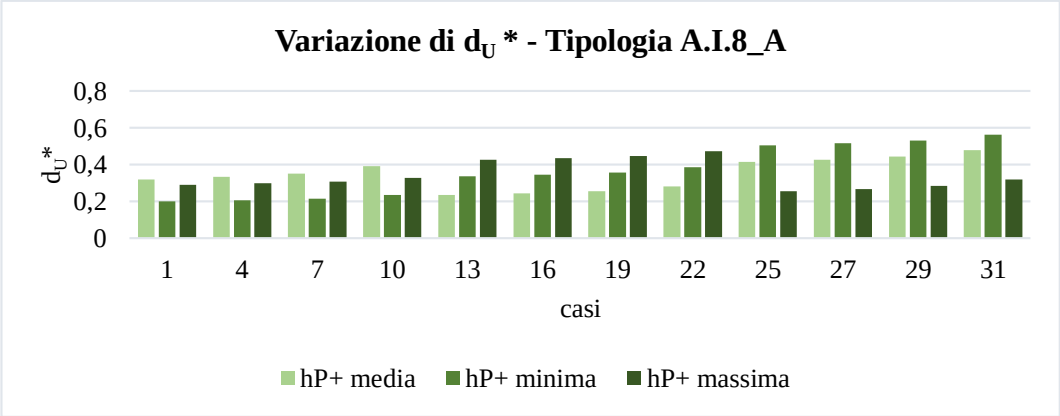



*Fig.5.5.5 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia A*

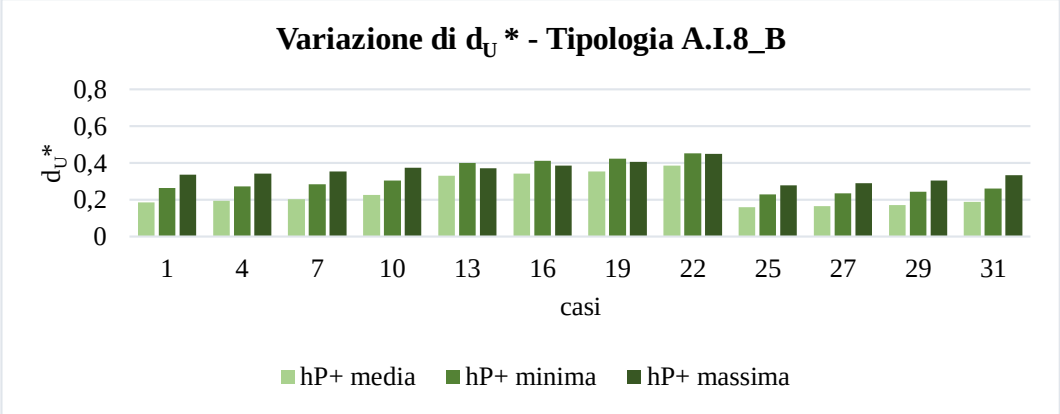



*Fig.5.5.6 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia B*

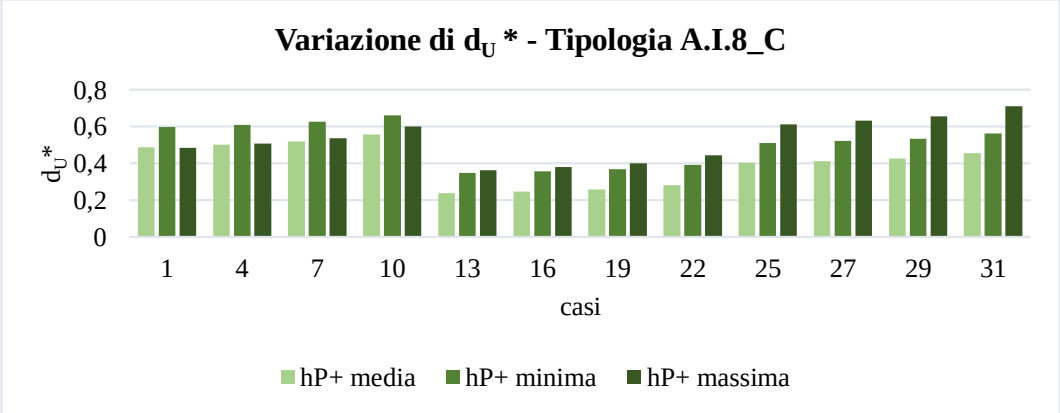



*Fig.5.5.7 Variazione dei valori di $d_U$* – Micro-tipologia C*

Sulla base di queste considerazioni si può affermare che a coefficienti di attivazione ridotti non corrispondono necessariamente spostamenti ridotti; di conseguenza, un edificio, nel quale il meccanismo si attiva prima di un altro, può sopportare spostamenti maggiori. Le pareti, nelle quali per prime si innesca il meccanismo, sono quelle con le murature a quattro teste, le altezze massime e le bucature molto ridotte, mentre giunge prima al collasso la stessa tipologia di parete di un edificio le cui altezze interpiano sono medie; il meccanismo si innesca per ultimo in facciate

di edifici il cui spessore coincide con le murature a tre teste, le altezze interpiano sono minime e le bucature elevate, mentre collassano a seguito di spostamenti maggiori quelle con altezze massime, muratura a quattro teste e bucature elevate. Concludendo, quindi, altezze elevate dei pannelli coinvolti nel meccanismo implicano coefficienti di attivazione minori ma maggiori capacità di spostamento ed altezze ridotte, al contrario, implicano coefficienti di attivazione maggiori e capacità di spostamento minori.

### *5.5.4 Curve di capacità*

Anche nelle analisi per il meccanismo di flessione sono stati calcolati i valori di $a_0$*, $d_0$*, $a_S$*, $d_S$*, $d_U$* e $T_s$ per la definizione delle curve di capacità. Tali valori sono stati determinati per ogni micro-tipologia e sono riportati nell'allegato C2. Anche in questo caso, i dati sono riferiti alla sola tipologia A.I.8.

Per ogni micro-tipologia le curve sono state divise in diversi grafici in base all'altezza dei piani superiori. Poiché tra loro sono molto variabili, non è possibile prendere in considerazione una sola micro-tipologia, valutarne le caratteristiche e assimilarle alle altre. Per questo motivo sono riportate ed analizzate tutte le curve.

Nella micro-tipologia A :

- Quando l'altezza dei piani superiori è media (Fig.5.5.8) si distinguono due gruppi di curve: quello più esterno caratterizzato da murature a quattro teste e quello più interno del quale fanno parte le murature a tre e due teste. Queste ultime presentano un'inclinazione diversa rispetto alle altre.
- Quando l'altezza dei piani superiori è minima (Fig.5.5.9) le curve si divindono in tre gruppi in base allo spessore e risultano parallele tra loro: le più esterne sono quelle relative alla muratura a quattro teste, mentre le più interne sono caratterizzate da muratura a due teste; nel mezzo sono presenti i casi con muratura a tre teste.
- Quando l'altezza dei piani superiori è massima (Fig.5.5.10) la disposizione delle curve è diversa: all'esterno si trovano i casi con murature a tre teste, nel mezzo con murature a due teste e all'interno con murature a quattro teste, le quali presentano un'inclinazione diversa rispetto agli altri due gruppi di curve.

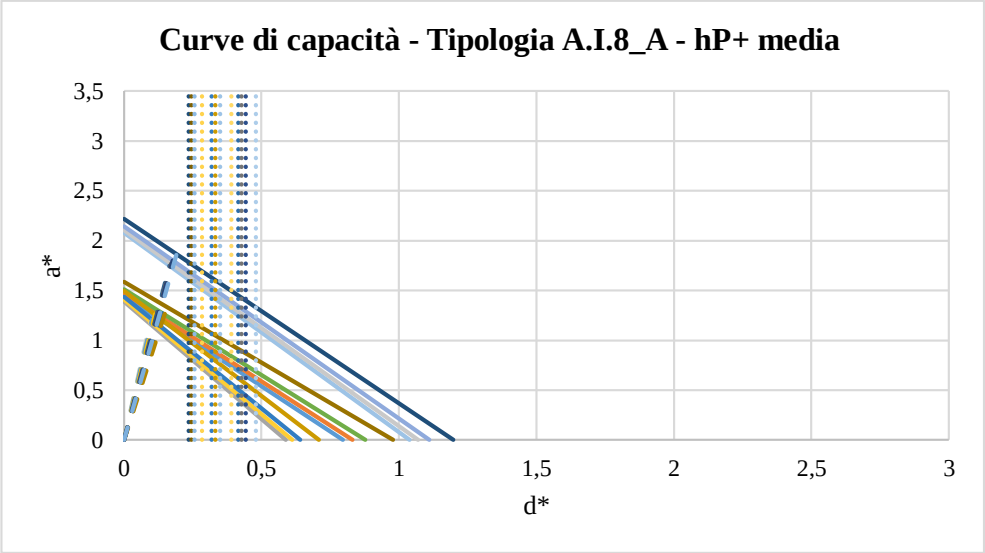



*Fig.5.5.8 Curve di capacità – Micro-tipologia A – hP+ media*

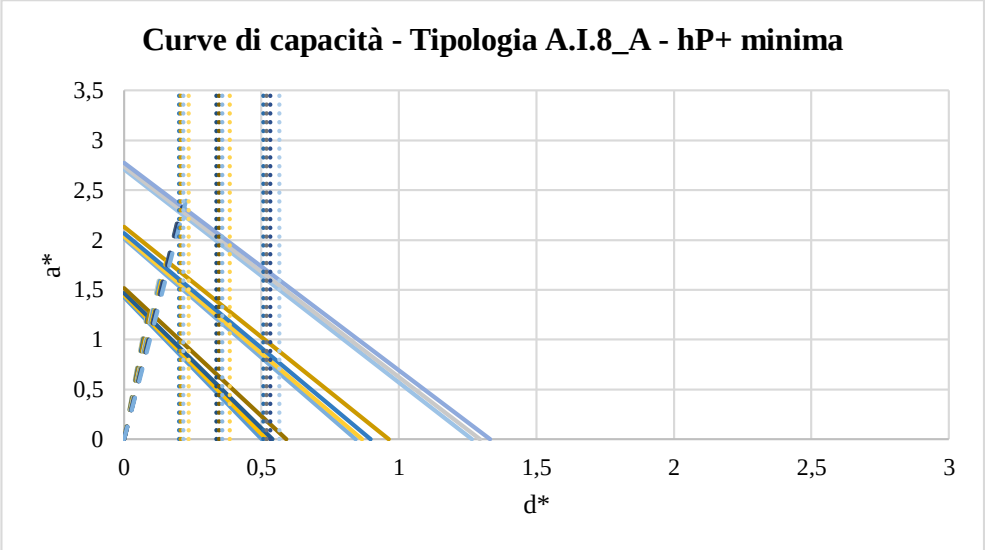



*Fig.5.5.9 Curve di capacità – Micro-tipologia A – hP+ minima*

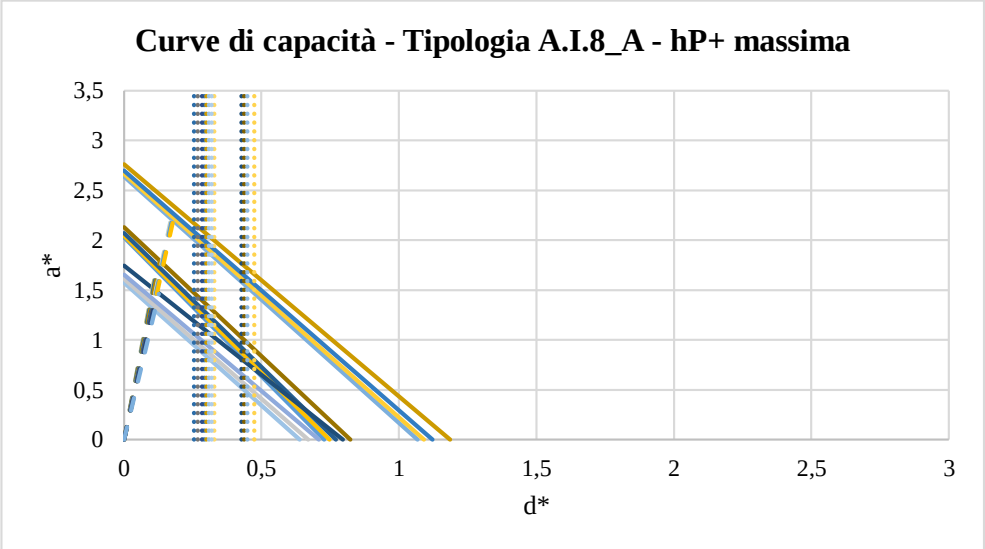



*Fig.5.5.10 Curve di capacità – Micro-tipologia A – hP+ massima*

Nella micro-tipologia B i valori massimi di spostamento ultimo sono minori rispetto a quelle della micro-tipologia A e le curve risultano più inclinate:

- Quando l'altezza dei piani superiori è media (Fig.5.5.11) o minima (Fig.5.5.12) i gruppi di curve sono due, dei quali il più esterno è individuato dai casi con muratura a tre teste. Nel caso di altezza minima, però, i valori di $a_0$* e $d_U$* sono più elevati.
- Quando l'altezza dei piani superiori è massima (Fig.5.5.13) si distinguono due gruppi di curve con inclinazioni diverse: quello più esterno, che è caratterizzato da murature a due teste, ha valori di $a_0$* più elevati e valori di $d_U$* più ridotti, mentre il secondo ha valori di $a_0$* ridotti e valori di $d_U$* più elevati.

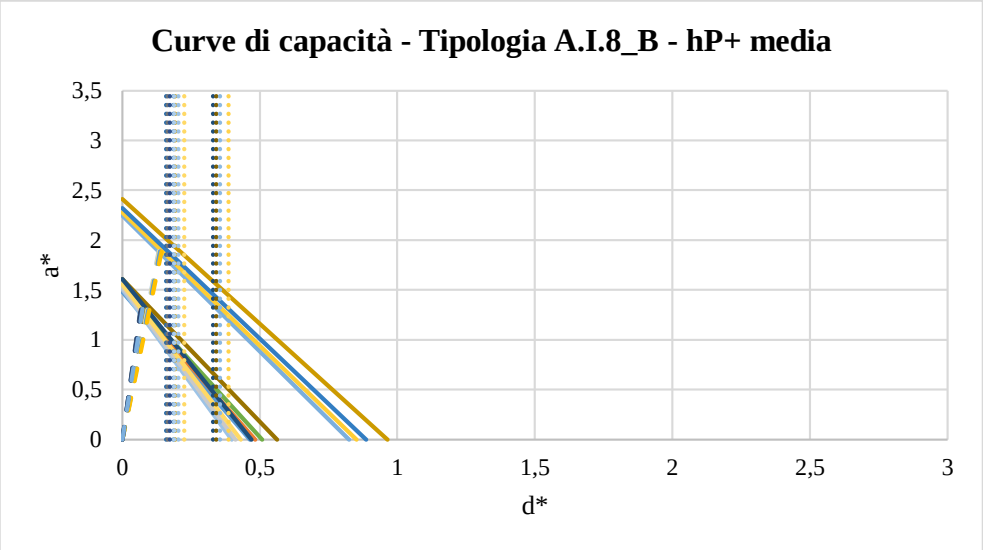



*Fig.5.5.11 Curve di capacità – Micro-tipologia B – hP+ media*

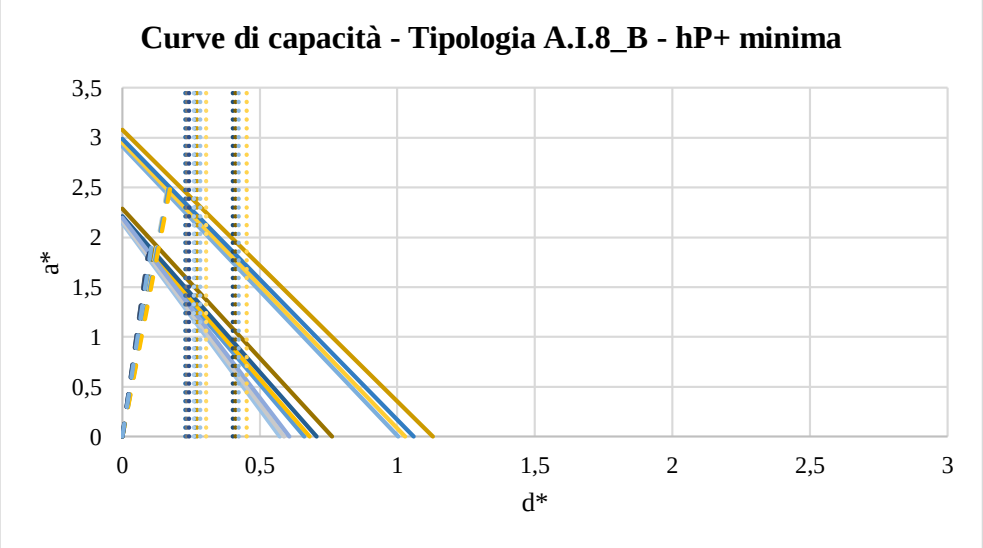



*Fig.5.5.12 Curve di capacità – Micro-tipologia B – hP+ minima*

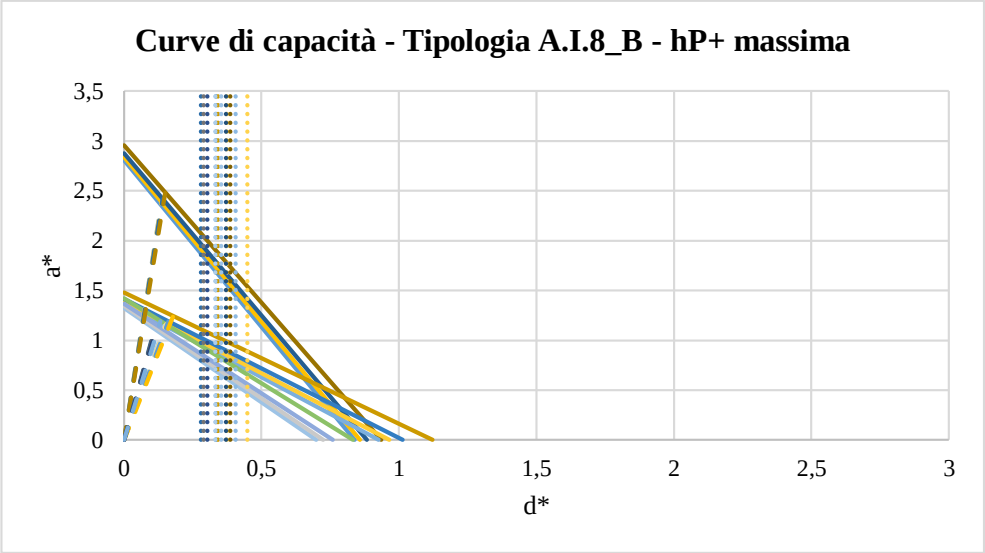



*Fig.5.5.13 Curve di capacità – Micro-tipologia B – hP+ massima*

Nella micro-tipologia C i valori dei parametri sono maggiori e le curve si trovano più lontane dall'origine degli assi:

- Quando l'altezza dei piani superiori è media (Fig.5.5.14) si individuano due gruppi distinti di curve con inclinazione simile, dei quali il più vulnerabile comprende i casi aventi murature a tre teste. La curva più esterna presenta muratura a due teste.
- Quando l'altezza dei piani superiori è minima (Fig.5.5.15) si presentano gli stessi due gruppi del caso precedente, ma il gruppo di curve, il cui spessore coincide con le quattro teste, presenta una diversa inclinazione.
- Quando l'altezza dei piani superiori è massima (Fig.5.5.16) le curve più esterne presentano muratura a quattro teste; i casi con murature a tre e due teste sono più vicine all'origine e le ultime hanno un'inclinazione diversa rispetto alle altre.

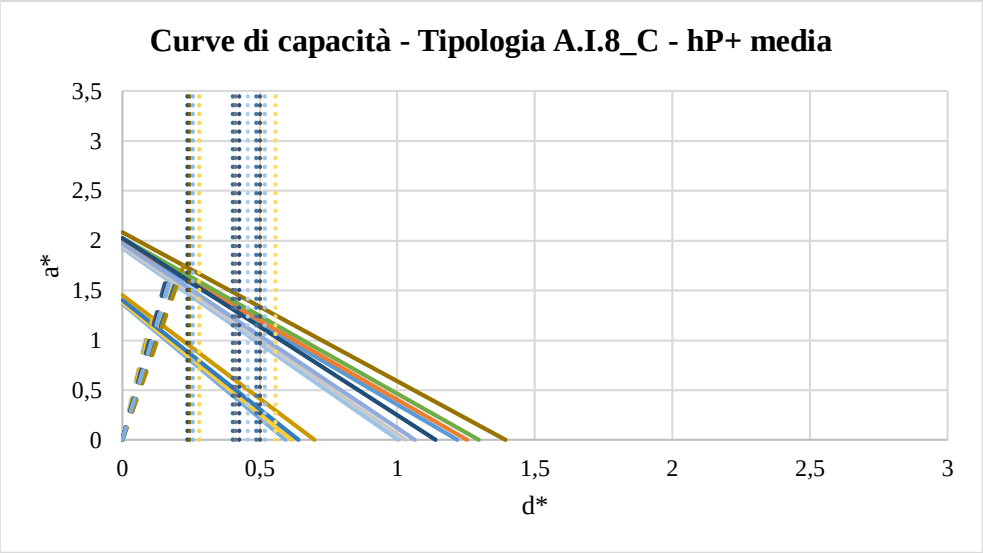



*Fig.5.5.14 Curve di capacità – Micro-tipologia C – hP+ media*

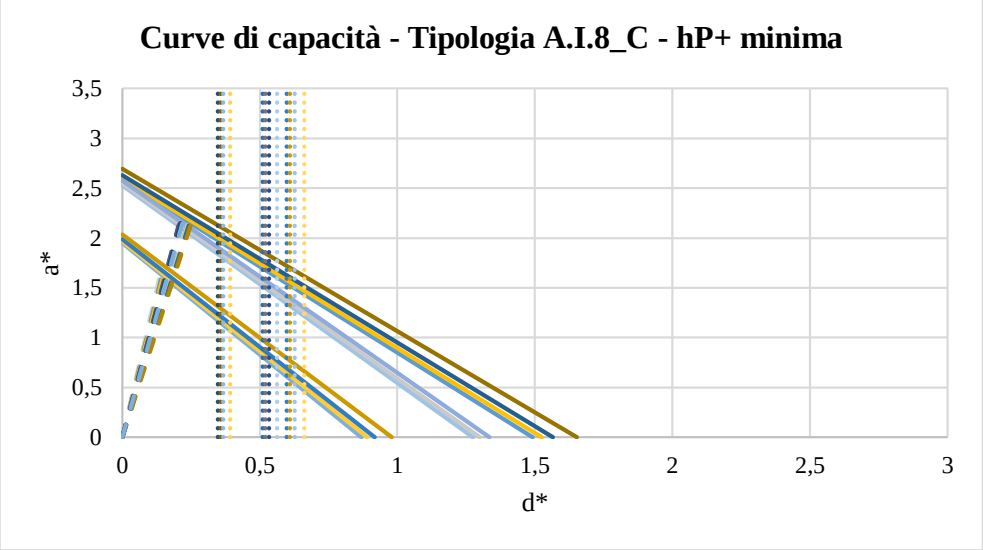



*Fig.5.5.15 Curve di capacità – Micro-tipologia C – hP+ minima*

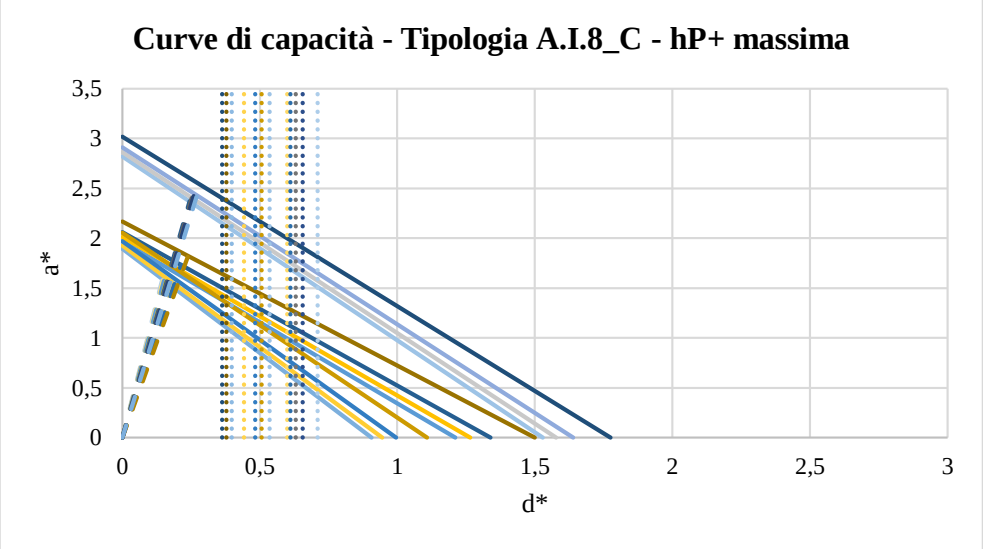



*Fig.5.5.16 Curve di capacità – Micro-tipologia C – hP+ massima*

Nonostante il numero di analisi svolte per questo meccanismo sia inferiore rispetto a quelle del ribaltamento, resta comunque elevato. Anche in questo caso risulta, dunque, impossibile concentrare tutte le curve in un unico grafico. Osservando però le diverse curve si riesce a definire quali siano i casi più e meno vulnerabili: la curva più bassa appartiene al caso 25 della micro-tipologia B con altezza dei piani superiori media, mentre la curva più alta rappresenta il caso 31 della micro-tipologia C con altezza dei piani superiori massima. Queste osservazioni confermano quanto detto precedentemente alla fine del capitolo 5.5.3.

## 5.6 ANALISI DI SENSITIVITÀ

Le considerazioni riportate nei paragrafi precedenti si prestano a ben identificare quali siano le variabili maggiormente influenti per i diversi meccanismi. Per meglio comprendere, però, in che modo queste condizionano il comportamento delle strutture, si è effettuata un'analisi di sensitività dei parametri. A tale scopo, a partire da un caso di riferimento, si è variato un parametro per volta, valutando l'influenza che questo assume nei confronti dell'accelerazione spettrale di attivazione $a_0$*. I parametri oggetto di variazione sono:

- Altezza del piano terra;
- Altezza dei piani superiori;
- Spessore delle murature;
- Bucature in facciata.

Il caso di riferimento R si identifica con quello avente tutti i valori medi, ovvero altezze interpiano pari a 3,70 m per il piano terra e 3,50 m per i piani superiori, spessore delle murature di tutti i livelli pari 0,38 m (corrispondente ad una muratura a tre teste) e bucature in facciata pari al 30% (Tab.5.6.1).

*Tab.5.6.1 Caratterizzazione del caso di riferimento*

| CASO DI RIFERIMENTO | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Altezza PT [m] | Altezza P+ [m] | Spessore [m] | Area [$m^2$] | Bucature |
| 3,70 | 3,50 | 0,38 | 6,00 | 30% |

Di seguito sono riportate tali valutazioni effettuate per il meccanismo di ribaltamento semplice (§ 5.6.1) e di flessione verticale (§ 5.6.2). Per questa analisi, si è scelto di prendere in considerazione la tipologia più rappresentativa (A.I.8); essendo strutturalmente simile alle altre tipologie analizzate, le considerazioni di seguito effettuate possono essere riportate anche alle altre tipologie.

### *5.6.1 Analisi di sensitività per il meccanismo di ribaltamento semplice*

Svolgendo le analisi nei confronti del ribaltamento semplice di parete, l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo relativa al caso di riferimento risulta:

- Alla quota zero: $a_0^* = 1{,}672$ m/s$^2$
- Alla quota uno: $a_0^* = 1{,}278$ m/s$^2$
- Alla quota due: $a_0^* = 0{,}991$ m/s$^2$

Tali valori di accelerazione di attivazione vengono confrontati con quelli relativi alle diverse variazioni di ogni parametro, valutate alle diverse quote e prendendo in considerazione le due diverse possibili orditure dei solai.

Le tabelle seguenti (da Tab.5.6.2 a Tab.5.6.5) mostrano i risultati ottenuti nel caso di solai orditi perpendicolarmente alla parete in esame; oltre ai valori numerici dell'accelerazione di attivazione, sono riportate anche le variazioni percentuali che questa assume e, con le quali, si riesce a valutare come ogni parametro influisce sul comportamento strutturale. I risultati ottenuti, inoltre, sono rappresentati graficamente (da Fig.5.6.1 a Fig.5.6.4).

*Tab.5.6.2 Valutazione di $a_0^*$ al variare dell'altezza del piano terra e variazioni percentuali – orditura perpendicolare*

| **$a_0^*$ al variare di hPT** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Altezza PT | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 1,00 | 1,683 | 1,278 | 0,991 | R - 1 | 1% | 0% | 0% |
| 2 | - 0,50 | 1,681 | 1,278 | 0,991 | R - 2 | 1% | 0% | 0% |
| 3 | + 0,50 | 1,659 | 1,278 | 0,991 | R - 3 | -1% | 0% | 0% |
| 4 | + 1,00 | 1,642 | 1,278 | 0,991 | R - 4 | -2% | 0% | 0% |
| 5 | + 1,50 | 1,622 | 1,278 | 0,991 | R - 5 | -3% | 0% | 0% |

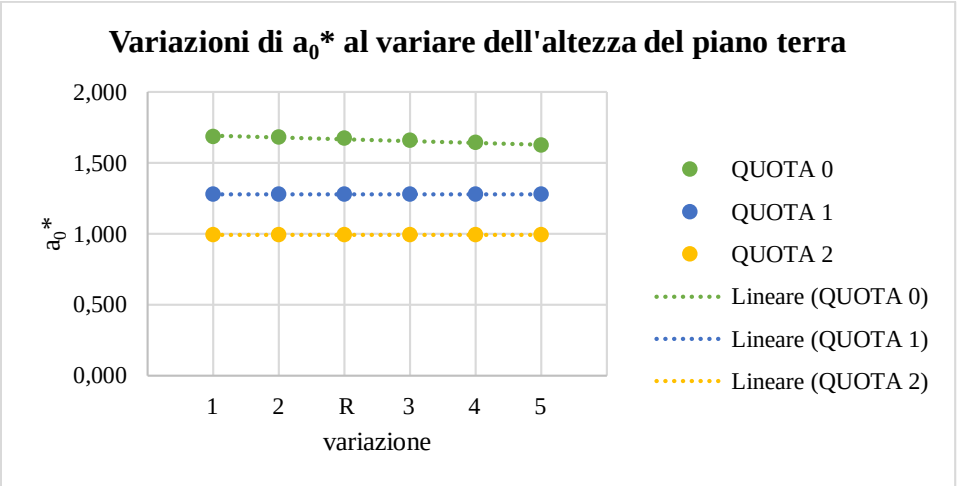



*Fig.5.6.1 Valutazione di $a_0^*$ al variare dell'altezza del piano terra – orditura perpendicolare*

*Tab.5.6.3 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza dei piani superiori e variazioni percentuali – orditura perpendicolare*

| **$a_0$* al variare di hP+** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Altezza P+ | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 1,00 | 1,779 | 1,520 | 1,376 | R - 1 | 6% | 19% | 39% |
| 2 | - 0,50 | 1,726 | 1,380 | 1,154 | R - 2 | 3% | 8% | 16% |
| 3 | + 0,50 | 1,620 | 1,200 | 0,867 | R - 3 | -3% | -6% | -13% |
| 4 | + 1,00 | 1,571 | 1,139 | 0,768 | R - 4 | -6% | -11% | -22% |
| 5 | + 1,50 | 1,525 | 1,089 | 0,689 | R - 5 | -9% | -15% | -30% |

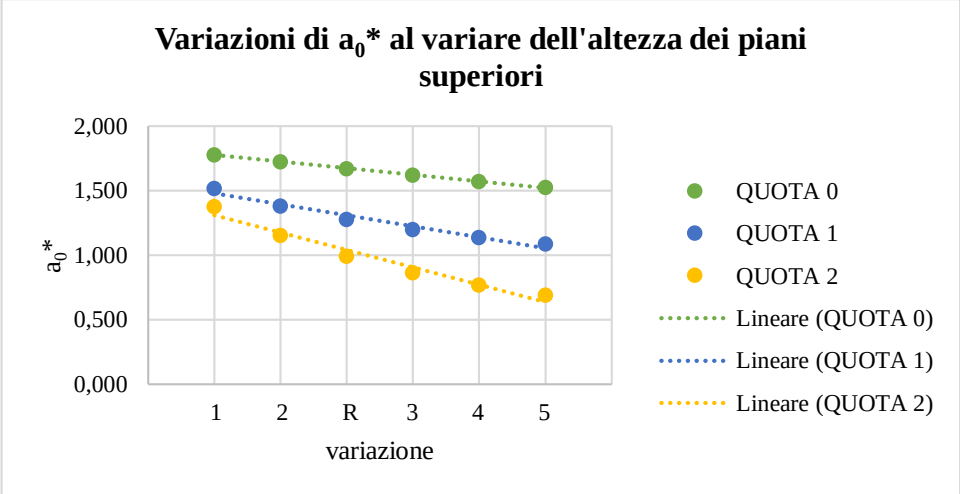



*Fig.5.6.2 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza dei piani superiori – orditura perpendicolare*

*Tab.5.6.4 Valutazione di $a_0$* al variare dello spessore e variazioni percentuali – orditura perpendicolare*

| **$a_0$* al variare dello spessore** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Spessore | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 0,13 | 1,641 | 1,205 | 0,831 | R - 1 | -2% | -6% | -16% |
| 2 | - 0,07 | 1,652 | 1,236 | 0,904 | R - 2 | -1% | -3% | -9% |
| 3 | + 0,07 | 1,699 | 1,328 | 1,088 | R - 3 | 2% | 4% | 10% |
| 4 | + 0,13 | 1,730 | 1,383 | 1,192 | R - 4 | 3% | 8% | 20% |
| 5 | + 0,20 | 1,764 | 1,442 | 1,300 | R - 5 | 6% | 13% | 31% |

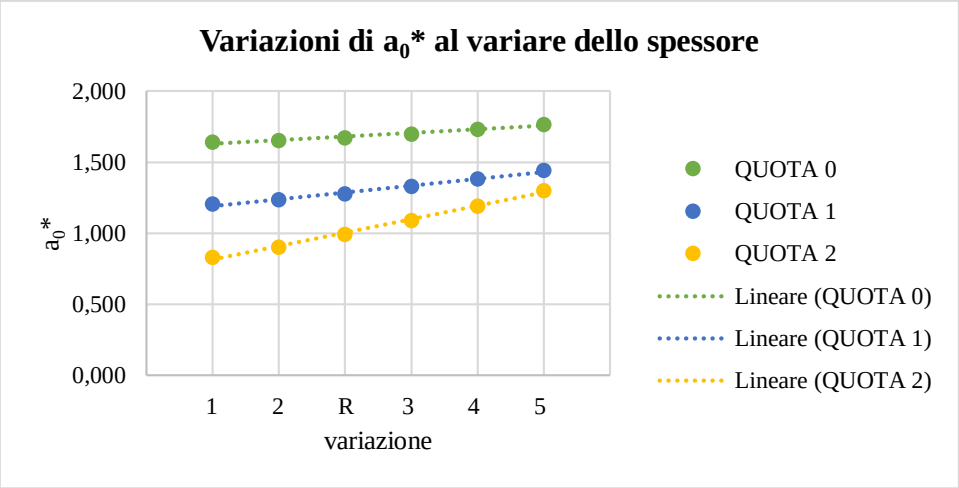



*Fig.5.6.3 Valutazione di $a_0$* al variare dello spessore – orditura perpendicolare*

*Tab.5.6.5 Valutazione di $a_0$* al variare delle bucature e variazioni percentuali – orditura perpendicolare*

| ***$a_0$* al variare delle bucature*** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Bucature | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 20% | 1,624 | 1,227 | 0,929 | R - 1 | -3% | -4% | -6% |
| 2 | - 10% | 1,647 | 1,251 | 0,958 | R - 2 | -2% | -2% | -3% |
| 3 | + 10% | 1,702 | 1,310 | 1,030 | R - 3 | 2% | 3% | 4% |
| 4 | + 20% | 1,739 | 1,349 | 1,078 | R - 4 | 4% | 6% | 9% |
| 5 | + 30% | 1,786 | 1,399 | 1,138 | R - 5 | 7% | 9% | 15% |

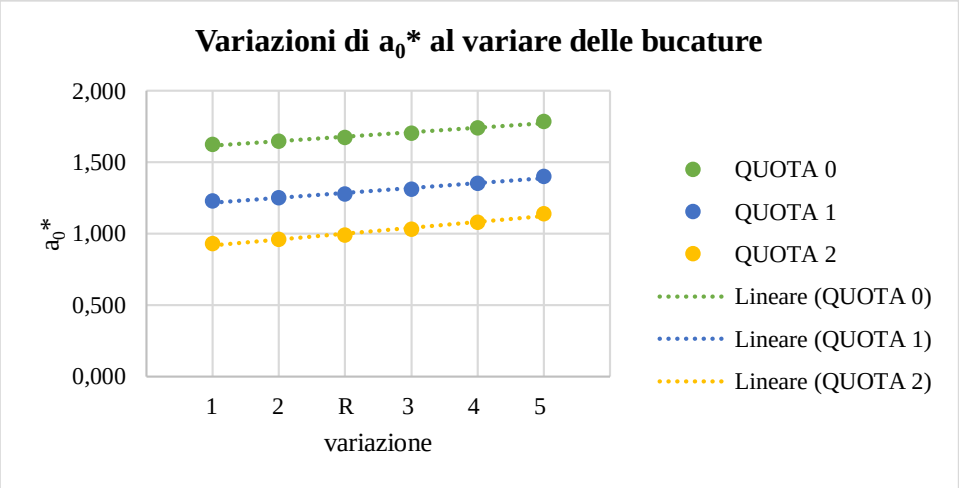



*Fig.5.6.4 Valutazione di $a_0$* al variare delle bucature – orditura perpendicolare*

Grazie all'inclinazione delle linee di tendenza, rappresentate nei grafici, si evince quali siano i parametri che più condizionano il comportamento delle strutture: quanto più questa è inclinata, infatti, tanto maggiore è l'influenza del parametro che viene considerato. Le variazioni percentuali, invece, indicano quanto la struttura è

sensibile alla variazioni di tale parametro. Osservando i diversi grafici e le variazioni percentuali rispetto al caso di riferimento, si può notare che:

- L'altezza del piano terra risulta tendenzialmente ininfluente sul comportamento globale della struttura: le variazioni percentuali di $a_0$* sono molto ridotte quando il meccanismo è valutato a terra e nulle quando è valutato in quota. Alla quota zero tali variazioni risultano costanti ed il valore dell'accelerazione diminuisce all'aumentare dell'altezza;
- Il valore dell'altezza dei piani superiori risulta un parametro molto influente e la maggiore sensibilità si verifica alle quote elevate, per le quali le variazioni dell'accelerazione risultano più rilevanti. Si può, inoltre, notare come queste non risultino costanti: i valori percentuali, infatti, evidenziano la tendenza di $a_0$* a variare con più rapidità al diminuire del parametro. Globalmente $a_0$* diminuisce all'aumentare dell'altezza, indicando una maggiore vulnerabilità per altezze interpiano elevate;
- Anche lo spessore delle murature risulta un parametro molto influente, soprattutto alle quote più elevate. Le variazioni percentuali di $a_0$* evidenziano un andamento esponenziale, con le variazioni maggiori all'aumentare del parametro. Il valore dell'accelerazione aumenta all'aumentare dello spessore;
- Le bucature, invece, condizionano in maniera più ridotta l'attivazione del meccanismo. Si può comunque osservare che l'aumento dei vuoti comporta variazioni di $a_0$* tendenzialmente maggiori e la diminuzione della vulnerabilità.

Considerando, invece, i solai orditi parallelamente alla parete in esame, i valori dell'accelerazione di attivazione risultano notevolmente ridotti, come già evidenziato precedentemente. Come per il caso di orditura perpendicolare, sono riportate le tabelle con i dati (da Tab.5.6.6 a Tab.5.6.9) ed i relativi grafici (da Fig.5.6.5 a Fig.5.6.8).

*Tab.5.6.6 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza del piano terra e variazioni percentuali – orditura parallela*

| **$a_0$* al variare di hPT** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Altezza PT | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 1,00 | 0,301 | 0,428 | 0,737 | R - 1 | 13% | 0% | 0% |
| 2 | - 0,50 | 0,283 | 0,428 | 0,737 | R - 2 | 6% | 0% | 0% |
| 3 | + 0,50 | 0,252 | 0,428 | 0,737 | R - 3 | -6% | 0% | 0% |
| 4 | + 1,00 | 0,238 | 0,428 | 0,737 | R - 4 | -11% | 0% | 0% |
| 5 | + 1,50 | 0,225 | 0,428 | 0,737 | R - 5 | -16% | 0% | 0% |

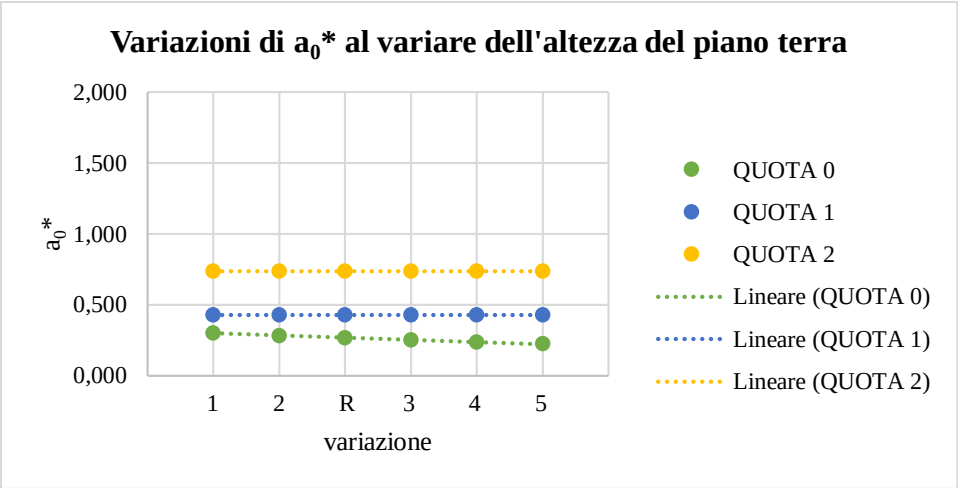



*Fig.5.6.5 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza del piano terra – orditura parallela*

*Tab.5.6.7 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza dei piani superiori e variazioni percentuali – orditura parallela*

| **$a_0$* al variare di hP+** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Altezza P+ | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 1,00 | 0,343 | 1,520 | 1,376 | R - 1 | 28% | 46% | 43% |
| 2 | - 0,50 | 0,301 | 1,380 | 1,154 | R - 2 | 13% | 19% | 18% |
| 3 | + 0,50 | 0,238 | 1,200 | 0,867 | R - 3 | -11% | -14% | -13% |
| 4 | + 1,00 | 0,214 | 1,139 | 0,768 | R - 4 | -20% | -26% | -24% |
| 5 | + 1,50 | 0,193 | 1,089 | 0,689 | R - 5 | -28% | -35% | -32% |

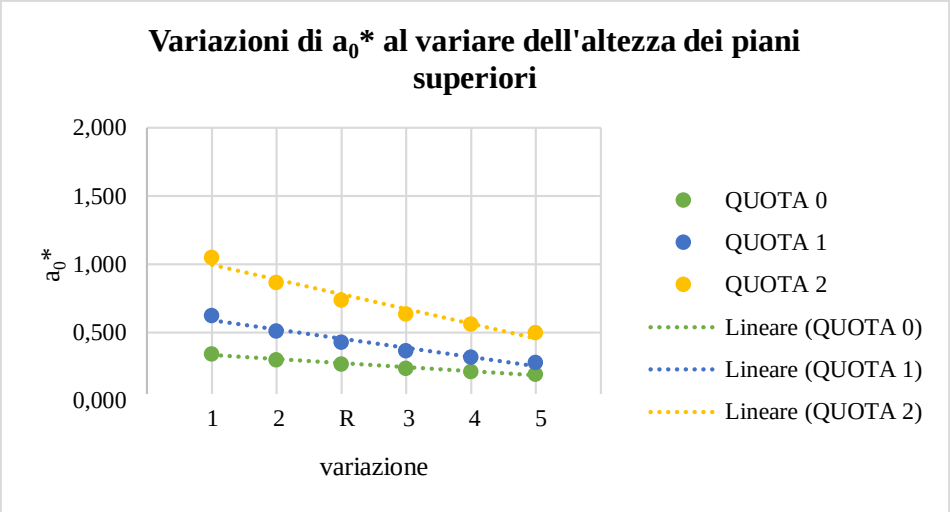



*Fig.5.6.6 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza dei piani superiori – orditura parallela*

*Tab.5.6.8 Valutazione di $a_0$* al variare dello spessore e variazioni percentuali – orditura parallela*

| ***$a_0$* al variare dello spessore*** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Spessore | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 0,13 | 0,176 | 0,281 | 0,485 | R - 1 | -34% | -34% | -34% |
| 2 | - 0,07 | 0,221 | 0,355 | 0,611 | R - 2 | -17% | -17% | -17% |
| 3 | + 0,07 | 0,313 | 0,501 | 0,863 | R - 3 | 17% | 17% | 17% |
| 4 | + 0,13 | 0,358 | 0,574 | 0,989 | R - 4 | 34% | 34% | 34% |
| 5 | + 0,20 | 0,404 | 0,647 | 1,115 | R - 5 | 51% | 51% | 51% |

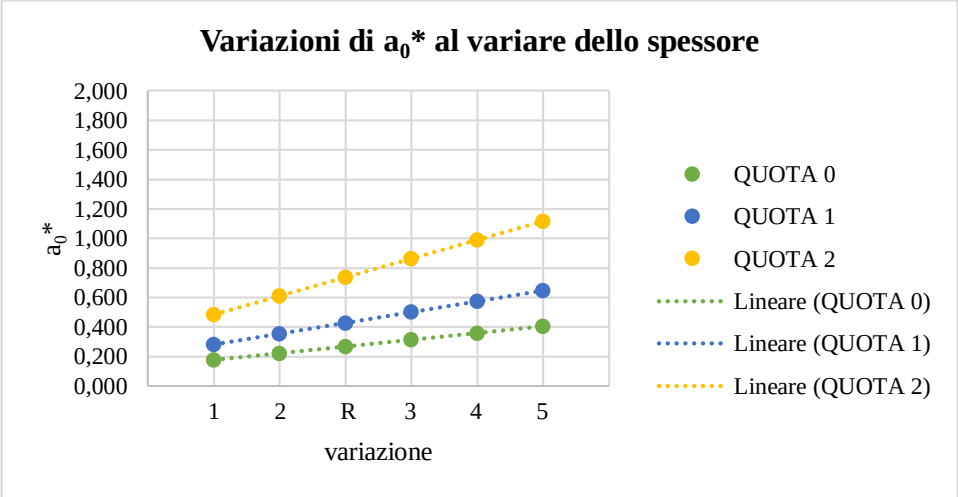



*Fig.5.6.7 Valutazione di $a_0$* al variare dello spessore – orditura parallela*

*Tab.5.6.9 Valutazione di $a_0$* al variare delle bucature e variazioni percentuali – orditura parallela*

| **$a_0$* al variare delle bucature** | | | | | **Variazioni percentuali** | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni | Bucature | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 | Variazioni tra: | QUOTA 0 | QUOTA 1 | QUOTA 2 |
| 1 | - 20% | 0,248 | 0,409 | 0,722 | R - 1 | -7% | -4% | -2% |
| 2 | - 10% | 0,257 | 0,419 | 0,729 | R - 2 | -4% | -2% | -1% |
| 3 | + 10% | 0,277 | 0,437 | 0,744 | R - 3 | 4% | 2% | 1% |
| 4 | + 20% | 0,286 | 0,446 | 0,752 | R - 4 | 7% | 4% | 2% |
| 5 | + 30% | 0,296 | 0,456 | 0,759 | R - 5 | 11% | 7% | 3% |

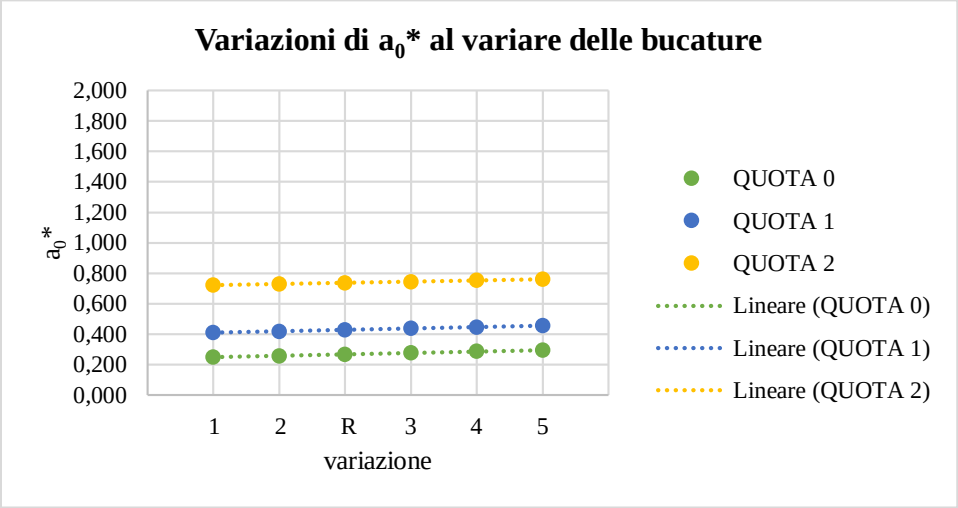



*Fig.5.6.8 Valutazione di $a_0$* al variare delle bucature – orditura parallela*

Osservando l'andamento delle linee di tendenza e confrontando le variazioni percentuali calcolate a partire dal caso di riferimento, si può notare che i parametri influenzano in modo diverso la struttura rispetto al caso precedente, evidenziando una maggiore vulnerabilità della struttura quando l'orditura è considerata parallela; in particolare:

- Prendendo in considerazione la quota zero, si nota che le variazioni percentuali di $a_0$* tendono ad aumentare quando l'altezza del piano terra diminuisce, mentre, tendono a diminuire quando l'altezza aumenta, facendo risultare la struttura più vulnerabile quando il parametro risulta ridotto;
- L'altezza dei piani superiori condiziona particolarmente il comportamento della struttura. Le variazioni percentuali di $a_0$* risultano particolarmente elevate e tendenzialmente aumentano quando si diminuisce il parametro rispetto al caso di riferimento; questo parametro influisce maggiormente sul meccanismo in quota. Nel complesso $a_0$* aumenta al diminuire dell'altezza dei piani superiori;

- Lo spessore influisce nel medesimo modo ad ogni quota, ma le variazioni di $a_0$* non risultano costanti: al diminuire dello spessore il valore dell'accelerazione di attivazione cresce esponenzialmente; quando gli spessori sono ridotti, quindi, la sensibilità della struttura alle variazioni è più elevata;
- Le variazioni delle bucature in facciata, al contrario di tutti gli altri parametri, causano le maggiori variazioni di accelerazione alla quota zero. Queste, che assumono un andamento parabolico, risultano comunque ridotte e poco influenti nei confronti del meccanismo.

Per quanto riguarda il meccanismo di ribaltamento semplice, si può quindi affermare che ogni parametro influenza in modo differente la struttura in base all'orditura del solaio e alla quota dove si considera il meccanismo. Alla luce delle considerazioni effettuate, la struttura risulta maggiormente sensibile alle variazioni delle altezze dei piani superiori e dello spessore delle murature: l'accelerazione di attivazione cresce esponenzialmente per altezze ridotte o per spessori elevati.

### *5.6.2 Analisi di sensitività per il meccanismo di flessione verticale*

Le medesime valutazioni riportate nel paragrafo precedente per il ribaltamento semplice sono state effettuate anche per la flessione verticale. Per le considerazioni riportate all'inizio del capitolo 5.5, per questo cinematismo, non viene presa in considerazione la variazione della quota dell'orditura del solaio. Il caso di riferimento (cfr. Tab.5.6.1) è caratterizzato da un'accelerazione di attivazione del meccanismo $a_0$* = 1,970 m/s$^2$. Di seguito sono riportate le tabelle con i valori di $a_0$* e con le relative variazioni percentuali rispetto al caso di riferimento (da Tab.5.6.10 a Tab.5.6.13) ed i grafici che rappresentano graficamente l'andamento dell'accelerazione (da Fig.5.6.9 a Fig.5.6.13).

*Tab.5.6.10 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza del piano terra*

| Variazioni | Altezza PT | **$a_0$* al variare di hPT** | Variazioni tra: | Variazioni percentuali |
|---|---|---|---|---|
| 1 | - 1,00 | 1,970 | R - 1 | 0% |
| 2 | - 0,50 | 1,970 | R - 2 | 0% |
| 3 | + 0,50 | 1,970 | R - 3 | 0% |
| 4 | + 1,00 | 1,970 | R - 4 | 0% |
| 5 | + 1,50 | 1,970 | R - 5 | 0% |

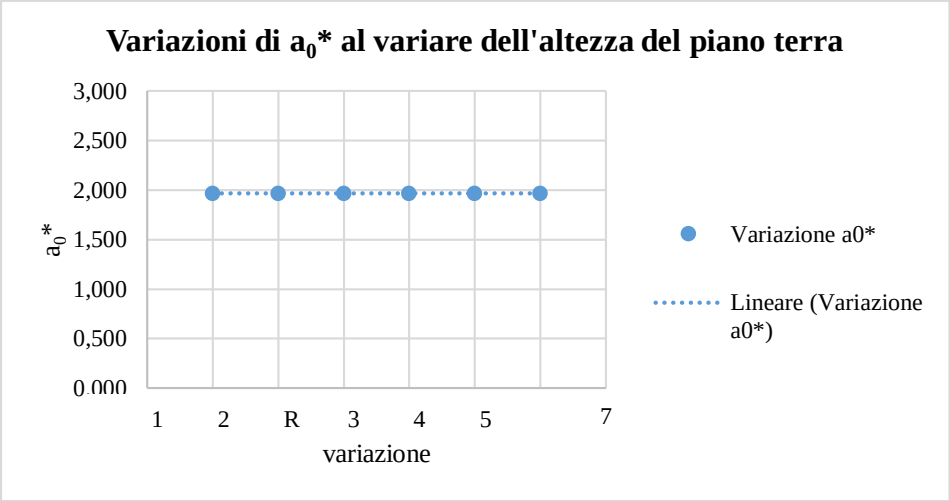



*Fig.5.6.9 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza del piano terra*

*Tab.5.6.11 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza dei piani superiori*

| Variazioni | Altezza P+ | **$a_0$* al variare di hP+** | Variazioni tra: | Variazioni percentuali |
|---|---|---|---|---|
| 1 | - 1,00 | 2,977 | R - 1 | 51% |
| 2 | - 0,50 | 2,374 | R - 2 | 21% |
| 3 | + 0,50 | 1,681 | R - 3 | -15% |
| 4 | + 1,00 | 1,464 | R - 4 | -26% |
| 5 | + 1,50 | 1,297 | R - 5 | -34% |

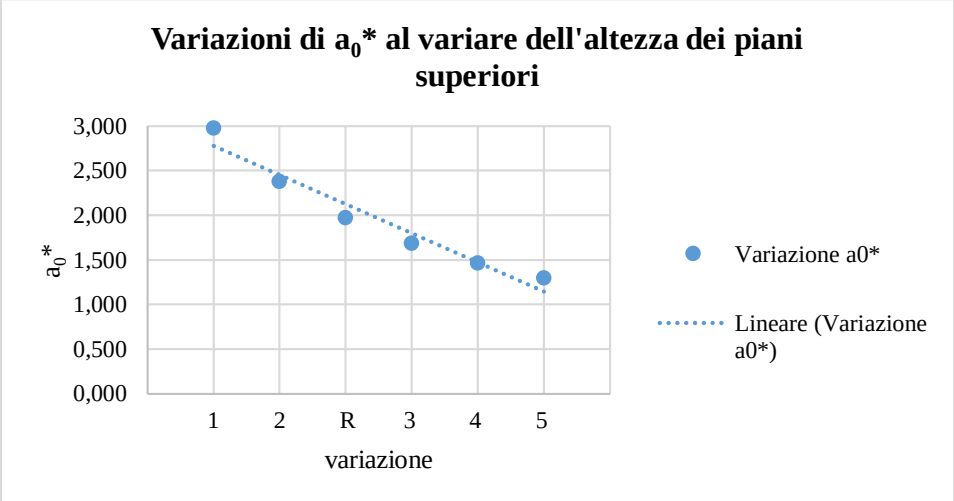



*Fig.5.6.10 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza dei piani superiori*

*Tab.5.6.12 Valutazione di $a_0$* al variare dello spessore*

| Variazioni | Spessore | **$a_0$* al variare dello spessore** | Variazioni tra: | Variazioni percentuali |
|---|---|---|---|---|
| 1 | - 0,13 | 1,430 | R - 1 | -27% |
| 2 | - 0,07 | 1,700 | R - 2 | -14% |
| 3 | + 0,07 | 2,240 | R - 3 | 14% |
| 4 | + 0,13 | 2,510 | R - 4 | 27% |
| 5 | + 0,20 | 2,779 | R - 5 | 41% |

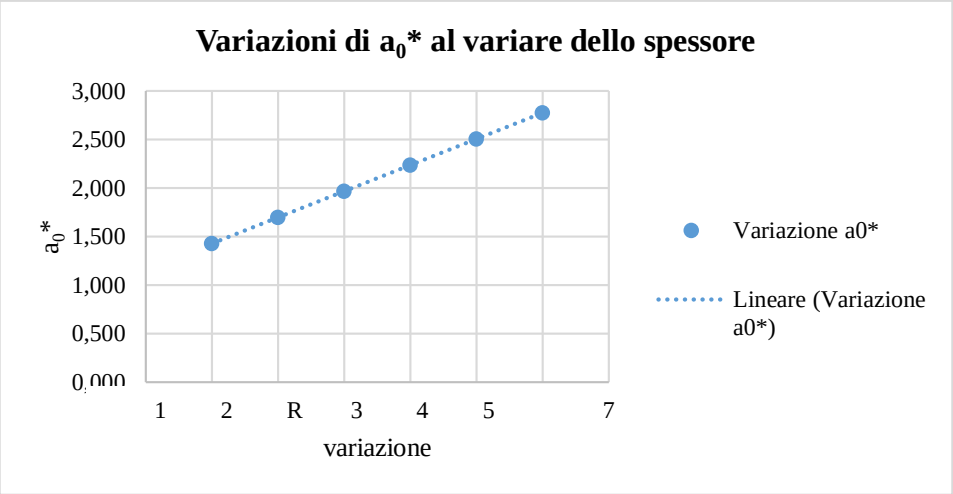



*Fig.5.6.11 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza dello spessore*

*Tab.5.6.13 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza delle bucature*

| Variazioni | Bucature | ***$a_0$* al variare delle bucature*** | Variazioni tra: | Variazioni percentuali |
|---|---|---|---|---|
| 1 | - 20% | 1,883 | R - 1 | -4% |
| 2 | - 10% | 1,921 | R - 2 | -2% |
| 3 | + 10% | 2,035 | R - 3 | 3% |
| 4 | + 20% | 2,126 | R - 4 | 8% |
| 5 | + 30% | 2,264 | R - 5 | 15% |

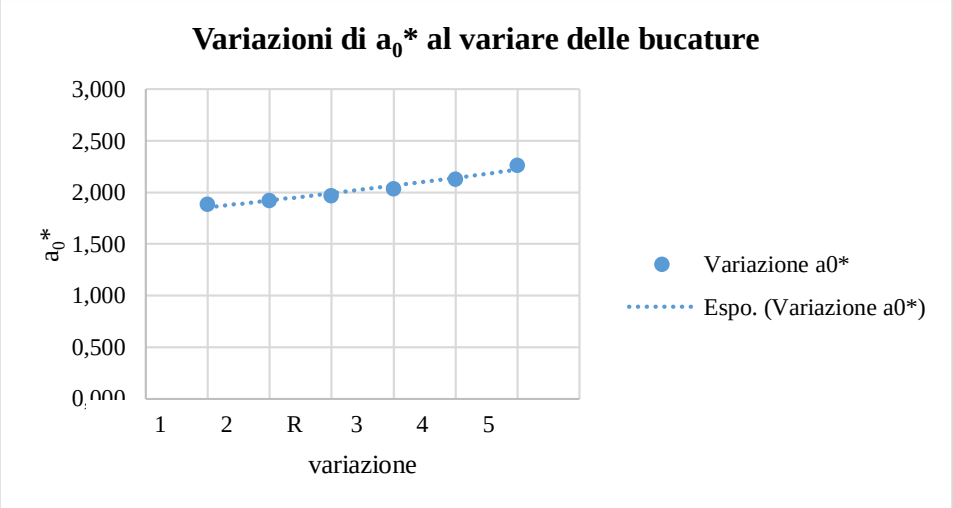



*Fig.5.6.12 Valutazione di $a_0$* al variare dell'altezza delle bucature*

Dall'osservazione dei risultati si può notare che:

- $a_0$* non varia al variare dell'altezza del piano terra; questo parametro risulta, quindi, ininfluente nei confronti dell'attivazione del meccanismo;
- Il meccanismo risulta molto sensibile alle variazioni delle altezze dei piani superiori, poiché mostra variazioni percentuali di $a_0$* molto elevate; l'accelerazione non diminuisce costantemente con l'aumentare dell'altezza

ma assume un andamento tendenzialmente parabolico, con le variazioni percentuali maggiori quando l'altezza è minore;

- Le variazioni di $a_0$* risultano tendenzialmente costanti al variare dello spessore delle murature e l'accelerazione richiesta per l'attivazione del meccanismo aumenta all'aumentare del parametro;
- Le bucature condizionano relativamente il comportamento della struttura; le variazioni percentuali di $a_0$*, infatti, risultano contenute e la linea di tendenza poco inclinata. L'andamento di $a_0$*, però, non è costante, ma lievemente parabolico, con le variazioni maggiori in corrispondenza di percentuali di bucature elevate.

Il parametri per i quali le strutture risultano maggiormente sensibili quando si valuta il meccanismo di flessione, sono, quindi, le altezze dei piani superiori seguite dallo spessore delle murature.

## 5.7 VALUTAZIONE DELL'INFLUENZA DEI TIRANTI

Nel corso di tutte le analisi effettuate in questo capitolo, non si è mai tenuta in considerazione la presenza di eventuali presidi sismici. Per quanto affermato precedentemente, infatti, l'attività di rilievo in sito non è stata in grado di fornire gli elementi sufficienti ad una consona valutazione dell'influenza che questi sono in grado di apportare al comportamento della struttura e si è deciso di analizzare gli edifici privi di presidi, considerando il caso peggiore e lavorando a favore di sicurezza. Tra tutti gli elementi di rinforzo, il tirante è quello più diffuso e quello che maggiormente è in grado di ridurre la vulnerabilità del costruito. Si è deciso di svolgere delle analisi nelle quali i tiranti vengono considerati totalmente efficaci per studiare il comportamento della costruzione valutato nel migliore dei casi.

Per lo svolgimento delle analisi, si è ipotizzata, ad ogni quota, la presenza di due tiranti attivi con diametro Φ20 in AISI 304L ($f_u$ = 460 MPa e $f_y$ = 180 MPa) e ancorati alla parete in muratura tramite piastre quadrate con lato 30 cm.

Al fine di valutare in che modo questi presidi riescano a ridurre la vulnerabilità della struttura, si è deciso di considerare un caso di riferimento per il quale sono state svolte le analisi nell'ipotesi in cui questi siano o meno presenti. In questo modo è possibile confrontare le due situazioni opposte e definire l'azione del tirante. Il caso di riferimento appartiene alla tipologia più rappresentativa (A.I.8) ed è il medesimo definito in tabella 5.6.1. A seguire sono riportate le tabelle con i valori

dell'accelerazione di attivazione per le due configurazioni del caso di riferimento, valutate per il meccanismo di ribaltamento semplice alle diverse quote e di flessione verticale (Tab.5.7.1). Poiché tali risultati sono stati rappresentati in funzione della quota a cui è valutato il meccanismo, sono stati determinati solamente i grafici relativi alle due orditure considerate nel caso di ribaltamento (Fig.5.7.1 e Fig.5.7.2); la rappresentazione grafica del risultato relativo alla flessione, essendo unica la quota a cui si considera attivo il meccanismo, coincide con un unico valore per ognuno dei due casi ed è stata omessa perché senza significato.

*Tab.5.7.1 Valori dell'accelerazione spettrale di attivazione per il meccanismo di ribaltamento semplice e di flessione verticale valutati in caso di assenza o presenza di tiranti*

| Valori di $a_0$* per il caso di riferimento - Ribaltamento | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Orditura | QUOTA 0 | | | QUOTA 1 | | | QUOTA 2 | | |
| | Senza tiranti | Con tiranti | Variazioni percentuali | Senza tiranti | Con tiranti | Variazioni percentuali | Senza tiranti | Con tiranti | Variazioni percentuali |
| Perpendicolare | 1,672 | 8,868 | 430% | 1,278 | 9,164 | 617% | 0,991 | 9,468 | 855% |
| Parallela | 0,266 | 8,791 | 3194% | 0,427 | 9,765 | 2182% | 0,736 | 10,69 | 1352% |

| Valori di $a_0$* per il caso di riferimento - Flessione | | |
|---|---|---|
| Senza tiranti | Con tiranti | Variazioni percentuali |
| 1,969 | 6,259 | 218% |

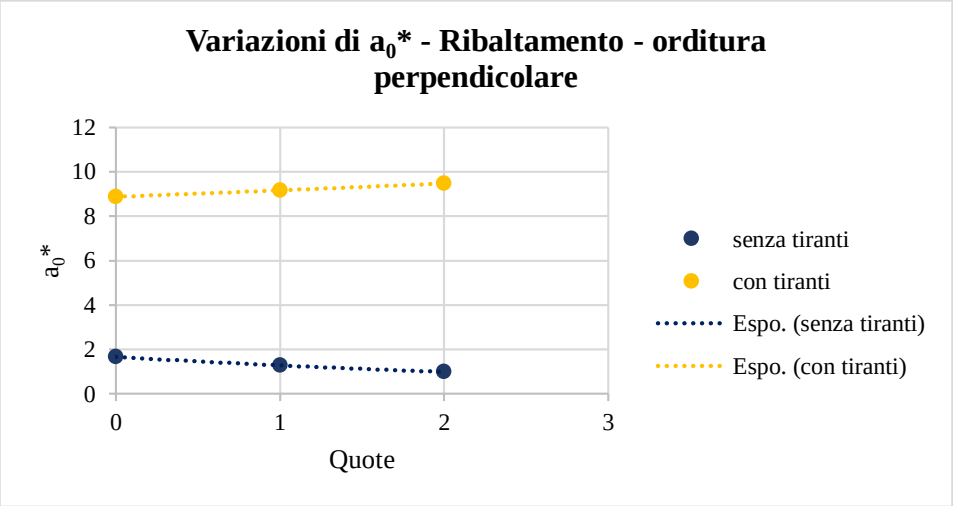



*Fig.5.7.1 Valutazione di $a_0$* nel caso di tiranti assenti o presenti per il meccanismo di ribaltamento semplice – orditura perpendicolare*

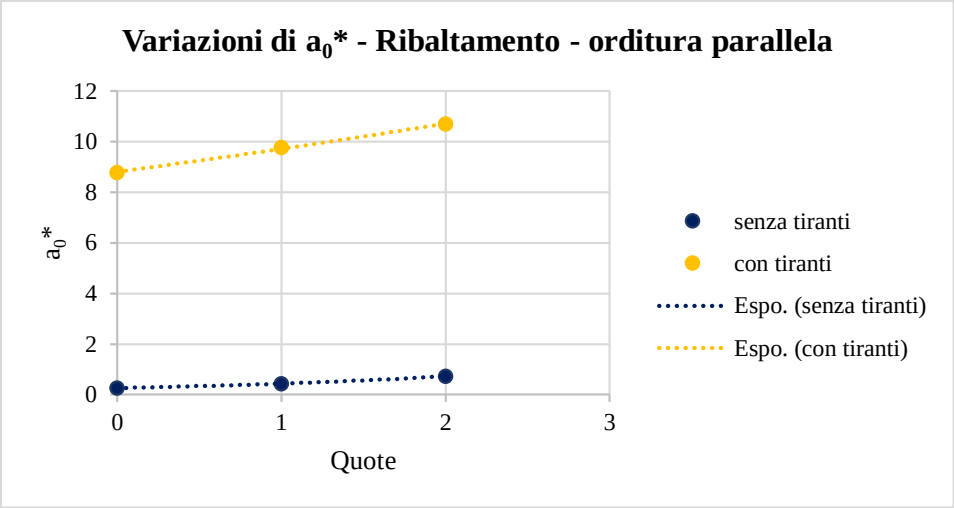



*Fig.5.7.2 Valutazione di $a_0$* nel caso di tiranti assenti o presenti per il meccanismo di ribaltamento semplice – orditura parallela*

Si può notare come la presenza di tiranti efficaci comporti un notevole aumento dell'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo, sia per il ribaltamento che per la flessione, rendendo la struttura meno vulnerabile. Osservando le variazioni di accelerazione causate dalla presenza o assenza di tali elementi, emerge che il meccanismo che risente in maniera più ridotta, ma comunque consistente, dell'effetto dei tiranti risulta la flessione. Quando si valuta il ribaltamento, invece, le variazioni percentuali che si ottengono per $a_0$* sono notevolmente elevate, in modo particolare nel caso in cui i solai della struttura sono considerati orditi parallelamente alla parete in esame. In questo caso, la presenza di tiranti è in grado di aumentare considerevolmente l'accelerazione di attivazione, facendo apparire la struttura complessivamente meno vulnerabile al meccanismo rispetto al caso di solai orditi perpendicolarmente; questo comportamento risulta contrario a quanto accade quando i tiranti non sono presenti, per cui l'orditura parallela è caratterizzata da una maggiore vulnerabilità (cfr. § 5.4.4). Dall'osservazione dei risultati si evince, inoltre, che l'effetto stabilizzante dei tiranti si risente maggiormente alle quote più elevate: tali presidi sono in grado di far aumentare l'accelerazione di attivazione del meccanismo valutato in quota in maniera molto più rilevante rispetto a quella del meccanismo valutato a terra, rendendo le pareti superiori meno vulnerabili dell'intera facciata dell'edificio. In queste ultime, infatti, le forze ribaltanti risultano quasi nulle, mentre le forze stabilizzanti introdotte dai presidi esercitano una grande influenza. Questa tendenza è comune ai due casi di orditura dei solai ed è in accordo con la configurazione parallela senza tiranti, per la quale il meccanismo valutato in quota si attiva per accelerazioni maggiori rispetto a quello

valutato a terra. Quando l'orditura è considerata perpendicolare, invece, l'assenza di tiranti comporta l'accelerazione di attivazione maggiore per il meccanismo valutato a terra.

Considerando il parametro che è emerso come il più influente delle analisi di sensitività, si è operata una valutazione sulle modalità con cui i tiranti intervengano nel comportamento al variare dei diversi parametri. Si è scelto di operare tali valutazioni nei confronti del meccanismo che più è sensibile alla presenza di tali elementi, ossia il ribaltamento semplice nel caso di orditura parallela alla parete in esame. In particolare, dal medesimo caso di riferimento R utilizzato per le considerazioni precedenti (cfr. Tab.5.6.1), si è variato lo spessore delle murature, considerandole minime e massime. A seguire è riportata la tabella riassuntiva con i valori dell'accelerazione di attivazione valutata alle diverse quote e le relative variazioni percentuali (Tab.5.7.2). I risultati, inoltre, sono stati rappresentati graficamente (Fig.5.7.3).

*Tab.5.7.2 Valori dell'accelerazione spettrale di attivazione per il meccanismo di ribaltamento semplice e di flessione verticale valutati in caso di assenza o presenza di tiranti al variare dello spessore – Orditura parallela*

| Valori di $a_0$* per VARIAZIONE spessore | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Variazioni del parametro | QUOTA 0 | | | | QUOTA 1 | | | | QUOTA 2 | | | |
| | Senza tiranti | Variazioni percentuali | Con tiranti | Variazioni percentuali | Senza tiranti | Variazioni percentuali | Con tiranti | Variazioni percentuali | Senza tiranti | Variazioni percentuali | Con tiranti | Variazioni percentuali |
| Minimo | 0,18 | -34% | 7,07 | -20% | 0,28 | -34% | 7,83 | -20% | 0,48 | -34% | 8,54 | -20% |
| Massimo | 0,36 | 34% | 10,51 | 20% | 0,57 | 34% | 11,70 | 20% | 0,99 | 34% | 12,85 | 20% |
| R | 0,27 | | 8,79 | | 0,43 | | 9,77 | | 0,74 | | 10,70 | |

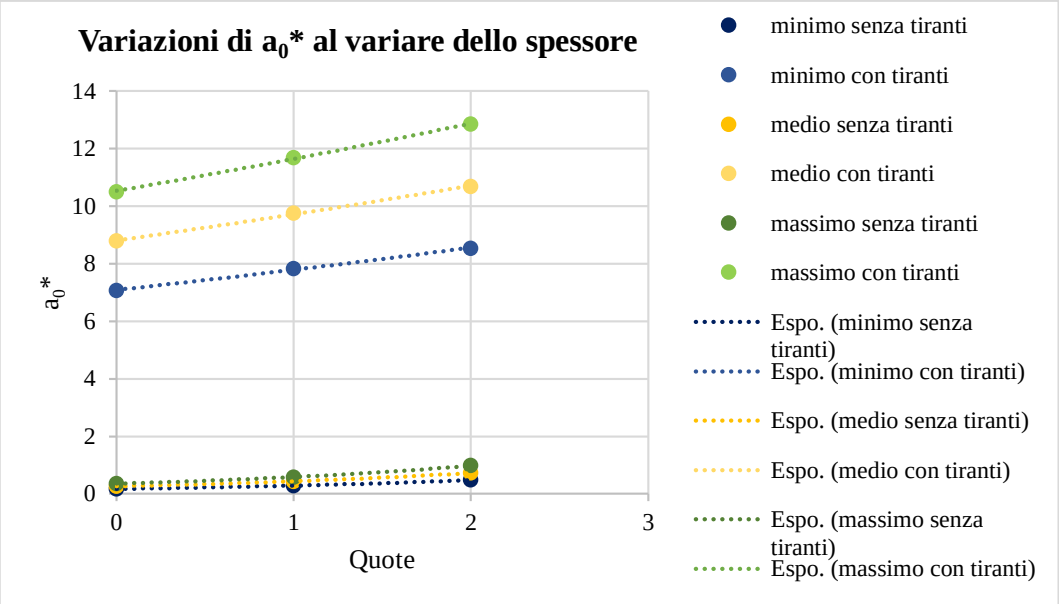



*Fig.5.7.3 Valutazione di $a_0$* nel caso di tiranti assenti o presenti per il meccanismo di ribaltamento semplice al variare dello spessore delle murature – orditura parallela*

Si può notare che le curve appartenenti al caso con tiranti sono distribuite su un intervallo di $a_0$* più ampio rispetto al caso senza tiranti, nel quale risultano concentrate in valori minori. Tale distribuzione mostra come la presenza di questi presidi comporti una grande variazione dell'accelerazione in relazione alla grandezza del parametro considerato. Osservando, tuttavia, i valori percentuali che si ottengono confrontando le variazioni del parametro rispetto al caso di riferimento, si nota come questi siano inferiori nel caso di tiranti presenti rispetto al caso in cui i tiranti non vengano considerati. Da questo si evince che la presenza di tiranti riduce l'influenza che la variazione dei singoli parametri è in grado di apportare alla vulnerabilità complessiva della struttura.

Alla luce di queste considerazioni si può affermare che la presenza di tiranti efficaci riduce notevolmente la vulnerabilità del costruito nei confronti dei meccanismi di collasso fuori piano e che l'effetto derivante dalla loro presenza favorisce maggiormente la stabilità delle pareti alle quote più elevate. Tali elementi, inoltre, riducono la sensitività della struttura alla variazione dei diversi parametri.
Globalmente, l'effetto reale che i tiranti apportano alle diverse strutture non può essere valutato in assenza di dati esatti. In questo lavoro, per la tipologia di informazioni raccolte, non si è a conoscenza delle dimensioni e delle relative caratteristiche meccaniche di catene e piastre, non sempre sono visibili perché possono essere occultati da intonaci o rivestimenti e, di conseguenza, non si riesce

a determinarne il numero esatto; inoltre, qualora siano presenti, dalla sola osservazione non è possibile definirne l'efficacia. Questo rende quindi necessaria la valutazione di ogni singolo caso e lo studio di ogni unità strutturale con le sue peculiarità, impossibile da effettuare nell'analisi di classi tipologiche presentata in questa tesi. Tutte le valutazioni riportate a seguire saranno, quindi, riferite al caso più cautelativo, nel quale i presidi sismici non vengono considerati.

# 6 CURVE DI FRAGILITÀ[1]

Alla base dei nuovi codici di progettazione strutturale c'è la Performance Based Engineering (PBE), la quale, fondata sulla consapevolezza dell'incertezza dei dati, utilizza concetti probabilistici. I carichi derivanti dalla destinazione d'uso e dagli eventi esterni (costituenti la domanda), i rischi artificiali e naturali e le resistenze dei materiali da costruzione (costituenti la capacità), infatti, non sono informazioni certe in natura. La combinazione di tutti questi aspetti definisce il rischio, governato da disposizioni di norme e codici.

Le azioni strutturali indotte da un evento sismico coinvolgono interamente l'edificio, il quale risponde, in maniera dinamica, alla sollecitazione a cui è esposto. Tale risposta strutturale deve essere correlata al danno, il quale si verifica in cicli ripetuti (solitamente anelastici).

Alla base della valutazione della vulnerabilità sismica sta la volontà di limitare il danno per cui la vita umana risulta in pericolo e per il quale la struttura deve mantenere un notevole margine di sicurezza contro il collasso generale. Tali valutazioni vengono effettuate attraverso l'utilizzo di un terremoto di progetto.

La valutazione delle prestazioni ed il processo di progettazione sono stati suddivisi in elementi più semplici in termini di descrizione, definizione e quantificazione per quanto riguarda le misure di intensità del terremoto (IM, intensity measure), i parametri di domanda ingegneristici (EDP, engineering demand parameter), le misure del danno (DM, damage measure) e le variabili decisionali (DV, decision variable). Questi sono, ad esempio, l'accelerazione di picco al suolo (PGA) e l'accelerazione spettrale di primo modo per gli IM, la distribuzione delle variazioni interpiano e le componenti di deformazione anelastica per gli EDP, gli stati di danno per gli elementi strutturali e non strutturali per i DM e le perdite finanziarie dirette ed i tempi di inattività per i DV.

[1] Morbin R. (2013). *Strategies for seismic assessment of common existing reinforced concrete bridges typologies.* Ph. D. Thesis, Università di Trento, Brescia, Padova, Trieste, Udine, Università IUAV di Venezia, pp. 17-24.

Thiella C. (2014). *Ponti in muratura: valutazione sismica mediante curve di fragilità*. Tesi, Università degli Studi di Padova.

Valotto C. (2015). *Seismic vulnerability assessment of clustered buildings in the historical center of Timisoara: fragility curves for in-plane local mechanisms of collapse*. Tesi, Università degli Studi di Padova, pp. 349-360.

Tutti questi elementi sono considerati nella "PEER Equation":

$$P(DV) = \iiint P(DV|DM) \cdot |dP(DM|EDP)| \cdot |dP(EDP|IM)| \cdot |dH(IM)| \qquad (6.1)$$

dove:

*P(DV|DM)* è la probabilità che la DV superi un valore specifico, condizionato dal danno strutturale DM. La stima della DV deriva da analisi probabilistiche delle perdite economiche ed è difficile da svolgere;

*P(DM|EDP)* è la probabilità che il DM superi uno specifico valore, quando viene assegnato un determinato valore dell'EDP. Considerando diversi IM, questo termine si identifica come fragilità sismica;

*P(EDP|IM)* è la probabilità che l'EDP superi un certo valore dato per un particolare valore di IM;

*H(IM)* è la pericolosità sismica del sito, ottenuta da analisi probabilistiche di pericolosità sismica.

## 6.1 LA VULNERABILITÀ SISMICA

Per stimare il rischio sismico è importante valutare il danno che verrebbe causato da un terremoto. Questo è possibile grazie all'individuazione degli elementi di vulnerabilità, associati a diversi livelli di danno, e confrontando la capacità della struttura. Questa può essere rappresentata in termini di spostamento o di accelerazione, con la domanda sismica associata. La domanda sismica è la combinazione di alcuni parametri, quali l'intensità, la frequenza e la durata dell'azione sismica e le caratteristiche del sito nel quale si intende effettuare la valutazione.

Poiché i dati utilizzati in queste analisi non sono informazioni sicure e precise, è necessario associare loro una certa misura di incertezza e casualità per tenere conto della loro aleatorietà e della conseguente natura probabilistica del problema. Per questo motivo si utilizzano le curve di fragilità, ovvero grafici che esprimono la probabilità condizionata di un certo elemento di eguagliare o superare un certo livello di danno (o livello di prestazione) per vari livelli di scuotimento del terreno, generalmente identificati con l'accelerazione di picco al suolo (PGA) o con l'accelerazione spettrale ($S_e$).

La figura riportata in seguito mostra come i diagrammi di capacità e domanda sono ottenibili mediante una distribuzione probabilistica. Per questo motivo il

*performance point* (cfr. § 6.2) della struttura, che si identifica con l'intersezione tra la curva di capacità e la curva di domanda, non è identificato da un singolo valore, ma da una serie di punti.

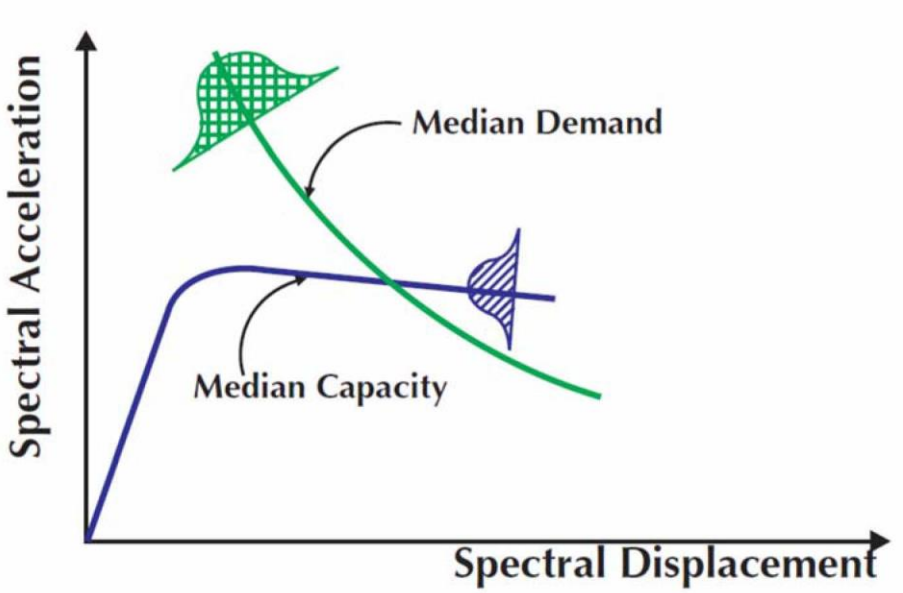



*Fig.6.1.1 Spettri Accelerazione-Spostamento di capacità e domanda*
*RIFERIMENTO: (Mander et al., 1999)*

La curva di fragilità è una funzione di probabilità cumulativa log-normale[2], per la cui definizione sono necessari due parametri: la media (il 50° percentile) e la deviazione standard logaritmica normalizzata. La funzione di probabilità cumulativa è data da:

$$P(D > d_{PL}|IM) = P(S_d > S_c|IM) = \Phi\left[\frac{\ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)}{\beta}\right] \qquad (6.2)$$

dove:

$S_d$ è la domanda strutturale (danno sulla struttura) che cambia per ogni IM;

$S_c$ è la capacità strutturale relativa ad uno specifico livello di prestazione (valore medio o atteso);

$\beta$ è la deviazione standard log-normale normalizzata che tiene conto dell'incertezza e della casualità di domanda e capacità. Può essere calcolata

[2] (VV. AA., 1999);
(Cornell et al., 2002);
(Monti & Nisticò, 2002);
(Choi et al., 2003);
(Nielson & DesRoches, 2007)

come $\beta = \sqrt{\beta_d^2 + \beta_c^2}$ considerando rispettivamente i contributi di domanda e capacità;

$\Phi[\cdot]$ è la funzione di distribuzione normale standard.

In base ai dati inerenti agli eventi sismici di cui si dispone, si possono utilizzare due diversi metodi per la determinazione delle curve di fragilità. Nel caso in cui siano note informazioni reali si utilizza il metodo empirico, con il quale si possono sviluppare curve di fragilità utilizzando i dati sul danno delle strutture[3] o a partire dalle osservazioni raccolte in seguito ad un terremoto[4]. In caso contrario, se non si dispone di una banca dati dei danni conseguenti ad eventi sismici, si utilizza un approccio analitico, che consente di determinare le curve di fragilità basandosi su modelli numerici. Tale approccio si articola in tre fasi:

- Prima fase: simulazione dell'azione sismica;
- Seconda fase: rappresentazione dell'elemento oggetto di studio mediante un modello capace di tenere conto dell'aleatorietà dei parametri;
- Terza fase: generazione delle curve di fragilità a partire dai dati sulla risposta sismica del modello analitico, ricavabili attraverso analisi elastiche con spettro, analisi non lineari statiche[5] e analisi dinamiche non lineari in time history[6].

Il metodo utilizzato in questa tesi, per la determinazione delle curve di fragilità, è quello proposto da Shinozuka, che prevede l'utilizzo di analisi statiche non lineari basate sul metodo CSM (Capacity Spectrum Method) descritto in seguito (cfr. § 6.2).

### *6.1.1 Definizione dei livelli di danno*

Per la definizione delle curve di fragilità è fondamentale la definizione di una determinata funzione di danno, riferita al singolo elemento (indice di danno locale) o all'intera struttura (indice di danno globale). Solitamente la valutazione del danno si effettua attraverso i parametri della duttilità, espressa in termini di rotazione, curvatura o spostamento, oppure della dissipazione di energia.

[3] Basoz, terremoto di Northridge, 1994

[4] Shinozuka, terremoto di Kobe, 1995

5 (Shinozuka et al., 2000)

6 (Karim, 2001, Choi, 2003);
(DesRoches et al., 2006)

Nell'analisi cinematica non lineare il livello di danno i-esimo è associato allo spostamento della struttura che annulla il moltiplicatore orizzontale dei carichi $\alpha$ e si riferisce, in particolare, allo spostamento $d_0$* del sistema equivalente ad un grado di libertà.

Sono stati individuati, sulla base della scala macrosismica europea EM98, applicando l'approccio multiscala (Lagomarsino e Cattari, 2014), quattro livelli di danno, corrispondenti a:

- Livello PL1: $\alpha_{DL1} = 0.7\alpha_{DL2} = 0.7a_S$ (6.3)
- Livello PL2: $\alpha_{DL2} = a_S$ (6.4)
- Livello PL3: $d_{DL3} = 0.25d_0$ (6.5)
- Livello PL4: $d_{DL4} = 0.4d_0$ (6.6)

Il livello di riferimento è il PL4, assunto convenzionalmente come punto limite in corrispondenza del quale la struttura si considera in condizioni "ultime", pur mantenendo ancora qualche capacità di resistenza. Nella tabella seguente sono riportati e definiti i diversi livelli di danno:

*Tab.6.1.1 Definizione dei livelli di danno*

*RIFERIMENTO: Deliverable 35, Definition of performance levels on the pushover curve*

| DLi | Singolo blocco o Singolo Macro-elemento |
|---|---|
| Lieve<br>DL1 | In termini di percentuale del moltiplicatore orizzontale associato a $d_{DL2}$<br>$d_{DL1}$ corrisponde al punto in cui il moltiplicatore è $\alpha_{DL1} = 0.7\ \alpha_{DL2}$ |
| Moderato<br>DL2 | In termini di percentuale di $d_y$ e controllo con $d_{peak}$<br>$d_{DL2} = \min(d_y; d_{peak})$ |
| Esteso<br>DL3 | In termini di percentuale della capacità di spostamento ultimo $d_0$<br>$d_{DL3} = 0.25\ d_0 \geq d_{DL2}$ |
| Completo<br>DL4 | In termini di percentuale della capacità di spostamento ultimo $d_0$<br>$d_{DL4} = 0.4\ d_0 \geq d_{DL2}$ |

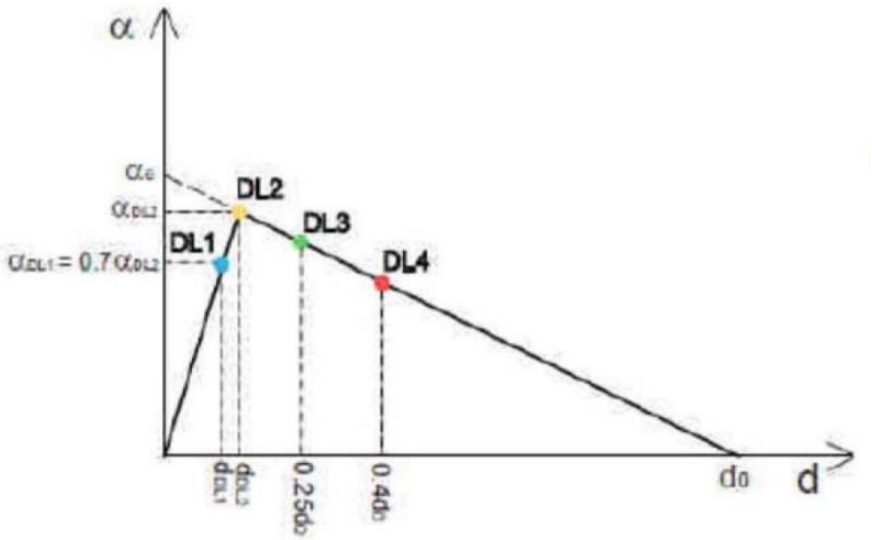



*Fig.6.1.2 Criterio per la definizione dei livelli di danno sulla curva pushover in caso di analisi cinematica non lineare*

*RIFERIMENTO: Deliverable 35, Definition of performance levels on the pushover curve*

## 6.2 METODOLOGIA

La vera variabile aleatoria del problema è costituita dal sisma, poiché le sue caratteristiche sono determinabili solo in maniera statistica. L'intensità sismica, calcolata in questa tesi per un suolo di tipo C (cfr. § 2.4.2), viene valutata per diversi valori di PGA, che oscillano tra 0 e 0,170 con step di 0,017, dove il valore ottenuto per la città di Padova, secondo normativa, risulta il valore medio (0,085), come riportato nella seguente figura.

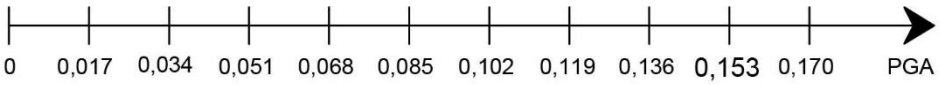



*Fig.6.2.1 Intervalli di accelerazione considerati*

Con i dieci valori di PGA, costituenti le diverse accelerazioni utilizzate in questo lavoro, sono stati determinati altrettanti spettri di risposta elastici (Fig.6.2.2).

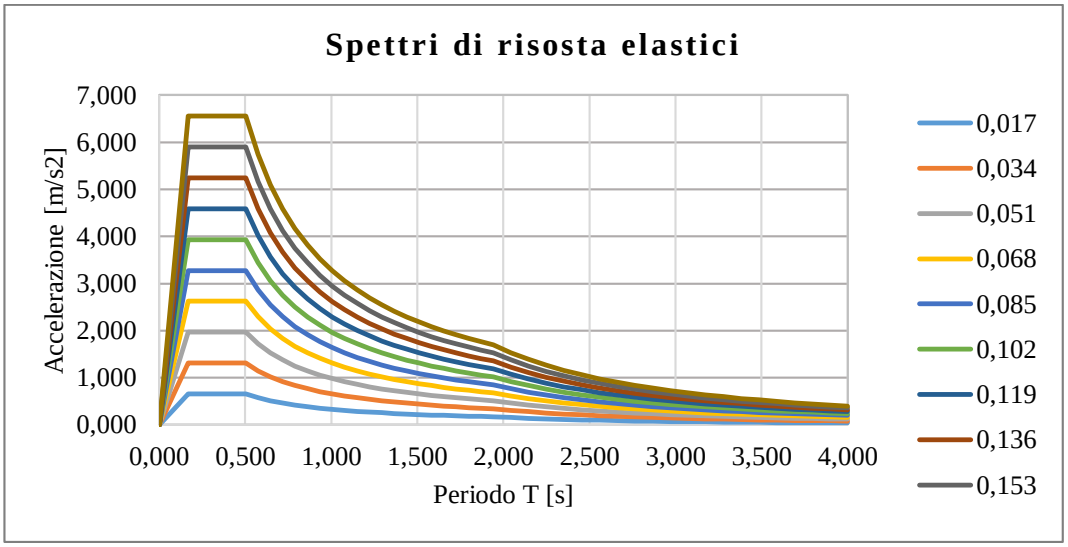



*Fig.6.2.2 Spettri di risposta elastici per i diversi valori di PGA*

Come anticipato precedentemente, il metodo utilizzato per la determinazione delle curve di fragilità è quello proposto da Shinozuka et al. (2000), basato sul metodo dello spettro di capacità, nel quale viene utilizzata una procedura statica non lineare per determinare il punto di intersezione tra curva di domanda e curva di capacità (Fig.6.2.3). Questo punto, definito "performance point", rappresenta lo spostamento massimo atteso relativo ad uno specifico evento sismico. Tale procedura viene svolta nel piano ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum), nel quale la curva di capacità e lo spettro di risposta, rappresentati in termini di accelerazioni e spostamenti spettrali, prendono rispettivamente il nome di spettro di capacità e spettro di domanda.

Il passaggio da spettro di risposta (accelerazione-periodo) a spettro di domanda (accelerazione-spostamento) avviene attraverso la seguente relazione:

$$S_{De} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_e \qquad (6.7)$$

dove:

$S_{De}$ è l'ascissa dello spettro di domanda da determinare (lo spostamento);

$S_e$ è l'ordinata dello spettro di risposta e di domanda (l'accelerazione);

$T$ è il periodo per il quale si vuole determinare $S_{De}$.

La trasformazione da curva di capacità a spettro di capacità, invece, avviene come spiegato nel capitolo 5.1.2, conoscendo il moltiplicatore $\alpha$, il fattore di confidenza *FC*, la massa partecipante $M^*$ e lo spostamento del punto di controllo. Nello spettro di capacità vengono individuati gli spostamenti relativi ai diversi livelli di danno.

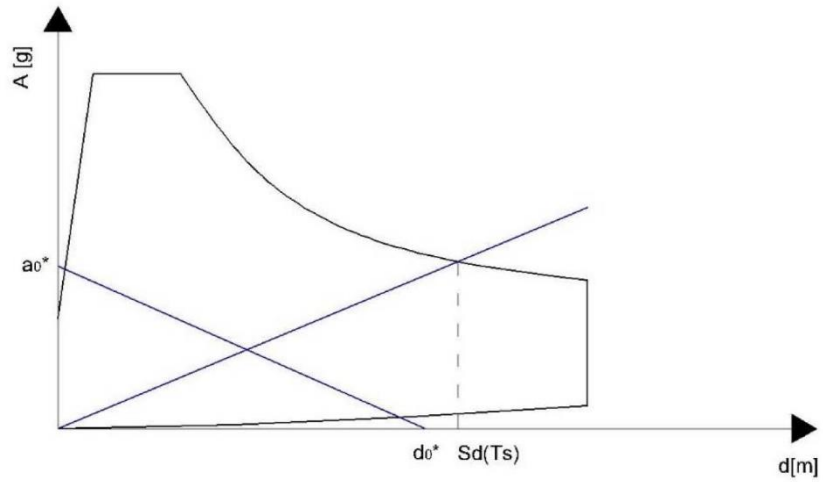



*Fig.6.2.3 Intersezione tra lo spettro ADRS e curva di capacità*

Il valore del danno viene calcolato con la seguente relazione:

$$IM = \frac{d_D}{d_C} \tag{6.8}$$

dove:

$d_D$ è lo spostamento dovuto alla domanda sismica ($S_{De}(T_S)$);

$d_C$ è lo spostamento dovuto al livello di danno considerato.

Per la rappresentazione della domanda sismica il modello che meglio si adatta è la distribuzione log-normale. Nel seguente grafico (Fig.6.2.4) è rappresentata la domanda sismica relativa ad una PGA di 0,017.

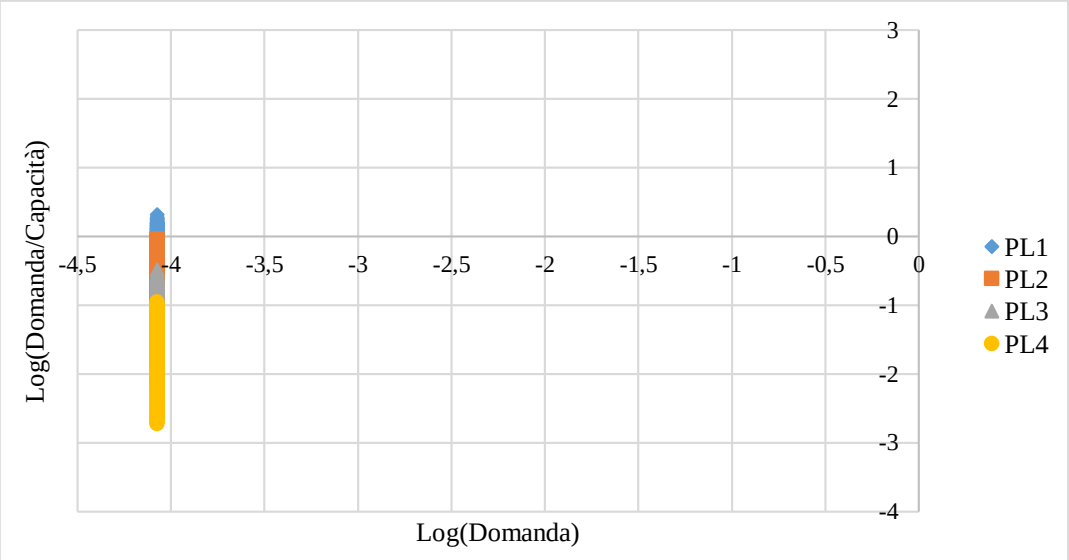



*Fig.6.2.4 Individuazione degli IM per i quattro livelli di danno calcolati per la PGA di 0,017*

Una volta calcolati i valori che definiscono il danno, la domanda media è definita come:

(6.9)

$$S_d = IM^B \cdot e^A$$

che nel piano bi-logaritmico danno-intensità sismica, è rappresentata dalla retta di regressione con equazione:

$$\ln(S_d) = A + B \cdot \ln(IM) \tag{6.10}$$

dove $A$ e $B$ sono i coefficienti della retta intercetta definiti attraverso l'analisi di regressione e la dispersione dei valori è calcolata come deviazione standard dei valori di domanda con gli scarti misurati rispetto alla retta di regressione per il dato IM.

In seguito è riportato un grafico (Fig.6.2.5) che rappresenta le quattro rette di regressione relative ai quattro livelli di danno considerati e le dieci dispersioni rappresentanti i punti per ogni PGA considerata.

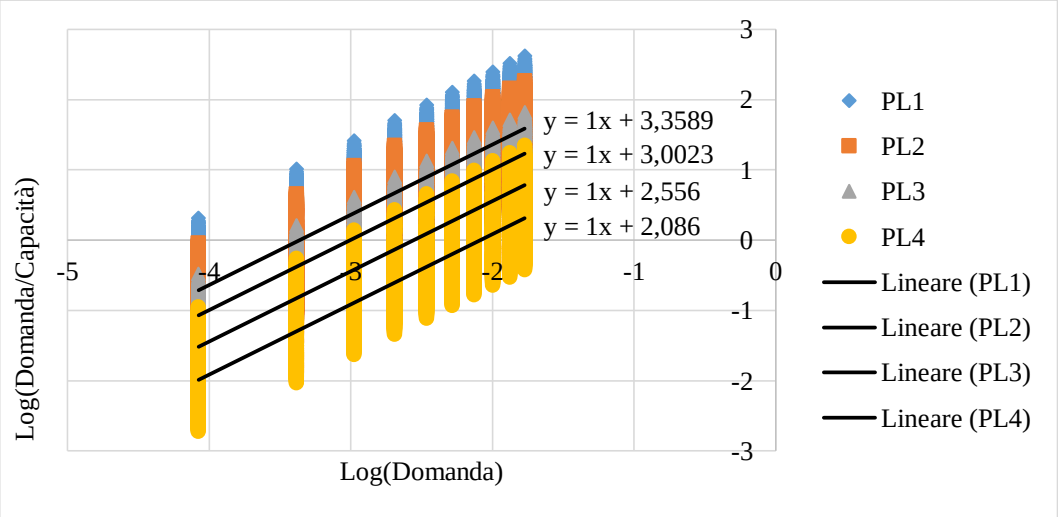



*Fig.6.2.5 Rette di regressione per ogni livello di danno considerato*

Una volta definiti i coefficienti $A$ e $B$ e la dispersione, la curva di fragilità è rappresentata da una distribuzione cumulativa log-normale:

$$P_{f,PL}(a) = P[D > d_{LP}|a] \tag{6.11}$$

La probabilità di superamento viene invece calcolata con la seguente formula:

$$f_D = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \varepsilon \cdot d} exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(d) - \lambda}{\varepsilon}\right)^2\right] \tag{6.12}$$

dove:

$\lambda = A + B\ln(IM)$ è il valore medio valutato sulla retta di regressione in corrispondenza di un dato valore di IM(PGA);

$\varepsilon$ è il valore della dispersione.

Il seguente grafico (Fig.6.2.6) rappresenta un esempio di curva di fragilità relativa al meccanismo locale di ribaltamento semplice di un edificio in muratura. Nell'asse delle ascisse si trovano i valori delle PGA, mentre nell'asse delle ordinate la probabilità di superamento, espressa in percentuale, del livello di danno a cui la curva si riferisce.

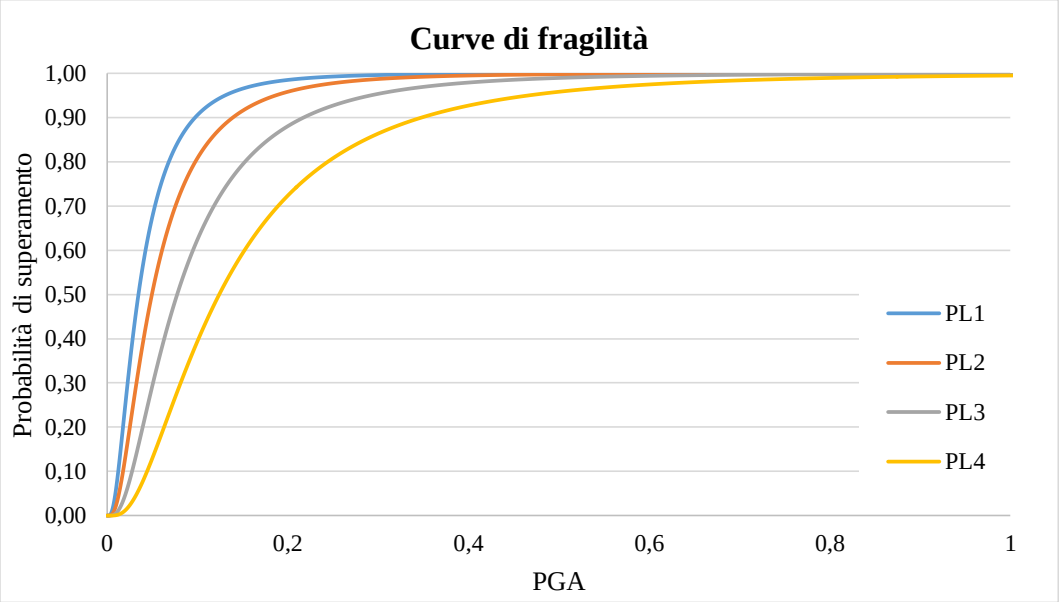



*Fig.6.2.6 Curve di fragilità per i diversi livelli di danno*

## 6.3 CURVE DI FRAGILITÀ PER I MECCANISMI DI COLLASSO

Le analisi svolte per i meccanismi di collasso hanno permesso di calcolare i valori di $a_0^*$, $d_0^*$, $a_S^*$ *e* $d_S^*$. Tali valori sono stati valutati per ogni tipologia analizzata (cfr. § 5.4 e § 5.5) e, secondo il metodo riportato nel precedente capitolo (§ 6.2), è stata calcolata la probabilità di superamento per ogni *a/g*, riferita ai diversi livelli di danno, necessaria per la definizione delle curve di fragilità. Le curve di fragilità sono state determinate per ogni tipologia, prendendo in esame tutti i casi di tutte le sue micro-tipologie. Considerando il valore massimo di accelerazione al suolo per la città di Padova, pari ad *a/g* = 0,085 (cfr.§ 2.4.2), sono stati valutati, in termini percentuali, le probabilità di superamento per ogni livello di danno; queste, proprie di ogni tipologia, sono state successivamente graficate e tra loro confrontate.
Nei capitoli seguenti sono riportate le curve di fragilità relative ai due meccanismi nel piano analizzati.

### *6.3.1 Curve di fragilità per il meccanismo di ribaltamento semplice*

Le curve relative al meccanismo di ribaltamento semplice sono state determinate per tutte le tipologie riportate nella tabella 5.4.1. Per ognuna di queste tipologie le probabilità di superamento per i diversi livelli di danno sono mostrate nella tabella 6.3.1 e sono riportate graficamente nella figura 6.3.1. È possibile osservare che:

- Tutte le tipologie hanno probabilità di superamento simili per i diversi livelli di danno. Le tipologie analizzate appartengono, infatti, alla medesima macro-tipologia e presentano quindi le medesime caratteristiche strutturali (strutture verticali in mattoni pieni e strutture orizzontali in legno); tra esse variano solamente il numero di piani e le altezze interpiano;
- La tipologia che ha probabilità di superamento minori è la A.II.25, avente tre piani, sottotetto e portico, strutture verticali in mattoni pieni, orizzontamenti e copertura in legno. La presenza di un piano con altezze ridotte influisce notevolmente nei confronti della vulnerabilità della struttura: un edificio con le medesime caratteristiche strutturali e avente il medesimo numero di piani, nel quale, però, non vi è sottotetto (tipologia A.II.23), è delineato da più alte probabilità di superamento. Nel calcolo delle curve infatti, poiché concorrono tutte le variazioni parametriche, sono presenti anche i valori derivanti dalle analisi peri il ribaltamento del solo pannello murario del sottotetto; queste, quando il sottotetto presenta altezza minima ed il pannello risulta tozzo, forniscono risultati molto elevati, che riducono la vulnerabilità complessiva della tipologia nei confronti del meccanismo considerato;
- In generale le tipologie con lo stesso numero di piani presentano probabilità di superamento più elevate se sono dotate di portico (A.I.8 e A.II.23, A.II.27 e A.I.12, A.II.21 e A.I.6); per queste tipologie, infatti, il meccanismo a terra non viene considerato e la valutazione dei soli meccanismi in quota ne aumenta la vulnerabilità.

*Tab.6.3.1 Probabilità di superamento per ogni livello di danno riferito ad a/g = 0,085*

| Tipologia | PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PER a/g=0,085 | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **PL1** | **PL2** | **PL3** | **PL4** |
| A.I.8 | 87% | 75% | 55% | 32% |
| A.II.23 | 88% | 76% | 56% | 33% |
| A.II.27 | 88% | 76% | 56% | 33% |
| A.I.12 | 87% | 75% | 55% | 33% |
| A.I.4 | 87% | 75% | 54% | 31% |
| A.II.25 | 83% | 70% | 49% | 28% |
| A.I.10 | 84% | 71% | 51% | 30% |
| A.II.21 | 87% | 76% | 56% | 33% |
| A.I.6 | 86% | 74% | 54% | 32% |
| A.II.29 | 87% | 75% | 55% | 33% |

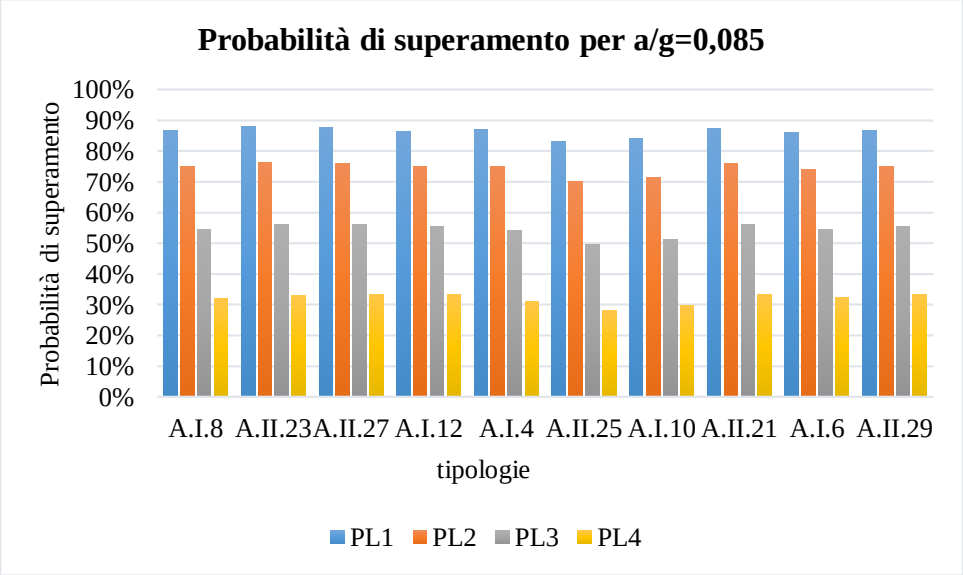



*Fig.6.3.1 Probabilità di superamento per a/g = 0,085 in ogni tipologia*

Di seguito sono riportati i grafici con le curve di fragilità per le tipologie analizzate (Fig.6.3.2, Fig.6.3.3, Fig.6.3.4, Fig.6.3.5, Fig.6.3.6, Fig.6.3.7, Fig.6.3.8, Fig.6.3.9, Fig.6.3.10, Fig.6.3.11) e nei quali è indicato il valore di *a/g* = 0,085. Le curve presentano lo stesso andamento in tutti i grafici, crescendo molto velocemente in prossimità dello zero; per tutte le tipologie, la curva relativa al livello di danno maggiore (PL4) raggiunge il 100% di probabilità di superamento per valori di PGA circa uguali a 0,9.

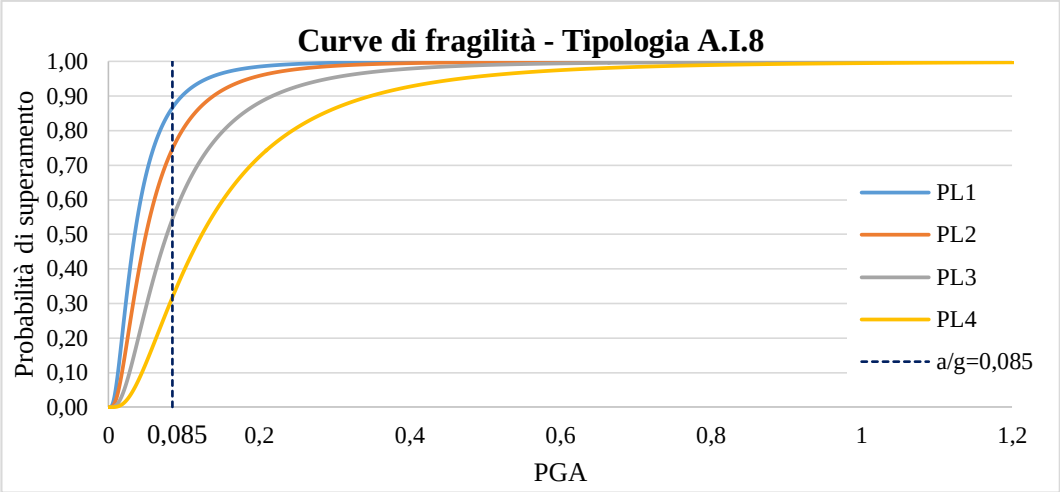



*Fig.6.3.2 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8*

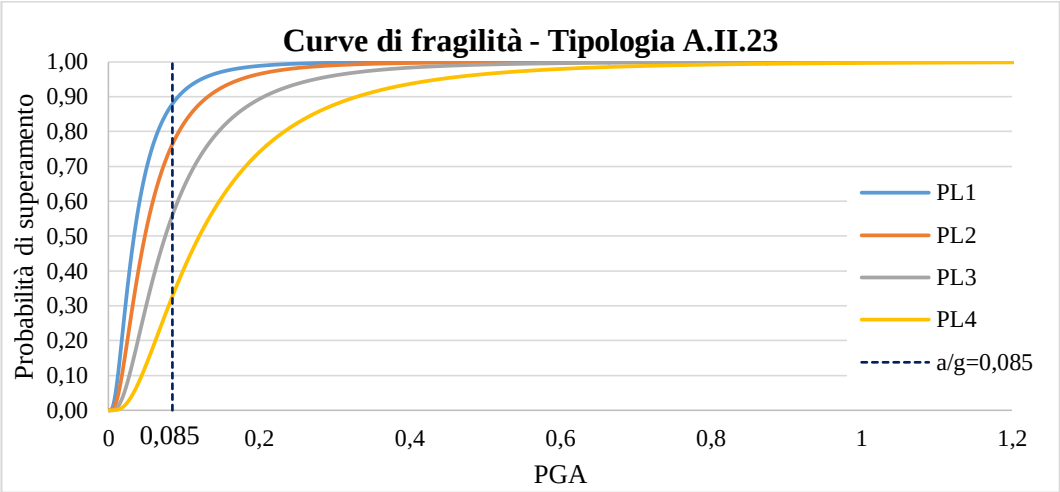



*Fig.6.3.3 Curve di fragilità – Tipologia A.II.23*

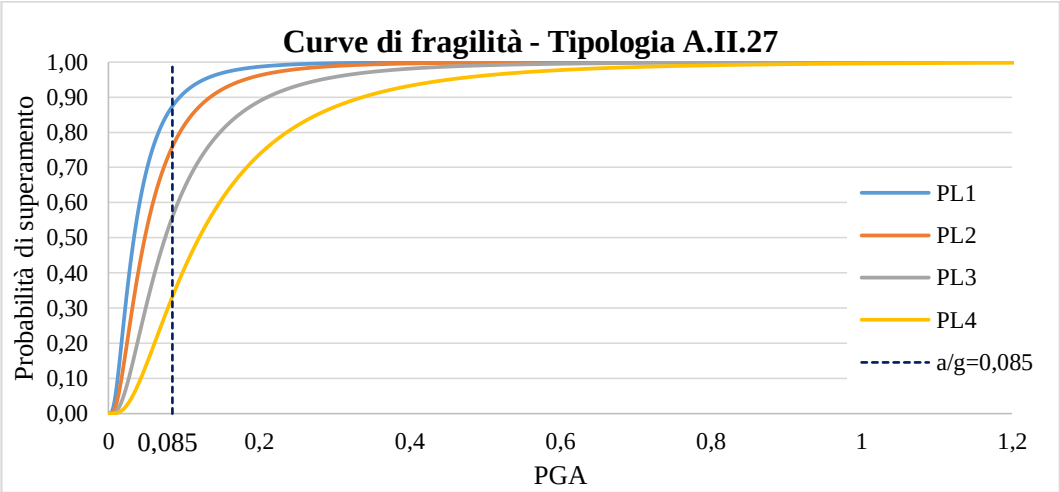



*Fig.6.3.4 Curve di fragilità – Tipologia A.II.27*

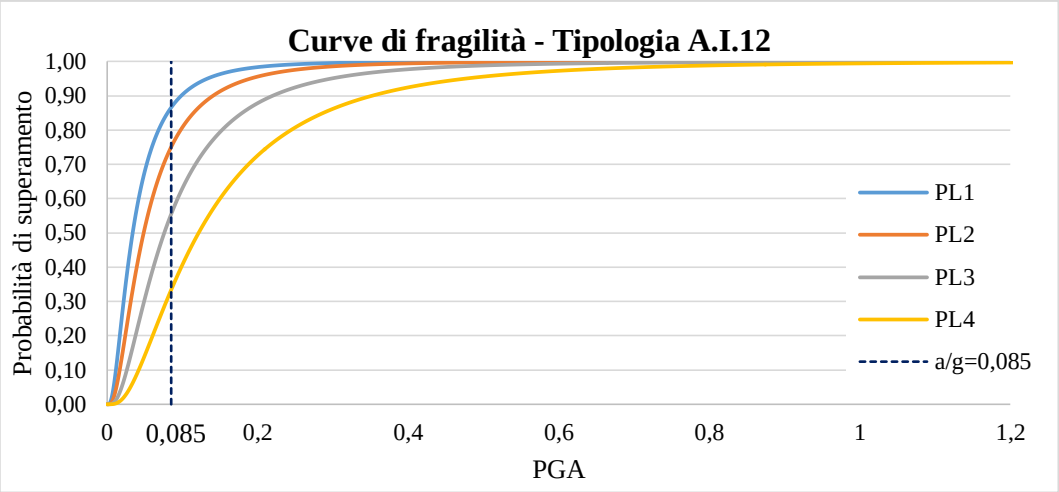



*Fig.6.3.5 Curve di fragilità – Tipologia A.I.12*

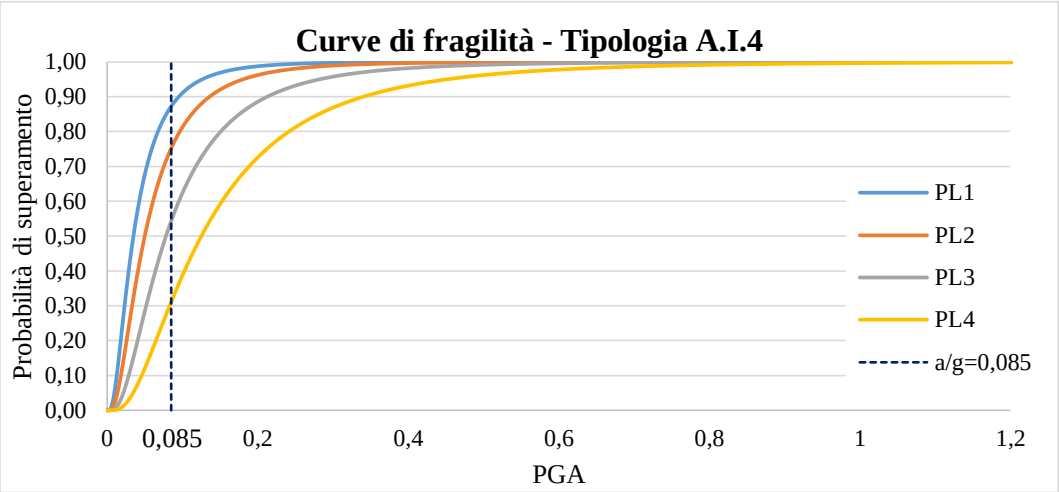



*Fig.6.3.6 Curve di fragilità – Tipologia A.I.4*

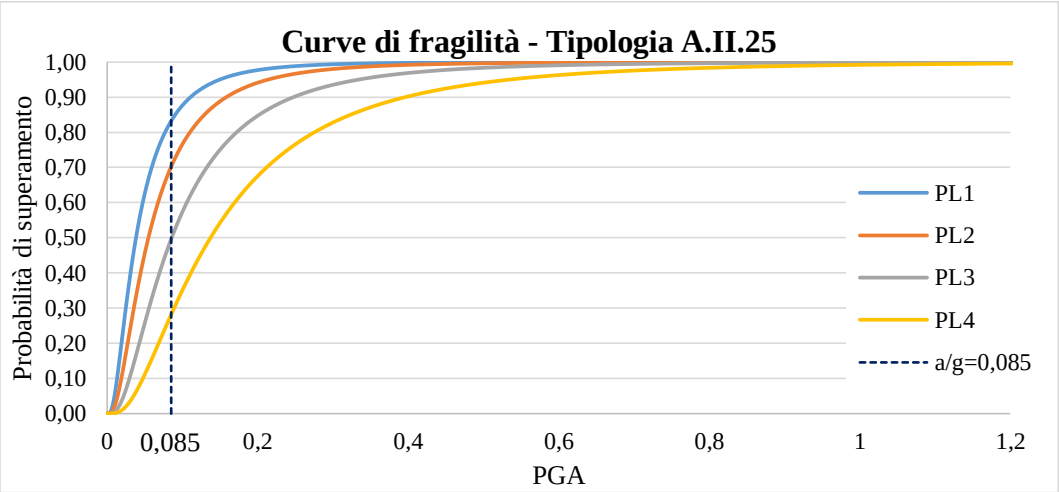



*Fig.6.3.7 Curve di fragilità – Tipologia A.II.25*

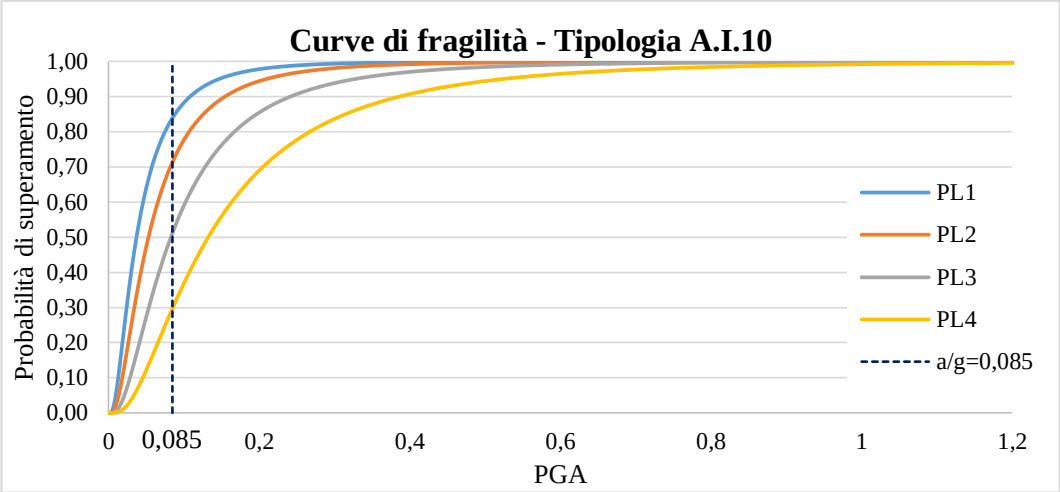



*Fig.6.3.8 Curve di fragilità – Tipologia A.I.10*

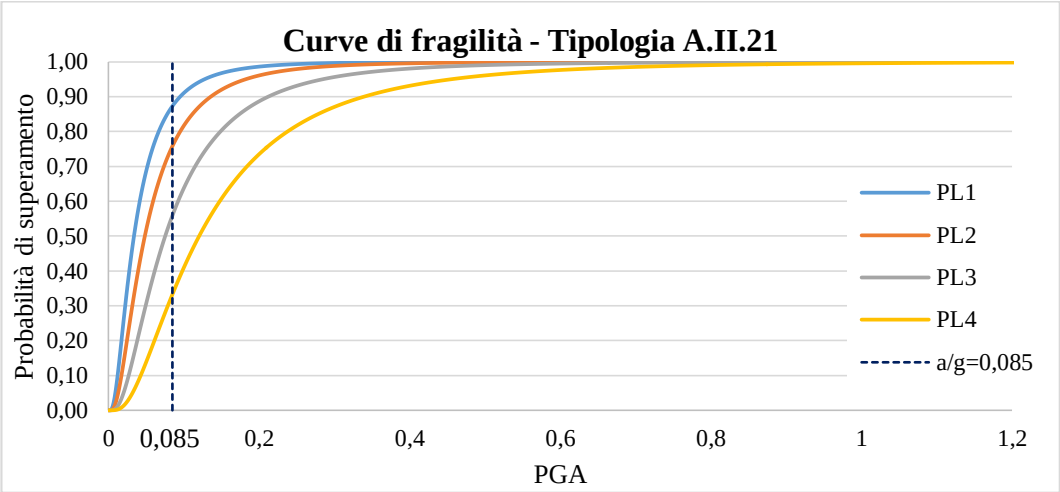



*Fig.6.3.9 Curve di fragilità – Tipologia A.II.21*

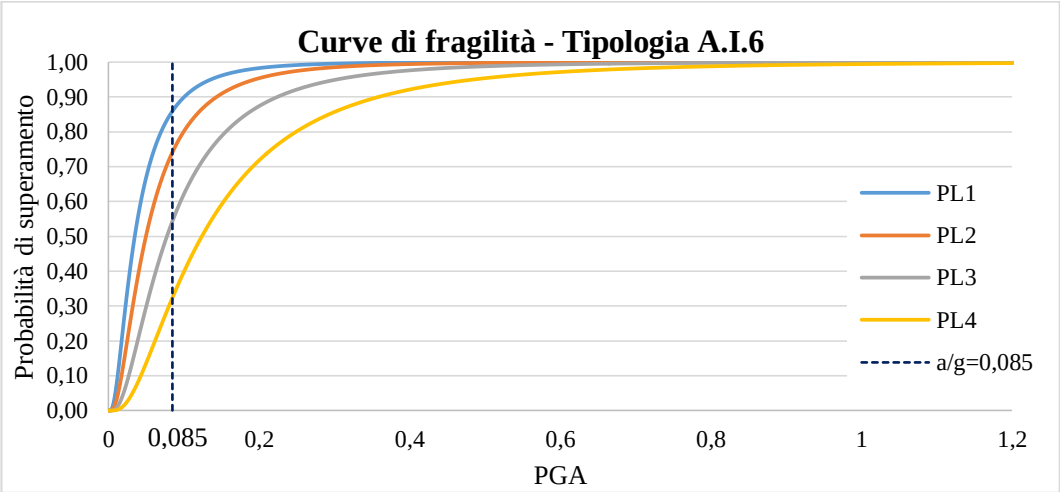



*Fig.6.3.10 Curve di fragilità – Tipologia A.I.6*

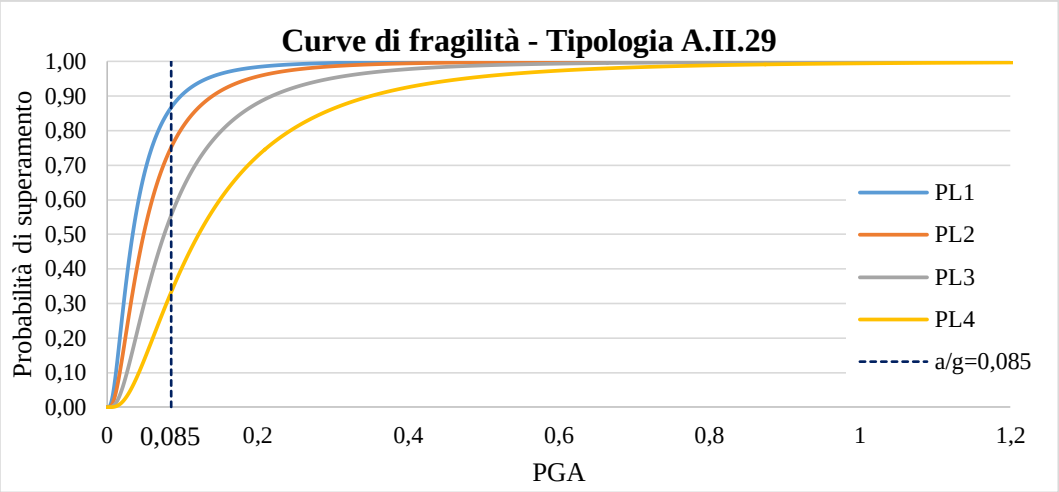



*Fig.6.3.11 Curve di fragilità – Tipologia A.II.29*

Poiché le curve risultano molto simili, si è deciso di determinarle anche per le diverse quote, al fine di valutare come varia la vulnerabilità delle strutture in relazione al livello dove si verifica il meccanismo. Si è deciso, inoltre, di distinguere le curve appartenenti a strutture caratterizzate da solai orditi perpendicolarmente alla parete coinvolta nel cinematismo piuttosto che orditi parallelamente, poiché questo parametro si è mostrato estremamente influente nel corso delle analisi. Per ogni quota ed ogni orditura sono stati quindi calcolate le probabilità di superamento per i diversi livelli di danno (Tab.6.3.2). Si può notare che:

- Quando l'orditura è parallela le probabilità di superamento sono molto più elevate rispetto al caso in cui l'orditura sia perpendicolare;
- Alla quota del sottotetto la vulnerabilità è minore per entrambe le orditure a conferma di quanto affermato precedentemente. Le probabilità di superamento meno elevate si trovano infatti nelle tipologie A.II.25 e A.I.10 a tale quota;
- Le probabilità di superamento più elevate si hanno per la tipologia A.I.4 quando si valuta il meccanismo alla quota 1;
- Generalmente, all'aumentare della quota aumenta la probabilità di superamento quando l'orditura è perpendicolare e diminuisce quando è parallela.

*Tab.6.3.2 Probabilità di superamento per ogni livello di danno riferito ad a/g = 0,085 e calcolata per le diverse quote ed orditure*

| Tipologia | Numero di piani | Quota | PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PER a/g=0,085 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Orditura perpendicolare | | | | Orditura parallela | | | |
| | | | **PL1** | **PL2** | **PL3** | **PL4** | **PL1** | **PL2** | **PL3** | **PL4** |
| A.I.8 | 3 | quota 0 | 76% | 58% | 34% | 14% | 95% | 88% | 71% | 48% |
| | | quota 1 | 82% | 66% | 42% | 20% | 95% | 88% | 72% | 49% |
| | | quota 2 | 85% | 71% | 48% | 25% | 92% | 83% | 64% | 39% |
| A.II.23 | 3 | quota 1 | 81% | 65% | 41% | 19% | 95% | 88% | 72% | 49% |
| | | quota 2 | 84% | 70% | 46% | 23% | 92% | 83% | 64% | 39% |
| A.II.27 | 4 | quota 1 | 78% | 61% | 37% | 16% | 96% | 91% | 77% | 55% |
| | | quota 2 | 81% | 65% | 40% | 19% | 95% | 87% | 71% | 48% |
| | | quota 3 | 84% | 69% | 45% | 22% | 92% | 82% | 63% | 38% |
| A.I.12 | 4 | quota 0 | 73% | 55% | 31% | 12% | 96% | 90% | 76% | 53% |
| | | quota 1 | 79% | 62% | 37% | 16% | 96% | 91% | 77% | 55% |
| | | quota 2 | 82% | 66% | 42% | 19% | 95% | 87% | 71% | 48% |
| | | quota 3 | 85% | 70% | 47% | 24% | 92% | 82% | 63% | 38% |
| A.I.4 | 2 | quota 0 | 79% | 62% | 38% | 17% | 93% | 84% | 66% | 42% |
| | | quota 1 | 87% | 73% | 51% | 26% | 93% | 84% | 66% | 42% |
| A.II.25 | 3+S | quota 1 | 79% | 62% | 38% | 17% | 96% | 90% | 76% | 53% |
| | | quota 2 | 81% | 65% | 40% | 19% | 94% | 85% | 68% | 44% |
| | | quota S | 70% | 53% | 30% | 13% | 79% | 64% | 42% | 22% |
| A.I.10 | 3+S | quota 0 | 74% | 55% | 31% | 13% | 96% | 89% | 74% | 51% |
| | | quota 1 | 79% | 62% | 38% | 17% | 96% | 90% | 76% | 53% |
| | | quota 2 | 81% | 65% | 40% | 19% | 94% | 85% | 68% | 44% |
| | | quota S | 70% | 53% | 30% | 13% | 79% | 64% | 42% | 22% |
| A.II.21 | 2+S | quota 1 | 79% | 62% | 38% | 17% | 96% | 90% | 76% | 53% |
| | | quota S | 81% | 65% | 40% | 19% | 94% | 85% | 68% | 44% |
| A.I.6 | 2+S | quota 0 | 74% | 55% | 31% | 13% | 96% | 89% | 74% | 51% |
| | | quota 1 | 79% | 62% | 38% | 17% | 96% | 90% | 76% | 53% |
| | | quota S | 81% | 65% | 40% | 19% | 94% | 85% | 68% | 44% |
| A.II.29 | 5 | quota 1 | 75% | 58% | 33% | 14% | 97% | 92% | 79% | 59% |
| | | quota 2 | 77% | 60% | 36% | 15% | 96% | 90% | 76% | 53% |
| | | quota 3 | 80% | 64% | 39% | 18% | 94% | 86% | 70% | 46% |
| | | quota 4 | 82% | 67% | 44% | 21% | 91% | 81% | 61% | 36% |

Mantenendo tale divisione sono state determinate le diverse curve di fragilità. Come esempio si sono riportate quelle relative alla tipologia più rappresentativa del costruito che si identifica con la A.I.8. Le curve della tipologia (costituita da tre piani) sono determinate per la quota zero (Fig.6.3.12, Fig.6.3.13), uno (Fig.6.3.14,

Fig.6.3.15) e due (Fig.6.3.16, Fig.6.3.17) e per entrambe le orditure degli orizzontamenti. Le curve delle altre tipologie sono consultabili nell'allegato C1.

Osservando i diversi grafici si nota come, indipendentemente dalla quota considerata, le curve relative a tipologie caratterizzate dall'orditura perpendicolare siano meno ripide rispetto a quelle caratterizzate dall'orditura parallela. Si nota anche che le curve si spostano leggermente tra una quota e l'altra: quando l'orditura è perpendicolare, con l'aumentare del livello considerato, le curve si spostano verso sinistra, richiedendo una maggiore accelerazione per raggiungere il medesimo livello di danno riferito alla quota inferiore; quando è parallela le curve, invece, traslano verso destra interessando un range di accelerazione minore. Nel caso di orditura parallela, inoltre, la curva relativa al livello di danno PL4 raggiunge il 100% di probabilità di superamento per valori più bassi di PGA (circa 0,5) rispetto al caso di orditura perpendicolare (circa 1,0).

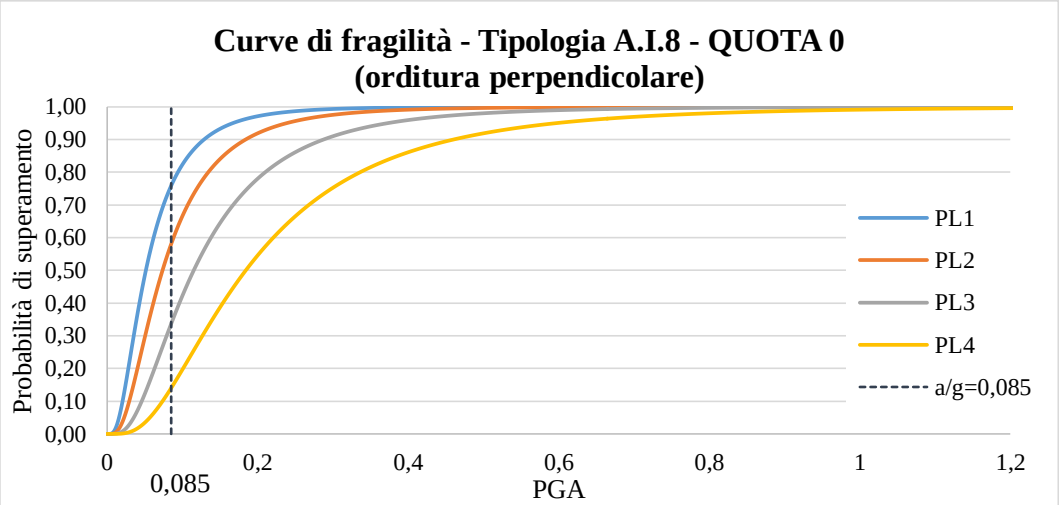



*Fig.6.3.12 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8 alla quota zero con orditura perpendicolare*

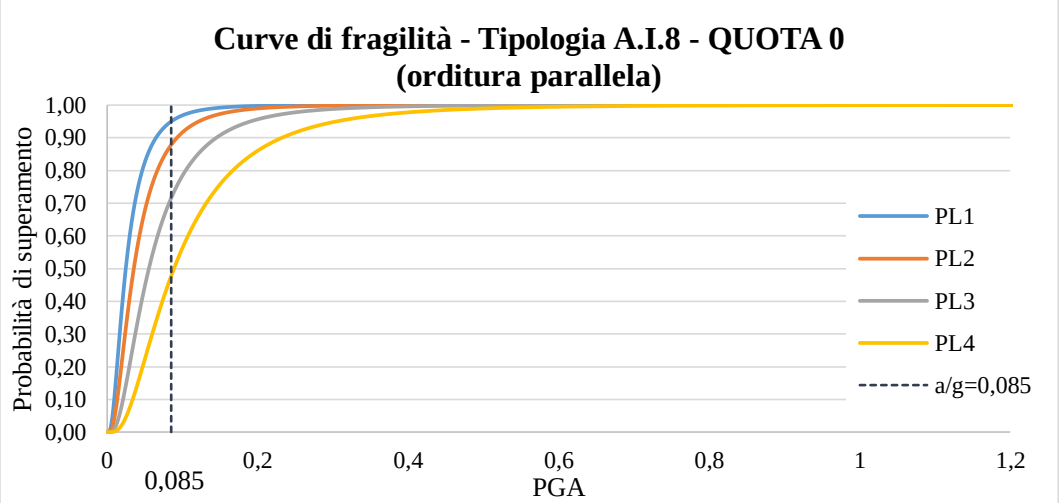



*Fig.6.3.13 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8 alla quota zero con orditura parallela*

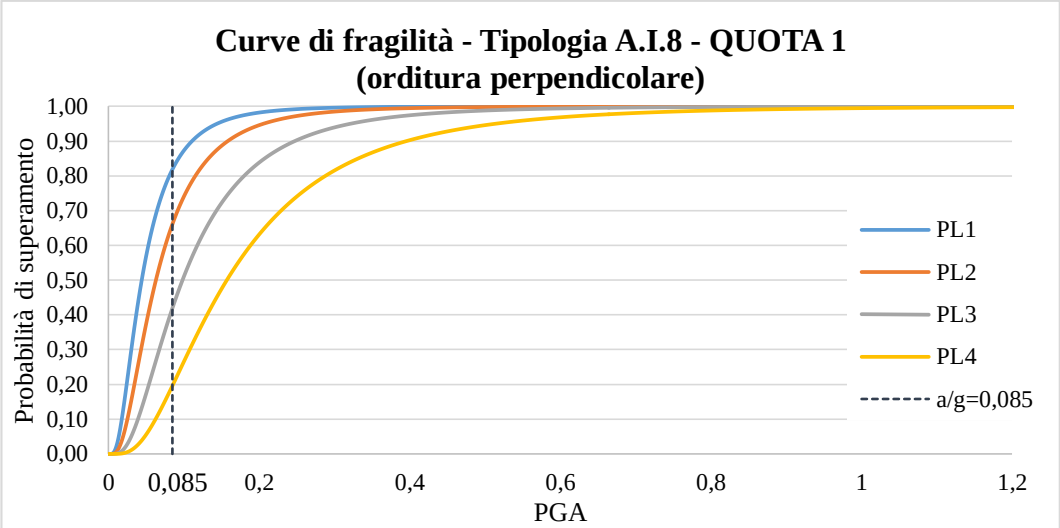



*Fig.6.3.14 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8 alla quota uno con orditura perpendicolare*

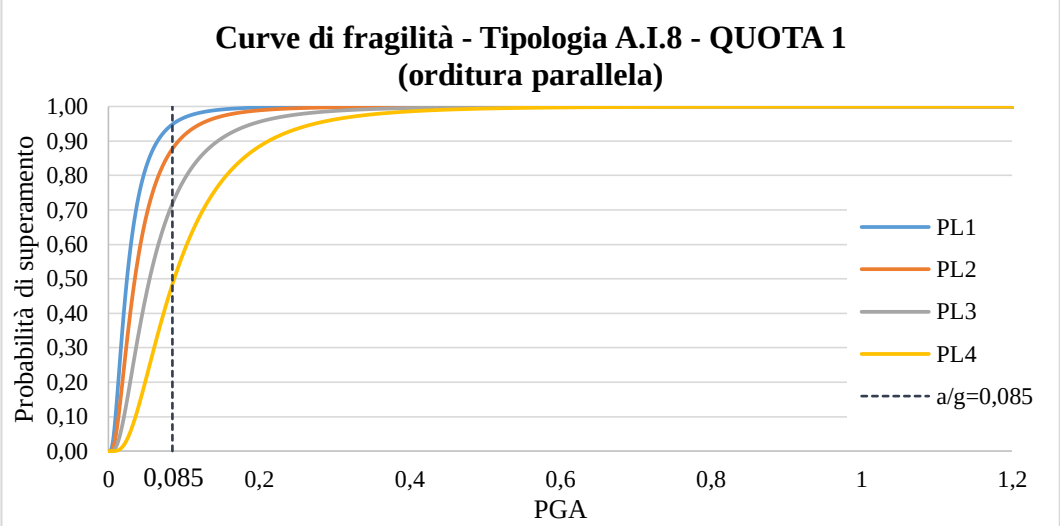



*Fig.6.3.15 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8 alla quota uno con orditura parallela*

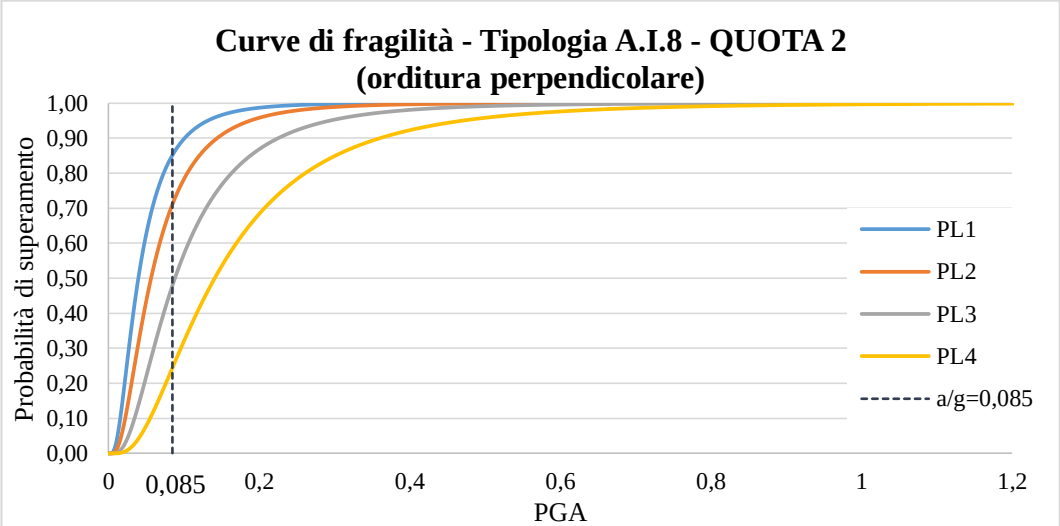



*Fig.6.3.16 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8 alla quota due con orditura perpendicolare*

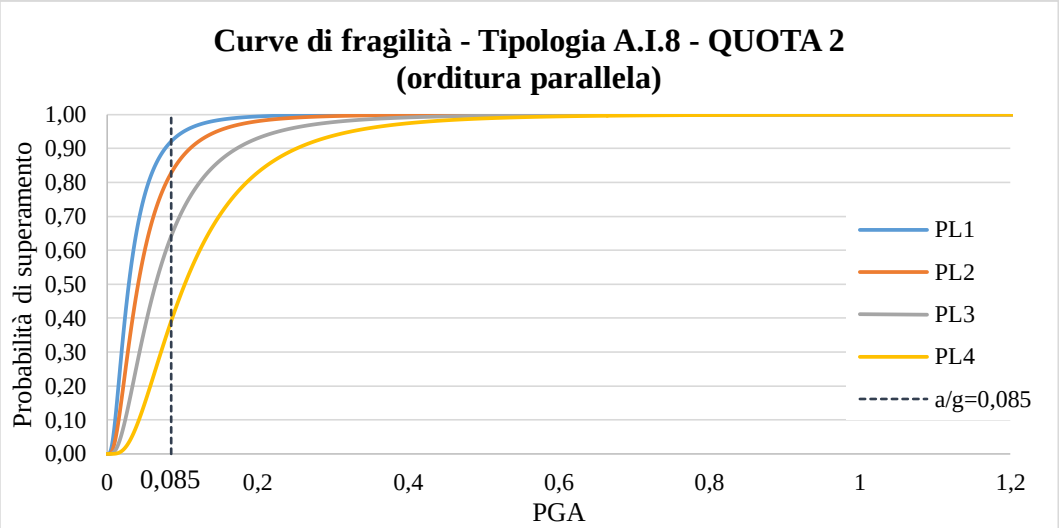



*Fig.6.3.17 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8 alla quota due con orditura parallela*

### *6.3.2 Curve di fragilità per il meccanismo di flessione verticale*

Anche per il meccanismo di flessione verticale, sono state determinate le curve di fragilità per tutte le tipologie riportate nella tabella 5.4.1. L'unica tipologia per cui non è stato possibile definire le curve è la A.II.21. Per la sua particolare struttura costituita da due piani, dei quali quello inferiore è porticato, non sono state svolte le analisi. Secondo quanto riportato nel capitolo 5.5, infatti, poiché il meccanismo di flessione implica la rotazione reciproca di pannelli murari, è inammissibile considerare che questa coinvolga il livello porticato.

Per ognuna di queste tipologie le probabilità di superamento per i diversi livelli di danno sono mostrate nella tabella 6.3.3 e sono riportate graficamente nella figura 6.3.1. È possibile osservare che:

- Le probabilità di superamento sono nettamente ridotte rispetto a quelle relative al meccanismo di ribaltamento semplice, ma, anche per questo meccanismo, considerando lo stesso livello di danno, sono molto simili tra le diverse tipologie;
- Le probabilità di superamento più elevate si hanno per le tipologie A.II.25 e A.I.10, che nel caso di ribaltamento sono meno vulnerabili. La presenza di forze più elevate sopra i pannelli coinvolti nel meccanismo, ne aumenta quindi la vulnerabilità.

*Tab.6.3.3 Probabilità di superamento per ogni livello di danno riferito ad a/g = 0,085*

| Tipologia | PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PER a/g=0,085 | | | |
|---|---|---|---|---|
| | **PL1** | **PL2** | **PL3** | **PL4** |
| A.I.8 | 35% | 19% | 7% | 2% |
| A.II.23 | 35% | 19% | 7% | 2% |
| A.II.27 | 35% | 19% | 7% | 2% |
| A.I.12 | 35% | 19% | 7% | 2% |
| A.I.4 | 36% | 21% | 8% | 2% |
| A.II.25 | 37% | 22% | 9% | 3% |
| A.I.10 | 37% | 22% | 9% | 3% |
| A.I.6 | 36% | 21% | 9% | 3% |
| A.II.29 | 35% | 19% | 7% | 2% |

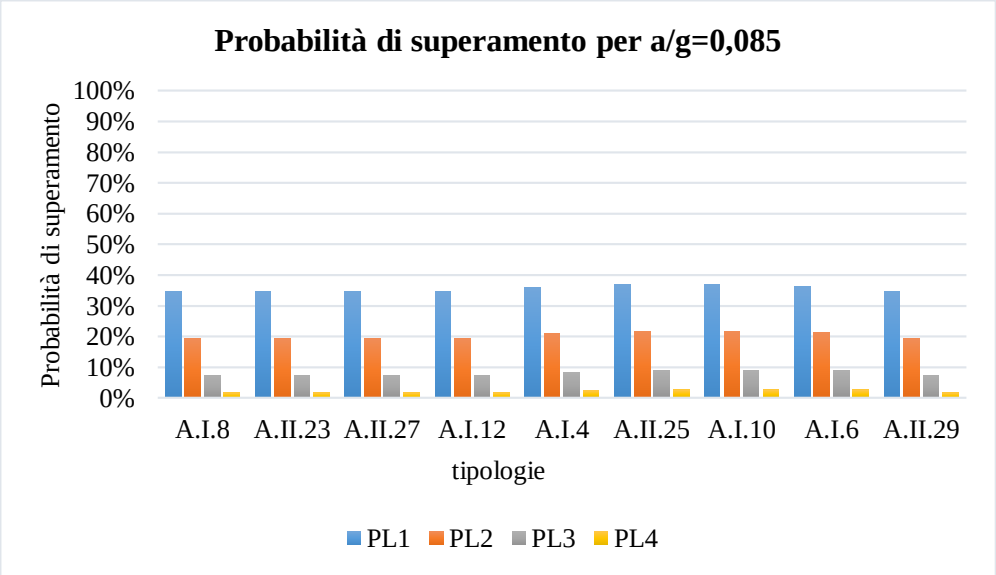



*Fig.6.3.18 Probabilità di superamento per a/g = 0,085 in ogni tipologia*

I grafici riportati (Fig.6.3.19, Fig.6.3.20, Fig.6.3.21, Fig.6.3.22, Fig.6.3.23, Fig.6.3.24, Fig.6.3.25, Fig.6.3.26, Fig.6.3.27) di seguito rappresentano le curve di vulnerabilità per tutte le tipologie. Le variazioni tra le diverse tipologie risultano irrisorie e le curve presentano il medesimo andamento. Si nota, però, come queste siano più ampie rispetto alle curve determinate nei confronti del ribaltamento: la curva rappresentante il livello di danno PL4, infatti, raggiunge il 100% di probabilità di superamento per valori più elevati di PGA, circa uguali a 3,0.

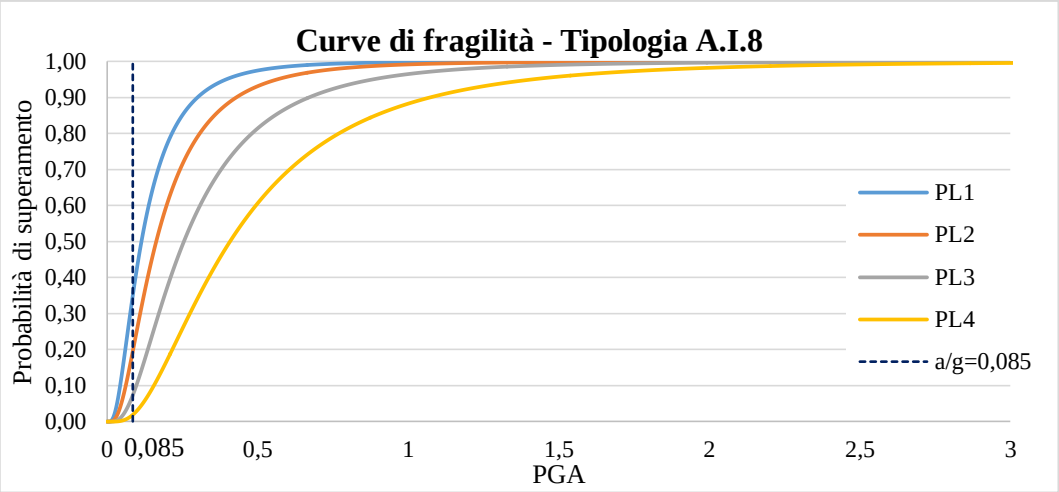



*Fig.6.3.19 Curve di fragilità – Tipologia A.I.8*

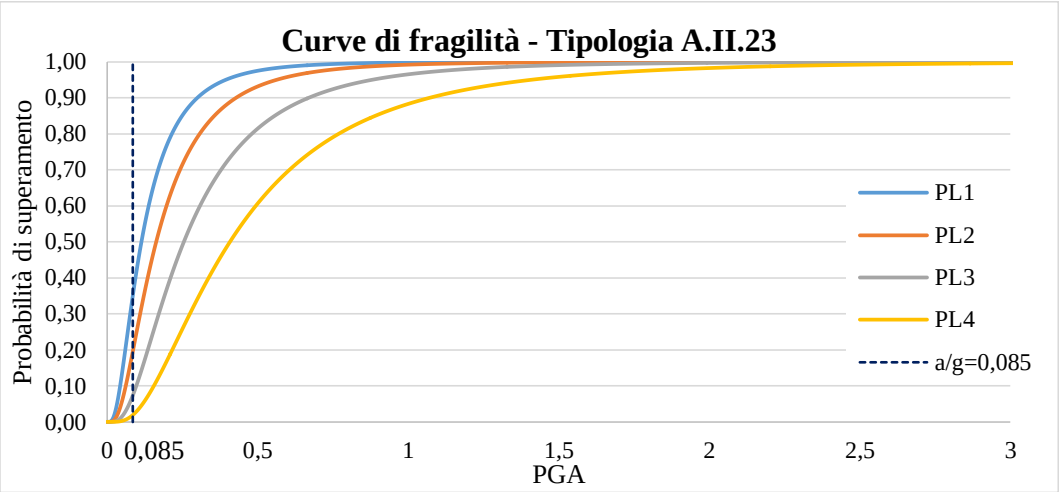



*Fig.6.3.20 Curve di fragilità – Tipologia A.II.23*

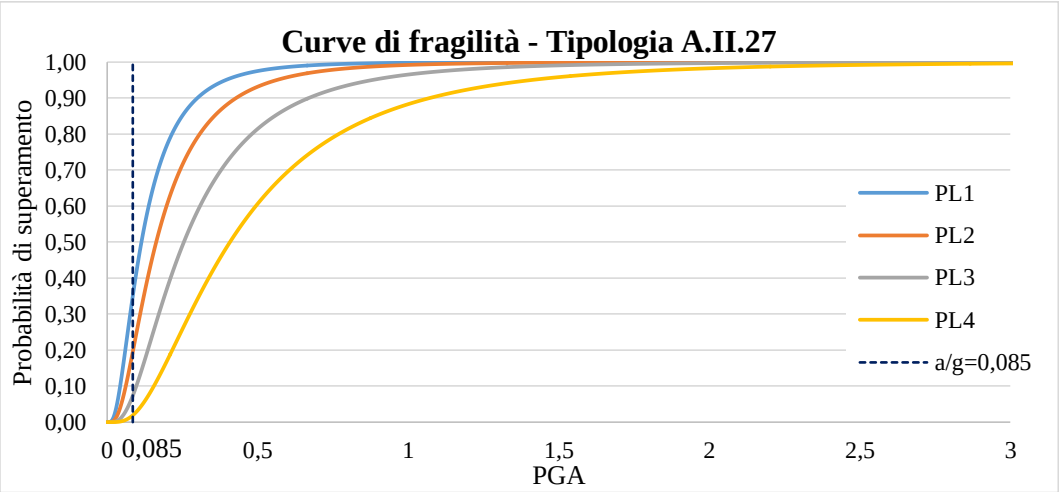



*Fig.6.3.21 Curve di fragilità – Tipologia A.II.27*

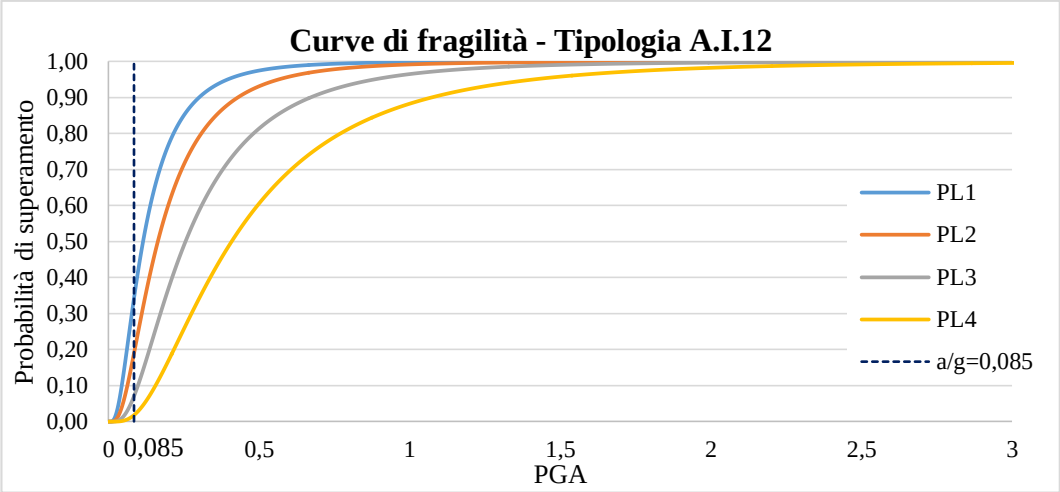



*Fig.6.3.22 Curve di fragilità – Tipologia A.I.12*

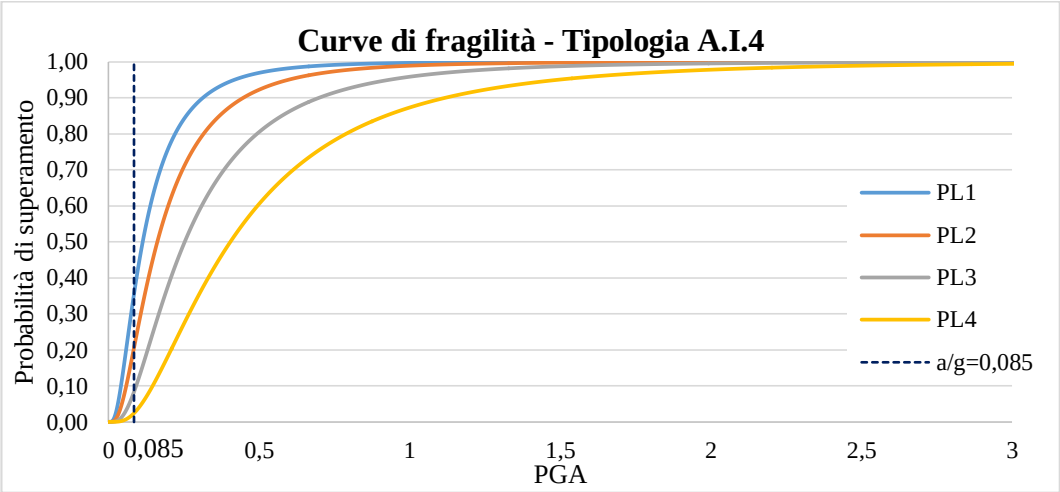



*Fig.6.3.23 Curve di fragilità – Tipologia A.I.4*

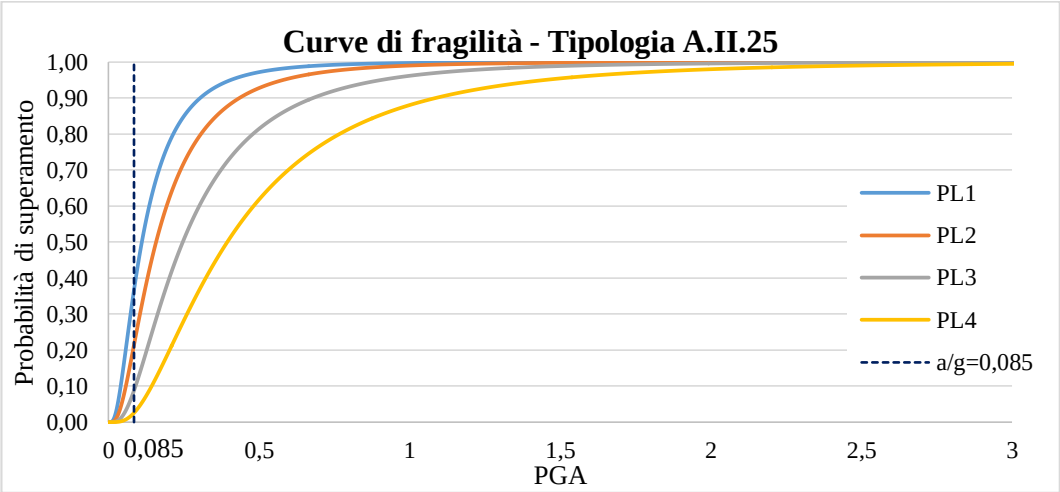



*Fig.6.3.24 Curve di fragilità – Tipologia A.II.25*

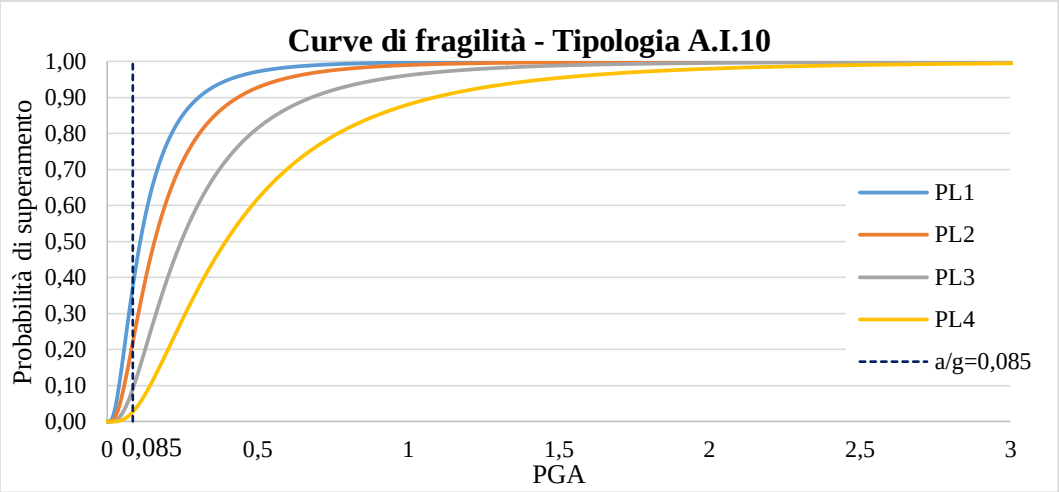



*Fig.6.3.25 Curve di fragilità – Tipologia A.I.10*

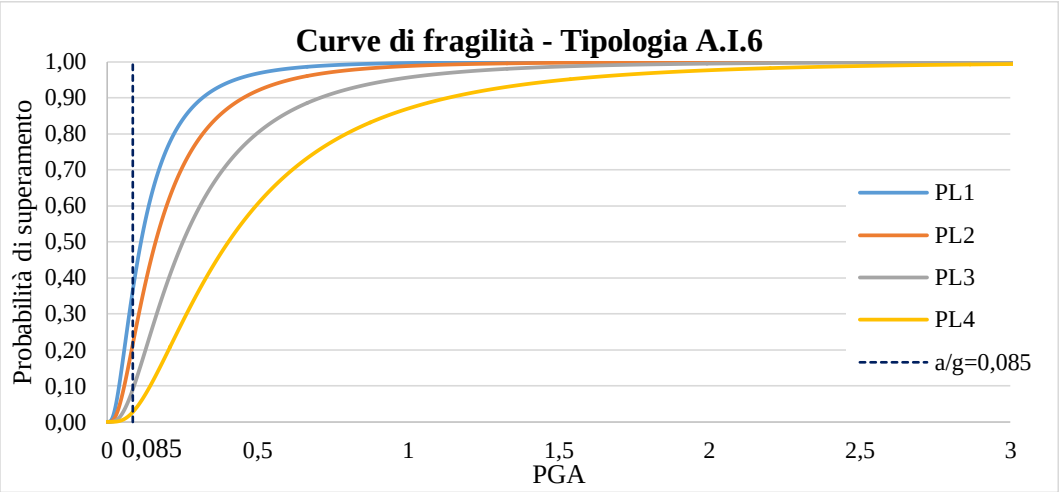



*Fig.6.3.26 Curve di fragilità – Tipologia A.I.6*

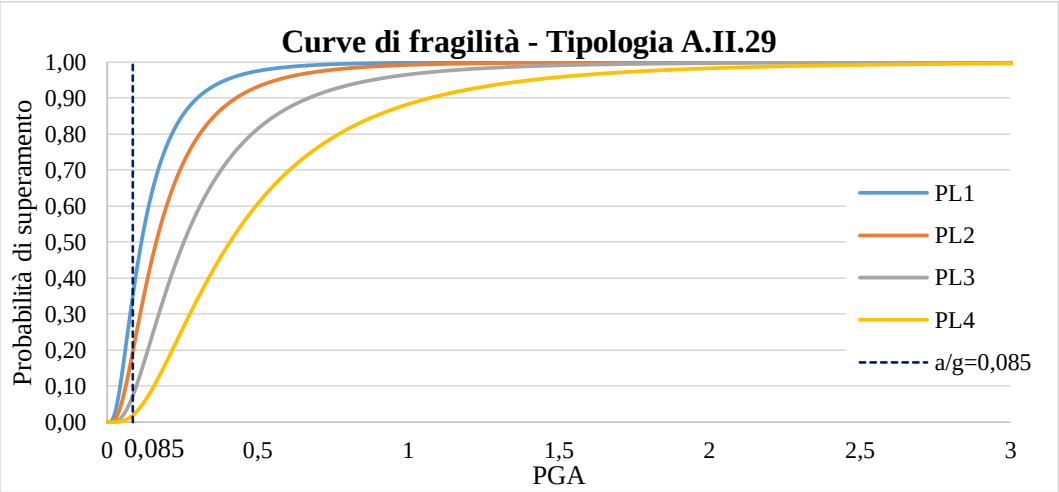



*Fig.6.3.27 Curve di fragilità – Tipologia A.II.29*

## 6.4 MAPPE DI VULNERABILITÀ SISMICA

I risultati ottenuti dalla determinazione delle curve di fragilità possono essere riassunti graficamente attraverso delle mappe. Il livello di danno scelto è il PL2, corrispondente ad un danno moderato, ed è riferito all'accelerazione al suolo propria della città di Padova pari ad $a/g$ = 0,085, come indicato nel capitolo precedente (cfr. § 6.3). Le seguenti figure mostrano la valutazione di vulnerabilità sismica del centro storico di Padova nei confronti del meccanismo di ribaltamento e di flessione (rispettivamente Fig.6.4.2 e Fig.6.4.3). In ogni mappa gli edifici sono capiti con una scala di colori che ne rappresenta la probabilità di superamento nei confronti del livello considerato: il minimo valore corrisponde a probabilità <10%, mentre il massimo a probabilità >90%. Di seguito è riportata tale scala di colori (Fig.6.4.1) con indicata la probabilità di superamento a cui ogni colore si riferisce.

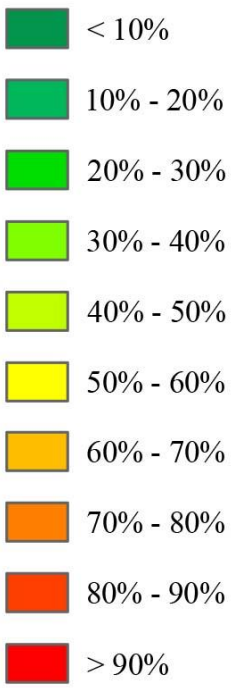



*Fig.6.4.1 Scala della probabilità di superamento*

Gli edifici campiti con colori in scala di grigio rappresentano palazzi, chiese ed edifici in cemento armato: il più chiaro identifica i palazzi, mentre il più scuro gli edifici in cemento armato. Le unità che non risultano campite appartengono, invece, alle tipologie che non sono state analizzate.

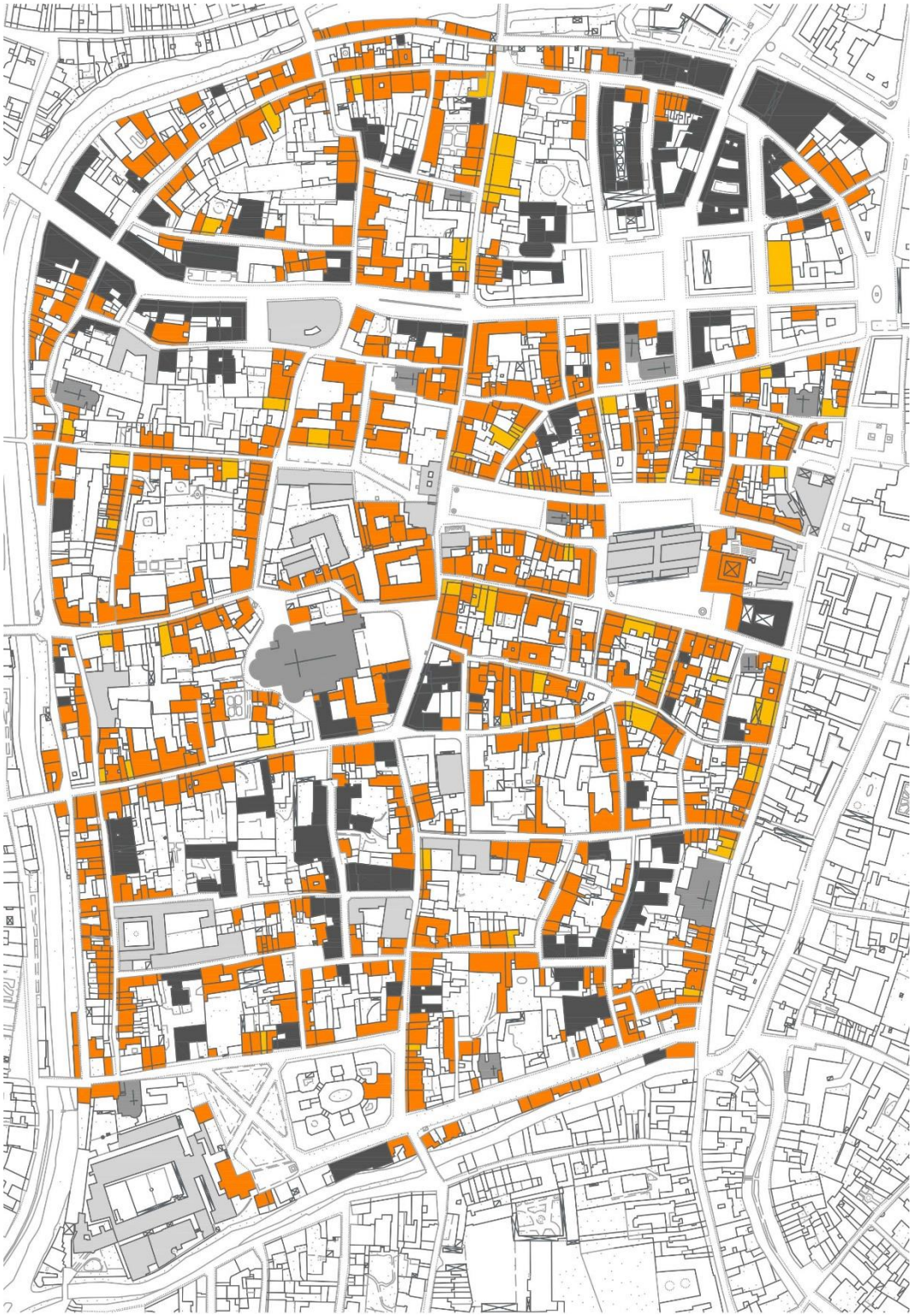


*Fig.6.4.2 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice*

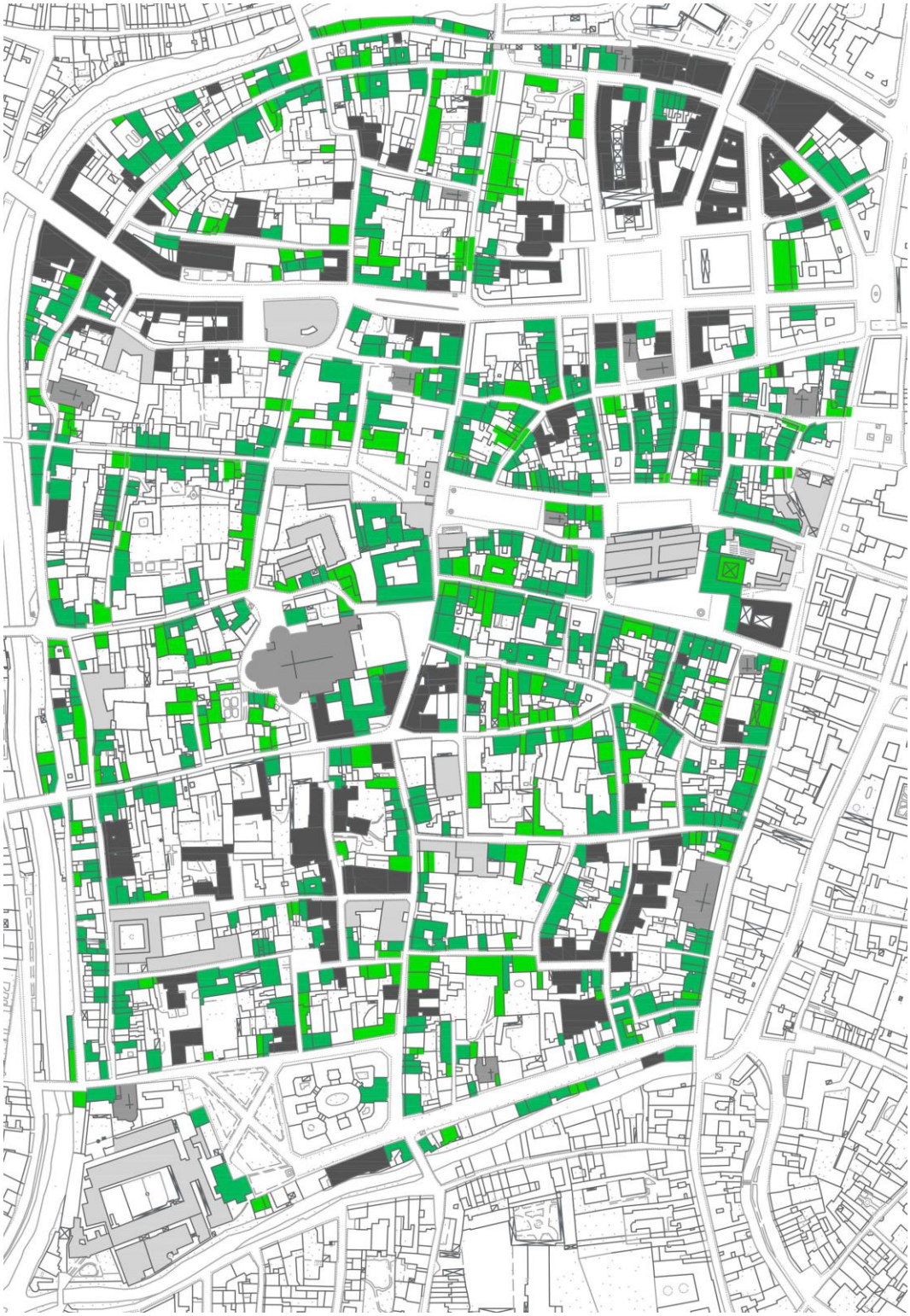


*Fig.6.4.3 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Flessione verticale*

Nella figura 6.4.2 è rappresentata la probabilità di superamento per il livello di danno PL2 nei confronti del ribaltamento semplice. Per questo tipo di meccanismo le tipologie analizzate sono caratterizzate da alte probabilità di superamento: sono tutte contraddistinte da una percentuale compresa tra il 70% - 80%, eccetto la tipologia A.II.25 la cui percentuale compresa tra il 60% - 70% risulta più ridotta, ma comunque molto elevata. Probabilità di superamento così rilevanti confermano il fatto che gli edifici sono molto vulnerabili nei confronti di questo meccanismo.
Nella figura 6.4.3 la probabilità di superamento per il livello di danno PL2 è riferita, invece, al meccanismo di flessione verticale. I valori sono notevolmente ridotti rispetto al meccanismo precedente: variano tra il 10% ed il 20% per le tipologie A.I.8, A.II.23, A.II.27, A.I.12 e A.II.29, mentre variano tra il 20% ed il 30% per le tipologie A.I.4, A.I.6, A.II.25 e A.I.10.
Tutti i risultati sono riassunti nella seguente tabella (Tab.6.4.1), nella quale, per ogni probabilità di superamento, sono indicate le tipologie ed il numero di unità strutturali interessate, in riferimento al tipo di meccanismo considerato.

*Tab.6.4.1 Probabilità di superamento per ogni meccanismo analizzato*

| PROBABILITA' DI SUPERAMENTO | RIBALTAMENTO SEMPLICE (PL2) | | FLESSIONE VERTICALE (PL2) | |
|---|---|---|---|---|
| | Tipologie interessate | Numero di US interessate | Tipologie interessate | Numero di US interessate |
| <10% | - | 0 | - | 0 |
| 10%-20% | - | 0 | A.I.8, A.II.23, A.II.27, A.I.12, A.II.29 | 516 |
| 20%-30% | - | 0 | A.I.4, A.II.25, A.I.10, A.I.6 | 224 |
| 30%-40% | - | 0 | - | 0 |
| 40%-50% | - | 0 | - | 0 |
| 50%-60% | - | 0 | - | 0 |
| 60%-70% | A.II.25 | 59 | - | 0 |
| 70%-80% | A.I.8, A.II.23, A.II.27, A.I.12, A.I.4, A.I.10, A.II.21, A.I.6, A.II.29 | 725 | - | 0 |
| 80%-90% | - | 0 | - | 0 |
| >90% | - | 0 | - | 0 |

Nei confronti del ribaltamento semplice, oltre alla mappa generale, sono state create anche quelle valutate in base al livello dove si verifica il meccanismo e all'orditura del solaio, come è stato effettuato per la determinazione delle curve di fragilità; nelle figure seguenti sono riportate le mappe alle diverse quote, prima quando

l'orditura del solaio è considerata perpendicolare alla parete analizzata(Fig.6.4.4, Fig.6.4.5, Fig.6.4.6, Fig.6.4.7, Fig.6.4.8) e poi quando è considerata parallela (Fig.6.4.9, Fig.6.4.10, Fig.6.4.11, Fig.6.4.12, Fig.6.4.13). Per meglio comprendere quali tipologie sono presenti nei diversi grafici, viene indicato in tabella (Tab.6.4.2), per ogni tipologia, il numero di piani e le quote per le quali è stata valutata la probabilità di superamento (in riferimento al livello di danno PL2) con il relativo valore percentuale.

*Tab.6.4.2 Probabilità di superamento ad ogni quota per le diverse tipologie*

| Tipologia | Numero di piani | QUOTA 0 | | QUOTA 1 | | QUOTA 2 | | QUOTA 3 | | QUOTA 4 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | ⊥ | // | ⊥ | // | ⊥ | // | ⊥ | // | ⊥ | // |
| A.I.8 | 3 | 58% | 88% | 66% | 88% | 71% | 83% | - | - | - | - |
| A.II.23 | 3 | - | - | 65% | 88% | 70% | 83% | - | - | - | - |
| A.II.27 | 4 | - | - | 61% | 91% | 65% | 87% | 69% | 82% | - | - |
| A.I.12 | 4 | 55% | 90% | 62% | 91% | 66% | 87% | 70% | 82% | - | - |
| A.I.4 | 2 | 62% | 84% | 73% | 84% | - | - | - | - | - | - |
| A.II.25 | 3+S | - | - | 62% | 90% | 65% | 85% | 53% | 64% | - | - |
| A.I.10 | 3+S | 55% | 89% | 62% | 90% | 65% | 85% | 53% | 64% | - | - |
| A.II.21 | 2+S | - | - | 62% | 90% | 65% | 85% | - | - | - | - |
| A.I.6 | 2+S | 55% | 89% | 62% | 90% | 65% | 85% | - | - | - | - |
| A.II.29 | 5 | - | - | 58% | 92% | 60% | 90% | 64% | 86% | 67% | 81% |

Per quanto riguarda l'orditura perpendicolare, si nota che alla quota zero le probabilità di superamento variano tra il 55% ed il 65%, alla quota uno i valori sono più elevati ed oscillano tra il 58% ed il 73%, alla quota due sono compresi tra il 60% ed il 71%, alla quota tre variano tra il 53% ed il 70%, mentre l'unica tipologia per cui si può ipotizzare che il ribaltamento avvenga a quota quattro, presenta una probabilità di superamento pari a 67%. La percentuale risulta dunque più elevata a quote più alte, eccetto quando vi è sottotetto. Per quanto riguarda l'orditura parallela, invece, le percentuali sono molto più elevate e generalmente diminuiscono con l'altezza: alla quota zero l'intervallo di variabilità si estende tra l'84% ed il 90%, alla quota uno tra l'84% ed il 92%, alla quota due tra l'83% ed il 90%, alla quota tre tra il 53% ed il 70%, mentre alla quota quattro vale l'81%. La differenza così consistente tra i risultati sottolinea ancora una volta quanto l'orditura dei solai sia un fattore determinante e condizioni il comportamento di una struttura

nei confronti di tale meccanismo. Nelle mappe seguenti è possibile osservare tali risultati.

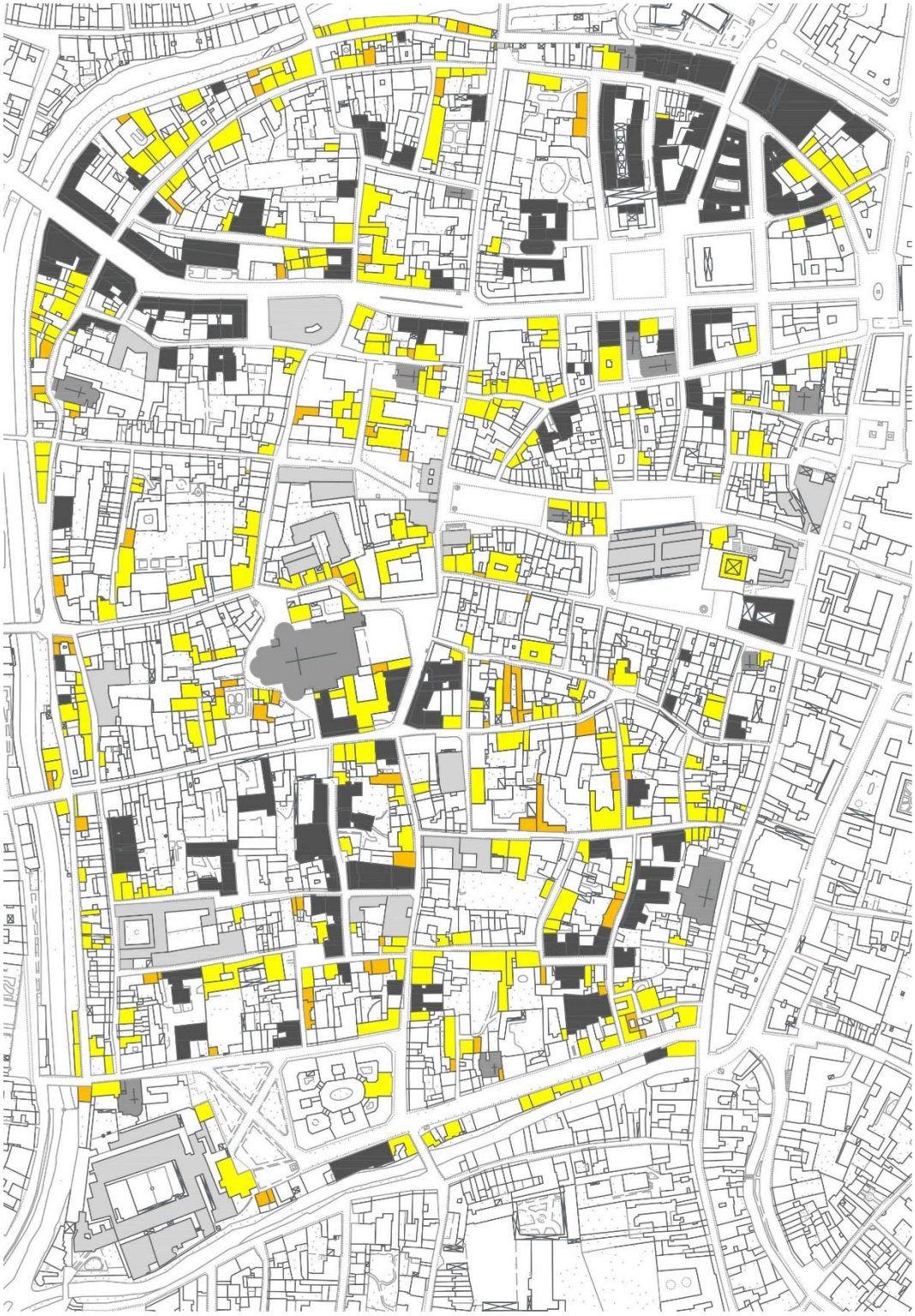


*Fig.6.4.4 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota zero e orditura perpendicolare*

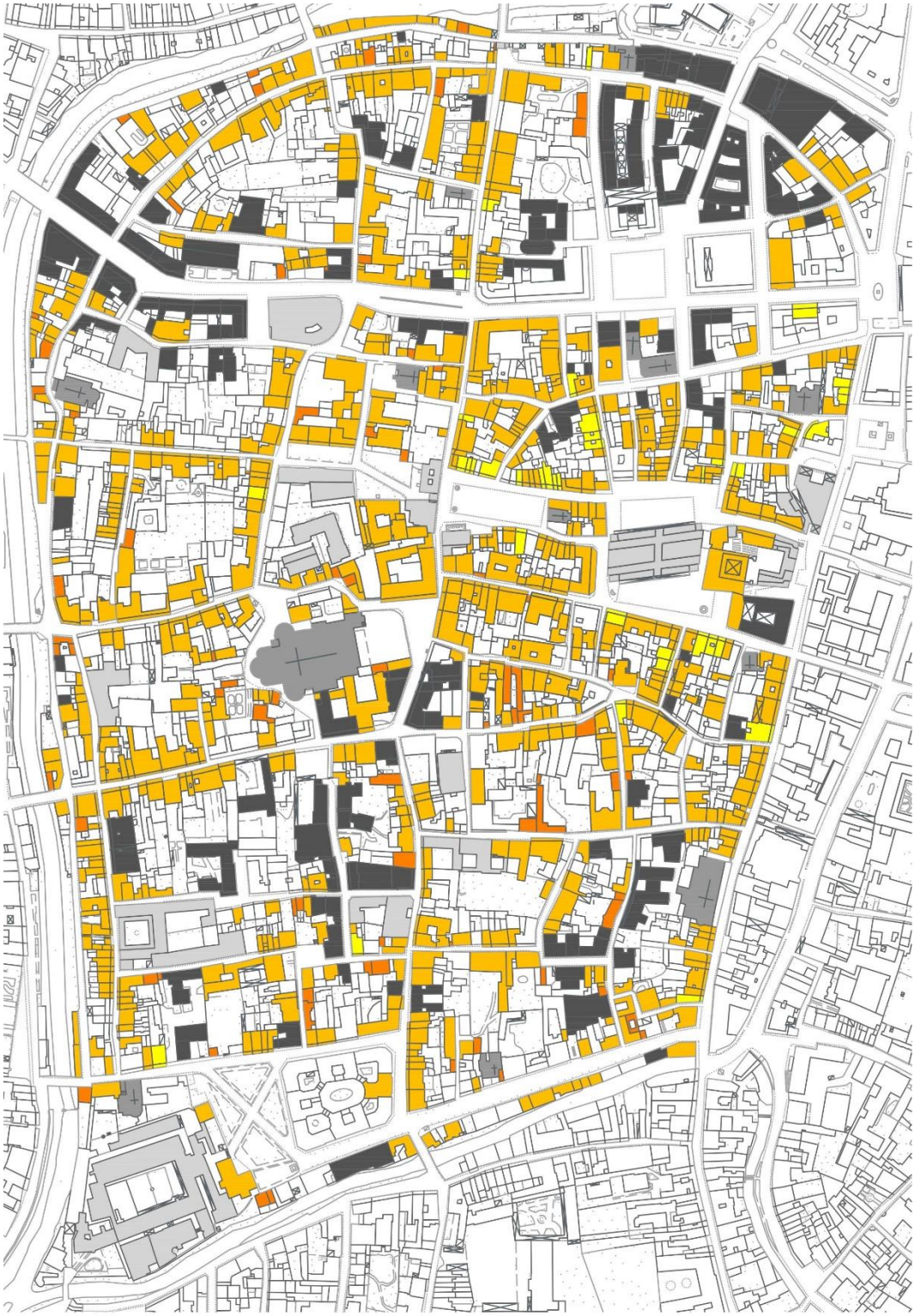


*Fig.6.4.5 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota uno e orditura perpendicolare*

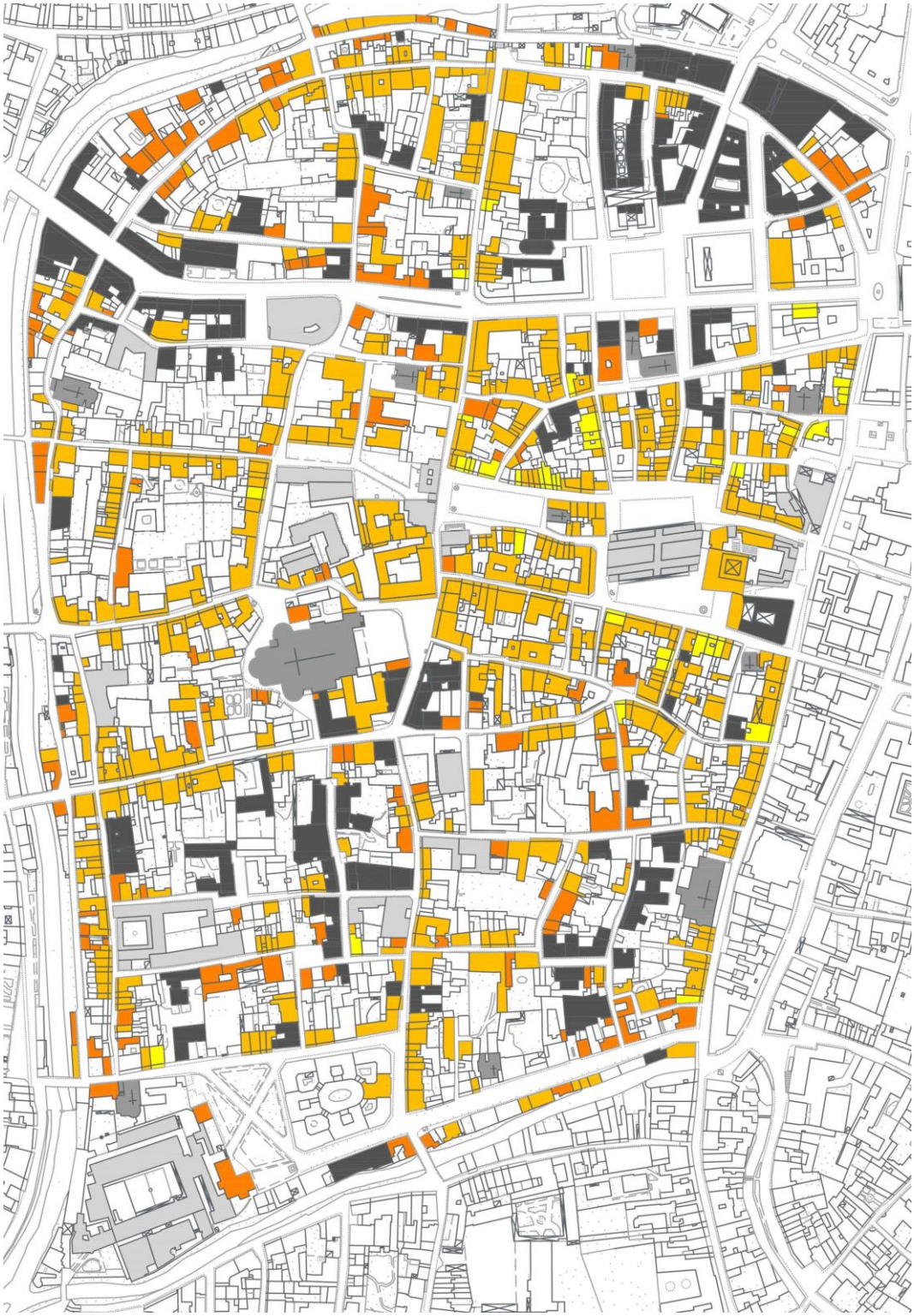


*Fig.6.4.6 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota due e orditura perpendicolare*



*Fig.6.4.7 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota tre e orditura perpendicolare*

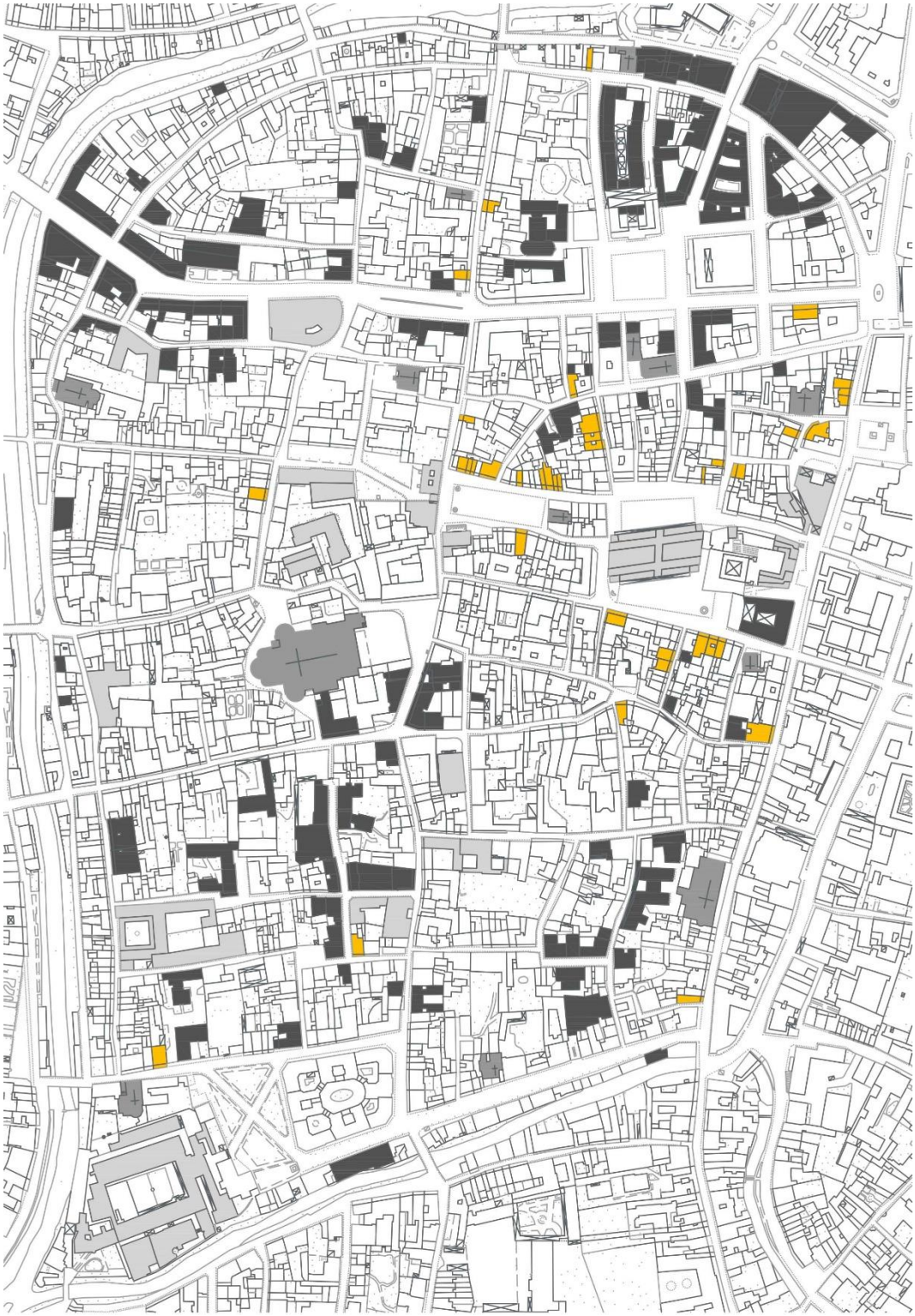


*Fig.6.4.8 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota quattro e orditura perpendicolare*



*Fig.6.4.9 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota zero e orditura parallela*



*Fig.6.4.10 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota uno e orditura parallela*



*Fig.6.4.11 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota due e orditura parallela*



*Fig.6.4.12 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota tre e orditura parallela*



*Fig.6.4.13 Mappa di vulnerabilità sismica per PL2 – Ribaltamento semplice – Quota quattro e orditura parallela*

# 7 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA ATTRAVERSO L'APPROCCIO BAYESIANO[1]

L'utilizzo del metodo deterministico con lo svolgimento di analisi parametriche (presentato nel capitolo 5) costituisce una metodologia consolidata per la valutazione della vulnerabilità sismica su scala territoriale. In questi ultimi anni, però, risorse finanziarie ed umane sempre più esigue, hanno fatto scaturire l'interesse verso approcci di tipo probabilistico. Il rilievo delle caratteristiche geometriche e strutturali (spessore delle murature, altezze interpiano e dimensioni e posizioni delle aperture, ecc.), necessario per la valutazione della vulnerabilità di un edificio, risulta infatti essere un'operazione molto lenta e difficile, a causa della frequente impossibilità di accedere direttamente agli edifici e di ispezionarne gli elementi strutturali. Per questo motivo la valutazione della vulnerabilità, strettamente correlata al processo di acquisizione dei dati, risulta condizionata da fattori di incertezza. Per far fronte a queste necessità, ci si sta orientando verso una nuova metodologia che consenta un rapido aggiornamento dei dati, ogni qualvolta ce ne siano di nuovi disponibili, e che sia in grado di estendere le analisi agli edifici per i quali non si dispone di informazioni (relative ad uno o più parametri), se non quelle reperibili dal solo rilievo esterno. Di seguito è presentata tale metodologia.

[1] Taffarel S. (2017). *Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico: approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Padova, pp. 199-208, 243-250.

Campostrini G. P., Taffarel S., Bettiol G., Rosato L., Marson C., Da Porto F., Modena C. (2016). *The application of a Bayesian approach to assess the seismic vulnerability of historical centers*. In *Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC) 2016*, Leuven, Belgium.

Campostrini G. P., Taffarel S., Rosato L., Da Porto F., Modena C. (2016). *Seismic vulnerability assessment on a territorial scale based on a Bayesian approach.* In *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference,* Padova.

## 7.1 DESCRIZIONE DEL METODO

Il metodo, attraverso un approccio di tipo probabilistico, fornisce altezze interpiano e spessore dei muri di edifici per i quali si conosce l'altezza totale ed il numero di piani. Questi valori vengono determinati a partire dal giudizio dell'esperto o da informazioni certe relative ad altri edifici, ottenute tramite rilievi dettagliati.

La procedura prevede, inizialmente, la definizione dei dati di input, rappresentabili mediante funzioni di densità di probabilità (pdf) ottenute attraverso l'elicitazione, che costituiscono le distribuzioni a priori; queste, aggiornate con nuovi dati, diventano distribuzioni a posteriori grazie all'utilizzo dell'interferenza statica Bayesiana. Tale processo si può ripetere, in modo iterativo, ogni qualvolta siano disponibili nuovi dati. Le distribuzioni a posteriori generate in ogni processo sono rappresentate da una funzione normale gamma-inversa. Una volta adottata la procedura di inferenza Bayesiana, dalla pdf a posteriori generata vengono estratte delle coppie ($\mu$, $\sigma$), ciascuna delle quali individua una distribuzione normale dalla quale ricavare i dati ricercati.

Il punto di partenza dal quale si sviluppa il metodo si identifica con il paradigma Bayesiano, nel quale:

$$distribuzione\ a\ priori \rightarrow dati \rightarrow distribuzione\ a\ posteriori$$

oppure:

$$p(\boldsymbol{\Theta}) \rightarrow \boldsymbol{y} \rightarrow p(\boldsymbol{\Theta}|\boldsymbol{y}) \tag{7.1}$$

Il teorema di Bayes può essere espresso nel seguente modo quando le variabili sono continue:

$$p(\boldsymbol{\Theta}|\boldsymbol{y}) = \frac{p(\boldsymbol{\Theta})p(\boldsymbol{y}|\boldsymbol{\Theta})}{\int p(\boldsymbol{\Theta})p(\boldsymbol{y}|\boldsymbol{\Theta})d\boldsymbol{\Theta}} \tag{7.2}$$

dove:

*p(Θ)* è la distribuzione a priori;

*p(y|Θ)* è la verosimiglianza: rappresenta la probabilità di ottenere i risultati al variare di *Θ*. Una volta noti i dati, questa dipende solo dal parametro *Θ* e viene indicata da *L(Θ);*

*p(Θ|y)* è la distribuzione a posteriori.

Poiché $\int p(\Theta)p(y|\Theta)d\Theta$ può essere considerata costante, l'equazione 7.2 diventa:

$$p(\boldsymbol{\Theta}|\boldsymbol{y}) \propto p(\boldsymbol{\Theta})p(\boldsymbol{y}|\boldsymbol{\Theta}) \tag{7.3}$$

con la costante di proporzionalità pari a:

$$k = \frac{1}{\int p(\boldsymbol{\Theta})p(\boldsymbol{y}|\boldsymbol{\Theta})d\boldsymbol{\Theta}} \tag{7.4}$$

Per risolvere l'equazione 7.2 si adottano simulazioni di Monte Carlo, nelle quali una distribuzione a priori viene definita come una coniugata di una verosimiglianza. Assumendo che le grandezze geometriche siano distribuite secondo un modello normale allora:

$$\boldsymbol{\Theta} = (\mu, \sigma) \tag{7.5}$$

E la distribuzione a priori diventa:

$$p(\boldsymbol{\Theta}) = p(\mu, \sigma) \tag{7.6}$$

La distribuzione a posteriori consente, quindi, di generare coppie di risultati ($\mu_i$, $\sigma_i$) ciascuna delle quali definisce una distribuzione normale, sulla quale vengono definite le grandezze geometriche ricercate. A partire dalle distribuzioni a priori, con l'inserimento di nuovi dati e l'aggiornamento Bayesiano, la distribuzione di probabilità tende ad occupare un intervallo più ristretto ed i risultati ottenuti diventano più affidabili.

Le grandezze ricercate coincidono con i valori delle altezze interpiano e dello spessore delle pareti, appartenenti ad unità strutturali di cui si conosce solo l'altezza totale ed il numero di piani, a partire da rapporti geometrici noti, propri di unità aventi caratteristiche strutturali simili. La definizione di tali risultati si ricava grazie all'inserimento e all'aggiornamento dei rapporti tra le altezze interpiano, dei rapporti tra gli spessori e le altezze interpiano e della variazione di spessore tra i diversi piani. In particolare, per un edificio a tre piani, si richiede:

- $\ln((h_2/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$
- $\ln((h_3/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$
- $\ln(s_3/h_3)$
- $\ln(delta\ s_{23})$
- $\ln(delta\ s_{12})$

dove:

| | |
|---|---|
| $h_1, h_2, h_3$ | sono rispettivamente le altezze di piano terra, primo piano e secondo piano; |
| $s_3$ | è lo spessore della muratura del secondo piano; |
| *delta* $s_{23}$ | è la variazione dello spessore delle murature tra primo e secondo piano; |
| *delta* $s_{12}$ | è la variazione dello spessore delle murature tra primo piano e piano terra. |

Questi dati numerici, che costituiscono le osservazioni a priori e a posteriori, sono inseriti in forma logaritmica. Il modello usualmente più utilizzato è quello log-normale, nel quale i logaritmi dei rapporti geometrici presentano una distribuzione normale che meglio approssima le variabili casuali a valori reali.

Per procedere al calcolo delle altezze interpiano, un'ulteriore procedura è stata implementata che prevede l'adozione dell'approccio ai dati composizionali: la procedura individua dei legami tra le grandezze geometriche, poiché, una volta stabilita l'altezza totale ed il numero di piani, la somma delle diverse altezze interpiano deve restituire come risultato l'altezza totale. I valori delle altezze interpiano possono essere rappresentate da un vettore: (7.7)

$$\boldsymbol{h} = [h_1 \quad h_2 \quad \dots \quad h_n]$$

Che può essere standardizzato nel seguente modo:

$$\boldsymbol{x} = [x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n] = \left[\frac{h_1}{\sum_1^n h_i} \quad \frac{h_2}{\sum_1^n h_i} \quad \dots \quad \frac{h_n}{\sum_1^n h_i}\right] \tag{7.8}$$

dove:

| | |
|---|---|
| $\sum_1^n h_i$ | è l'altezza dell'edificio; |
| $n$ | è la dimensione del vettore x; |
| $x_i$ | sono valori positivi e minori di 1 (pari ad 1 solo se l'edificio è ad un piano); |

Il vettore risultante *y* è costituito da valori che seguono una distribuzione normale, caratterizzata da un vettore con dimensione *(n-1)*, dove *n* è il numero di piani, ed è pari a:

$$\boldsymbol{y} = [y_1 \quad y_2 \quad \dots \quad y_n] = \left[\log\left(\frac{x_1}{x_n}\right) \quad \log\left(\frac{x_2}{x_n}\right) \quad \dots \quad \log\left(\frac{x_{n-1}}{x_n}\right)\right] \tag{7.9}$$

A partire dagli $y_i$ è possibile derivare i valori di *hi*:

$$[x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n] = \frac{[\exp(y_1) \quad \dots \quad \exp(y_{n-1}) \quad 1]}{\exp(y_1) + \dots + \exp(y_1) + 1} \tag{7.10}$$

Quindi:

$$[h_1 \quad h_2 \quad \dots \quad h_n] = [x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_n] \cdot \sum_{1}^{n} h_i \tag{7.11}$$

I dati geometrici trovati attraverso questo metodo vengono utilizzati per le analisi dei meccanismi locali di collasso.

## 7.2 APPLICAZIONE DEL METODO

Il metodo appena descritto è stato applicato alla tipologia A.I.8, la più rappresentativa del costruito patavino (cfr. § 4.3.2), avente tre piani. Per tutte le unità strutturali (144) appartenenti a tale tipologia sono state, in primo luogo, calcolate probabilisticamente le altezze interpiano e gli spessori delle murature e, successivamente, effettuate le analisi (cinematica lineare e non lineare) per il meccanismo di ribaltamento semplice, come previsto da normativa e riportato nel capitolo 5.1. Si sono poi ottenute curve di capacità e di fragilità per il meccanismo valutato a terra (§ 7.3.1) e in quota (§ 7.3.2), a loro volta confrontate con quelle definite attraverso l'approccio deterministico (cfr. § 5.4.4 e § 6.3.1). Mediante questo confronto si vuole validare la procedura probabilistica e vedere in che modo varia la valutazione della vulnerabilità con il metodo utilizzato.

### *7.2.1 Definizione dei parametri*

I valori relativi ad altezze interpiano e spessore delle murature sono stati determinati attraverso il codice di calcolo statistico R, riportato nell'allegato D1. Per estrapolare i dati relativi ad ogni unità strutturale, è necessario inserire nel codice di calcolo i dati relativi alle osservazioni a priori e a posteriori. Nella realtà le osservazioni a priori coincidono con le informazioni certe che si possiedono e sono costituite dalle grandezze geometriche di alcune unità strutturali; quelle a posteriori sono costituite, invece, dalle informazioni, relative ad altre unità, che si riescono a reperire in un secondo momento. Nel caso specifico di questa tesi, i sopralluoghi preliminari avevano già fornito tutti i dati necessari relativi ad altezze interpiano e spessore delle murature per ogni unità strutturale. Si sono dovute quindi scegliere, in maniera

del tutto casuale, alcune di esse che costituissero le osservazioni a priori e a posteriori, sulle base delle quali calcolare i parametri geometrici delle restanti unità. Di queste ultime, infatti, si è ipotizzato di conoscerne solamente l'altezza totale ed il numero di piani (proprio della tipologia).

Le osservazioni a priori sono, generalmente, costituite da pochi dati, che vengono integrati con nuove informazioni attraverso l'aggiornamento Bayesiano per ottenere le osservazioni a posteriori, caratterizzate da un maggior numero di dati. Per le osservazioni a priori si sono quindi scelti i valori di venti unità strutturali, mentre, per quelle a posteriori, di altre quaranta. Osservazioni a priori e a posteriori sono relative ad unità diverse. Come anticipato nel capitolo 7.1, per ognuna di queste unità sono stati calcolati i valori di:

- $\ln((h_2/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$
- $\ln((h_3/h_{tot})/(h_1/h_{tot}))$
- $\ln(s_3/h_3)$
- $\ln(delta\ s_{23})$
- $\ln(delta\ s_{12})$

Nel caso delle osservazioni a priori sono stati calcolati la media e lo scarto quadratico medio dei valori, mentre per le osservazioni a posteriori sono sati inseriti tutti i dati calcolati. Questi dati vengono immessi una sola volta nel codice, all'interno del quale il solo dato di input variabile, unità strutturale per unità strutturale, è il parametro relativo all'altezza totale; il codice viene quindi eseguito per ogni valore di altezza totale rilevata. Tra le 144 unità strutturali appartenenti alla tipologia esaminata, molte presentano la stessa altezza e, dunque, i risultati geometrici ottenuti sono i medesimi. Nella tabella seguente (Tab.7.2.1) sono riportati i valori delle altezze interpiano e degli spessori delle murature calcolate con il codice, con indicato il valore di altezza totale ed il numero di unità strutturali che presentano quelle caratteristiche geometriche.

*Tab.7.2.1 Altezze interpiano e spessore delle murature (espressi in metri) calcolati mediante approccio probabilistico*

| hTOT | $h_1$ | $h_2$ | $h_3$ | $s_1$ | $s_2$ | $s_3$ | num. US |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 7,50 | 2,616632 | 2,441684 | 2,441684 | 0,27617 | 0,250291 | 0,240291 | 1 |
| 7,80 | 2,721298 | 2,539351 | 2,539351 | 0,285782 | 0,259902 | 0,249902 | 1 |
| 8,30 | 2,89574 | 2,70213 | 2,70213 | 0,301801 | 0,275922 | 0,265922 | 1 |
| 8,40 | 2,930628 | 2,734686 | 2,734686 | 0,305005 | 0,279126 | 0,269126 | 1 |
| 8,50 | 2,965517 | 2,767242 | 2,767242 | 0,308209 | 0,282329 | 0,272329 | 1 |
| 8,60 | 3,000405 | 2,799798 | 2,799798 | 0,311413 | 0,285533 | 0,275533 | 1 |
| 8,70 | 3,035294 | 2,832353 | 2,832353 | 0,314617 | 0,288737 | 0,278737 | 1 |
| 9,00 | 3,139959 | 2,930021 | 2,930021 | 0,324228 | 0,298349 | 0,288349 | 6 |
| 9,10 | 3,174847 | 2,962576 | 2,962576 | 0,327432 | 0,301553 | 0,291553 | 1 |
| 9,20 | 3,209736 | 2,995132 | 2,995132 | 0,330636 | 0,304757 | 0,294757 | 6 |
| 9,30 | 3,244624 | 3,027688 | 3,027688 | 0,33384 | 0,30796 | 0,29796 | 6 |
| 9,40 | 3,279513 | 3,060244 | 3,060244 | 0,337044 | 0,311164 | 0,301164 | 3 |
| 9,50 | 3,314401 | 3,0928 | 3,0928 | 0,340248 | 0,314368 | 0,304368 | 2 |
| 9,60 | 3,349289 | 3,125355 | 3,125355 | 0,343452 | 0,317572 | 0,307572 | 2 |
| 9,70 | 3,384178 | 3,157911 | 3,157911 | 0,346656 | 0,320776 | 0,310776 | 6 |
| 9,80 | 3,419066 | 3,190467 | 3,190467 | 0,349859 | 0,32398 | 0,31398 | 3 |
| 9,90 | 3,453955 | 3,223023 | 3,223023 | 0,353063 | 0,327184 | 0,317184 | 7 |
| 10,00 | 3,488843 | 3,255579 | 3,255579 | 0,356267 | 0,330388 | 0,320388 | 5 |
| 10,10 | 3,523732 | 3,288134 | 3,288134 | 0,359471 | 0,333591 | 0,323591 | 1 |
| 10,15 | 3,541176 | 3,304412 | 3,304412 | 0,361073 | 0,335193 | 0,325193 | 1 |
| 10,20 | 3,55862 | 3,32069 | 3,32069 | 0,362675 | 0,336795 | 0,326795 | 7 |
| 10,30 | 3,593508 | 3,353246 | 3,353246 | 0,365879 | 0,339999 | 0,329999 | 1 |
| 10,40 | 3,628397 | 3,385802 | 3,385802 | 0,369083 | 0,343203 | 0,333203 | 5 |
| 10,50 | 3,663285 | 3,418357 | 3,418357 | 0,372287 | 0,346407 | 0,336407 | 5 |
| 10,60 | 3,698174 | 3,450913 | 3,450913 | 0,37549 | 0,349611 | 0,339611 | 2 |
| 10,70 | 3,733062 | 3,483469 | 3,483469 | 0,378694 | 0,352815 | 0,342815 | 8 |
| 10,75 | 3,750506 | 3,499747 | 3,499747 | 0,380296 | 0,354417 | 0,344417 | 1 |
| 10,80 | 3,767951 | 3,516025 | 3,516025 | 0,381898 | 0,356019 | 0,346019 | 2 |
| 10,90 | 3,802839 | 3,548581 | 3,548581 | 0,385102 | 0,359222 | 0,349222 | 5 |
| 11,00 | 3,837727 | 3,581136 | 3,581136 | 0,388306 | 0,362426 | 0,352426 | 3 |
| 11,10 | 3,872616 | 3,613692 | 0,39151 | 0,39151 | 0,36563 | 0,35563 | 6 |
| 11,15 | 3,89006 | 3,62997 | 3,62997 | 0,393112 | 0,367232 | 0,357232 | 1 |
| 11,20 | 3,907504 | 3,646248 | 3,646248 | 0,394714 | 0,368834 | 0,358834 | 3 |
| 11,30 | 3,942393 | 3,678804 | 3,678804 | 0,397918 | 0,372038 | 0,362038 | 2 |
| 11,40 | 3,977281 | 3,711359 | 3,711359 | 0,401121 | 0,375242 | 0,365242 | 4 |
| 11,50 | 4,01217 | 3,743915 | 3,743915 | 0,404325 | 0,378446 | 0,368446 | 5 |
| 11,60 | 4,047058 | 3,776471 | 3,776471 | 0,407529 | 0,38165 | 0,37165 | 2 |
| 11,70 | 4,081946 | 3,809027 | 3,809027 | 0,410733 | 0,384853 | 0,374853 | 4 |
| 11,90 | 4,151723 | 3,874138 | 3,874138 | 0,417141 | 0,391261 | 0,381261 | 1 |
| 12,00 | 4,186612 | 3,906694 | 3,906694 | 0,420345 | 0,394465 | 0,384465 | 2 |
| 12,10 | 4,2215 | 3,93925 | 3,93925 | 0,423549 | 0,397669 | 0,387669 | 1 |
| 12,55 | 4,378498 | 4,085751 | 4,085751 | 0,437966 | 0,412086 | 0,402086 | 1 |

| | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 12,60 | 4,395942 | 4,102029 | 4,102029 | 0,439568 | 0,413688 | 0,403688 | 1 |
| 12,70 | 4,430831 | 4,134585 | 4,134585 | 0,442772 | 0,416892 | 0,406892 | 1 |
| 12,80 | 4,465719 | 4,16714 | 4,16714 | 0,445976 | 0,420096 | 0,410096 | 1 |
| 12,90 | 4,500608 | 4,199696 | 4,199696 | 0,44918 | 0,4233 | 0,4133 | 1 |
| 13,20 | 4,605273 | 4,297364 | 4,297364 | 0,458791 | 0,432912 | 0,422912 | 2 |
| 13,30 | 4,640161 | 4,329919 | 4,329919 | 0,461995 | 0,436115 | 0,426115 | 1 |
| 13,40 | 4,67505 | 4,362475 | 4,362475 | 0,465199 | 0,439319 | 0,429319 | 2 |
| 13,45 | 4,692494 | 4,378753 | 4,378753 | 0,466801 | 0,440921 | 0,430921 | 1 |
| 13,50 | 4,709938 | 4,395031 | 4,395031 | 0,468403 | 0,442523 | 0,432523 | 1 |
| 13,60 | 4,744827 | 4,427587 | 4,427587 | 0,471607 | 0,445727 | 0,435727 | 1 |
| 14,30 | 4,989046 | 4,655477 | 4,655477 | 0,494034 | 0,468154 | 0,458154 | 2 |
| 14,40 | 5,023934 | 4,688033 | 4,688033 | 0,497238 | 0,471358 | 0,461358 | 1 |
| 14,50 | 5,058823 | 4,720589 | 4,720589 | 0,500442 | 0,474562 | 0,464562 | 1 |
| 17,00 | 5,931033 | 5,534483 | 5,534483 | 0,580538 | 0,554659 | 0,544659 | 1 |

Per ogni unità strutturale si è svolta l'analisi cinematica lineare e non lineare utilizzando i dati riportati in tabella 7.2.1.

Al fine di facilitare il successivo confronto tra i risultati ottenuti attraverso l'approccio deterministico e quello probabilistico, si è deciso di suddividere le diverse unità strutturali in micro-tipologie secondo il medesimo metodo utilizzato nella procedura deterministica, ovvero in base allo spessore delle murature dei piani superiori (cfr.§ 5.4.1). Ogni micro-tipologia è definita da un intervallo di valori dello spessore come segue:

- Micro-tipologia A: include tutte le unità strutturali avente lo spessore compreso tra 0,25 m e 0,34 m;
- Micro-tipologia B: include tutte le unità strutturali avente lo spessore compreso tra 0,35 m e 0,43 m;
- Micro-tipologia C: include tutte le unità strutturali avente lo spessore compreso tra 0,44 m e 0,55 m;

Utilizzando l'approccio probabilistico, dunque, i valori geometrici relativi ad altezze interpiano e spessore delle murature non risultano più variabili come accadeva per le verifiche svolte utilizzando l'approccio deterministico; bucature in facciata ed orditura dei solai, invece, sono considerati valori parametrici anche in questo caso. Ne consegue che i dati geometrici di ogni unità devono essere combinati, tenendo in considerazione bucature ed orditure diverse. Poiché l'orditura rimane un parametro molto influente, le micro-tipologie diventano A⊥, B⊥, C⊥, A//, B// e C//. Per ogni combinazione ottenuta vengono, quindi svolte le analisi nei

confronti del meccanismo di ribaltamento semplice. I risultati, che non sono riportati e commentanti in questo capitolo perché molto simili a quelli discussi nel capitolo 5.4.2, sono proposti nell'allegato D2. Si è preferito, invece, concentrarsi sul confronto tra curve di capacità e di fragilità, ottenute attraverso le due differenti procedure.

## 7.3 CONFRONTO TRA APPROCCIO DETERMINISTICO E PROBABILISTICO

Questo paragrafo è dedicato al confronto tra le curve di capacità e le curve di fragilità ottenute mediante i due approcci.

Per l'approccio probabilistico le curve di capacità sono definite sulla base di quanto indicato in normativa e riportato nel capitolo 5.1.2, con lo stesso procedimento utilizzato nel caso deterministico. Poiché la procedura rimane invariata nei due approcci, le differenze che emergono sono strettamente correlate ai dati geometrici utilizzati.

Anche le curve di fragilità sono state ottenute con la stessa procedura per entrambi gli approcci, ovvero attraverso l'applicazione del metodo CSM, descritto nel capitolo 6.2. Nel caso probabilistico le analisi sono state svolte per tutte le unità strutturali appartenenti alla tipologia. Tra queste ce ne sono alcune che, avendo la stessa altezza totale e presentando, di conseguenza, le medesime caratteristiche geometriche, forniscono risultati uguali (cfr. § 7.2.1). Nella determinazione delle curve di fragilità, tali risultati non vengono presi in considerazione una sola volta, ma vengono ripetuti in relazione al numero di unità aventi le medesime caratteristiche geometriche. Questo tipo di accorgimento non può essere introdotto nel calcolo delle curve definite secondo metodo deterministico, nel quale si considera un'unica unità tipo, dove i diversi parametri variano in ogni analisi (cfr. § 5.4.1). Nel caso delle curve di fragilità, quindi, la differenza tra i due approcci non è riscontrabile solamente nel fattore geometrico, ma anche nella ripetitività dei risultati che concorrono nella definizione delle curve.

In seguito, identificando con la lettera D le curve determinate con approccio deterministico e con la lettera P quelle ottenute con approccio probabilistico, sono riportati i diversi grafici relativi al ribaltamento semplice, valutato a terra e in quota. Poiché i risultati ottenuti per le diverse micro-tipologie sono tra loro simili, per il confronto si è deciso di prenderne una come esempio. La scelta è ricaduta sulla

micro-tipologia A⊥, le cui considerazioni possono essere riportate anche alle altre micro-tipologie. I grafici di queste ultime sono riportati in allegato D2.

### *7.3.1 Ribaltamento semplice di parete valutato a terra*

Le prime curve ad essere confrontate sono quelle di capacità. I primi tre grafici riportati si riferisco al meccanismo valutato con il metodo deterministico quando lo spessore della muratura del piano terra è rispettivamente pari a due, tre e quattro teste (Fig.7.3.1). Nel caso probabilistico, ad un dato spessore dei piani superiori, non si presentano spessori variabili per il piano terra, essendo questo un valore fisso, stabilito per ogni unità. Il numero elevato di dati, però, rende impossibile la rappresentazione di tutte le curve in un unico grafico; per questo motivo, anche per il caso probabilistico le curve sono rappresentate in tre grafici distinti, indipendentemente dagli spessori (Fig.7.3.2). È necessario perciò porre particolare attenzione a non confondere i diversi parametri dei grafici.

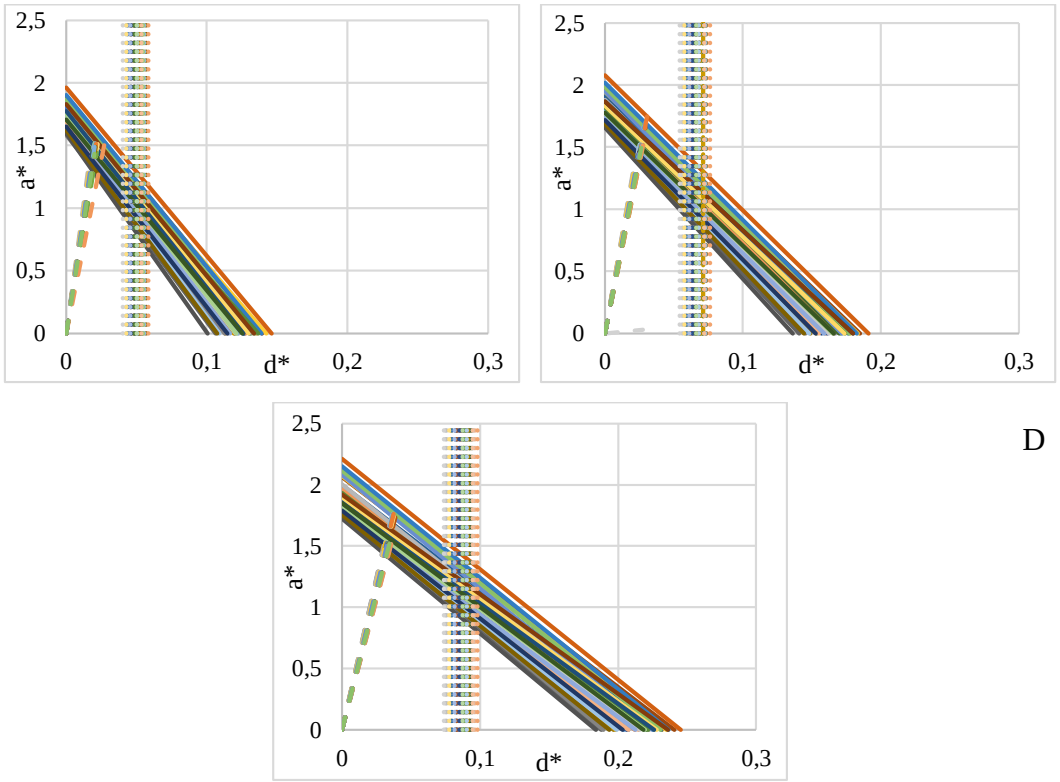



*Fig.7.3.1 Curve di capacità determinate mediante approccio deterministico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a terra – In alto a sinistra quando la muratura del piano terra è a due teste, a destra quando è a tre teste, in basso al centro quando è a quattro teste*

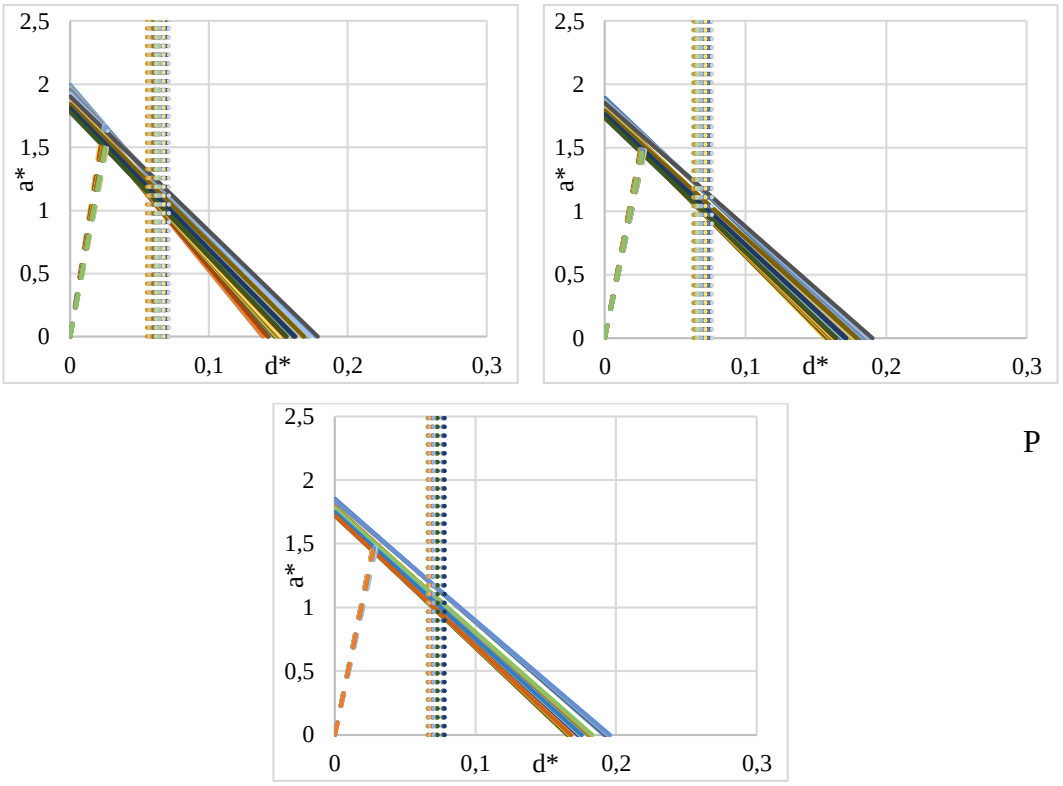



*Fig.7.3.2 Curve di capacità determinate mediante approccio probabilistico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a terra*

Osservando globalmente le curve si può notare che, nel caso P, i valori massimi, sia di spostamento ultimo $d_U$* che di accelerazione di attivazione $a_0$*, sono inferiori rispetto al caso D, mentre, al contrario, i valori minimi sono inferiori nel caso D piuttosto che nel caso P. Le curve del caso P si dispongono, dunque, in un intervallo di variabilità inferiore rispetto a quelle del caso D. L'approccio probabilistico, infatti, tende ad uniformare i risultati, escludendo le anomalie e restituendo solo quelli che sono più probabili. Ne consegue che, nel caso P, il ribaltamento si attivi per valori di accelerazione massimi inferiori e per valori minimi più elevati rispetto al caso D. Quando i valori di accelerazione sono elevati, le pareti risultano, dunque, più vulnerabili nel caso P, mentre quando sono ridotti la vulnerabilità maggiore si ha per il caso D. Nella tabella seguente (Tab.7.3.1) sono riportati gli intervalli di variabilità di accelerazione di attivazione e spostamento ultimo nei due casi, utili per meglio comprendere quanto osservato.

*Tab.7.3.1 Intervallo di variabilità di accelerazione spettrale e spostamento ultimo per il caso deterministico D e probabilistico P per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a terra*

| | CASO D | CASO P |
|---|---|---|
| Accelerazione $a_0$* | 1,50 – 2,20 | 1,70 – 2,00 |
| Spostamento $d_U$* | 0,04 – 0,10 | 0,05 – 0,08 |

Nei grafici seguenti sono riportate, invece, le curve di fragilità per il caso deterministico (Fig.7.3.3) e probabilistico (Fig.7.3.4).

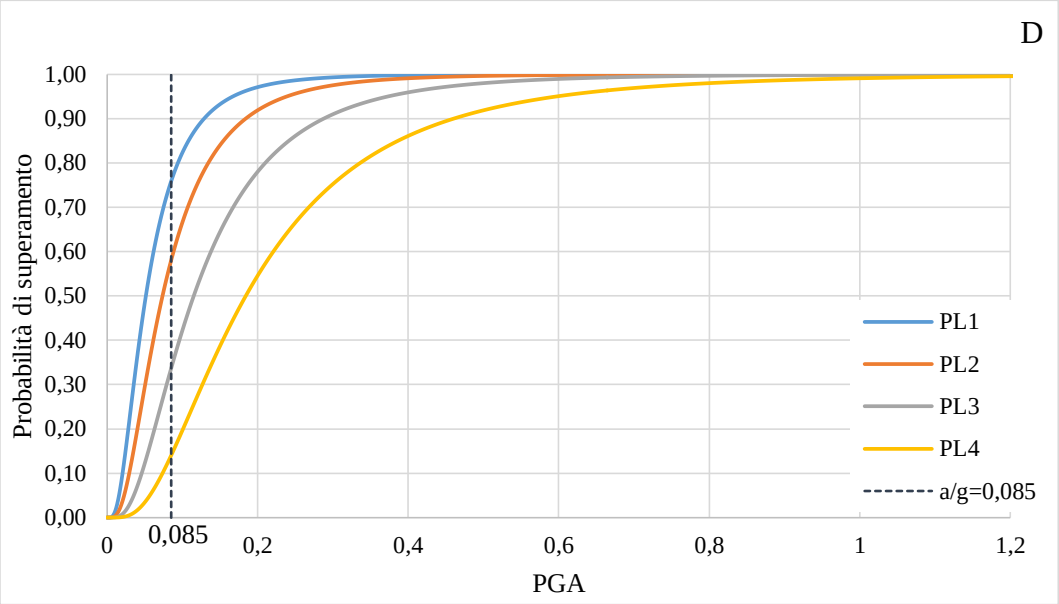



*Fig.7.3.3 Curve di fragilità determinate mediante approccio deterministico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a terra*

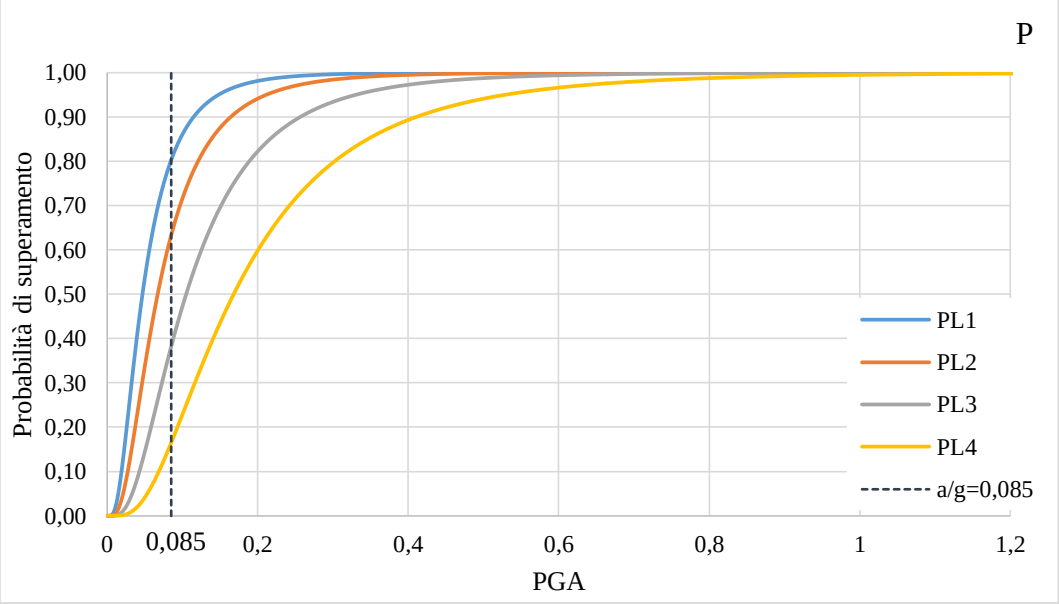



*Fig.7.3.4 Curve di fragilità determinate mediante approccio probabilistico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a terra*

Confrontando le curve di fragilità si può osservare come la predisposizione del caso D ad una maggiore vulnerabilità, per bassi valori di accelerazione, notata osservando le curve di capacità, non sia confermata. Le curve, infatti, già nel tratto

iniziale, si presentano leggermente più ripide nel caso P, comportando probabilità di eccedenza più elevate per ogni livello di danno rispetto al caso D. Questo è dovuto a come sono state determinate le curve relative al caso P, nel quale i dati, calibrati in relazione al numero di unità, forniscono una rappresentazione più reale. Inoltre, nel caso P, la probabilità di superamento pari al 100% si raggiunge per valori di accelerazione più ridotti (circa 1,0) piuttosto che nel caso D (circa 1,2), definendo, anche per valori di accelerazione elevati, una maggiore vulnerabilità del primo caso; questo risulta in accordo anche con quanto valutato mediante il confronto tra le curve di capacità. Globalmente, quindi, l'approccio probabilistico tende ad essere più cautelativo; nella tabella 7.3.2 si possono osservare le probabilità di superamento per i diversi livelli di danno in relazione al valore di accelerazione pari ad $a/g$ = 0,085.

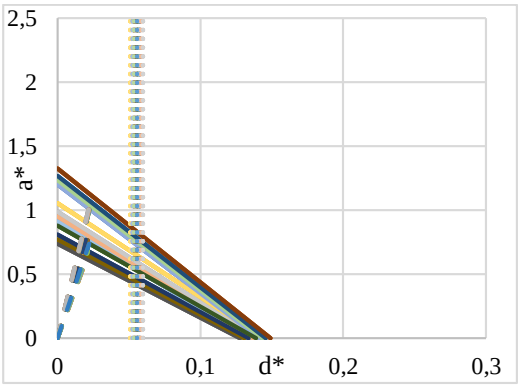
*Tab.7.3.2 Probabilità di superamento dei diversi livelli di danno per il caso deterministico D e probabilistico P per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a terra*

| | CASO D | CASO P |
|---|---|---|
| PL1 | 76% | 80% |
| PL2 | 58% | 63% |
| PL3 | 34% | 38% |
| PL4 | 14% | 16% |

### *7.3.2 Ribaltamento semplice di parete valutato in quota*

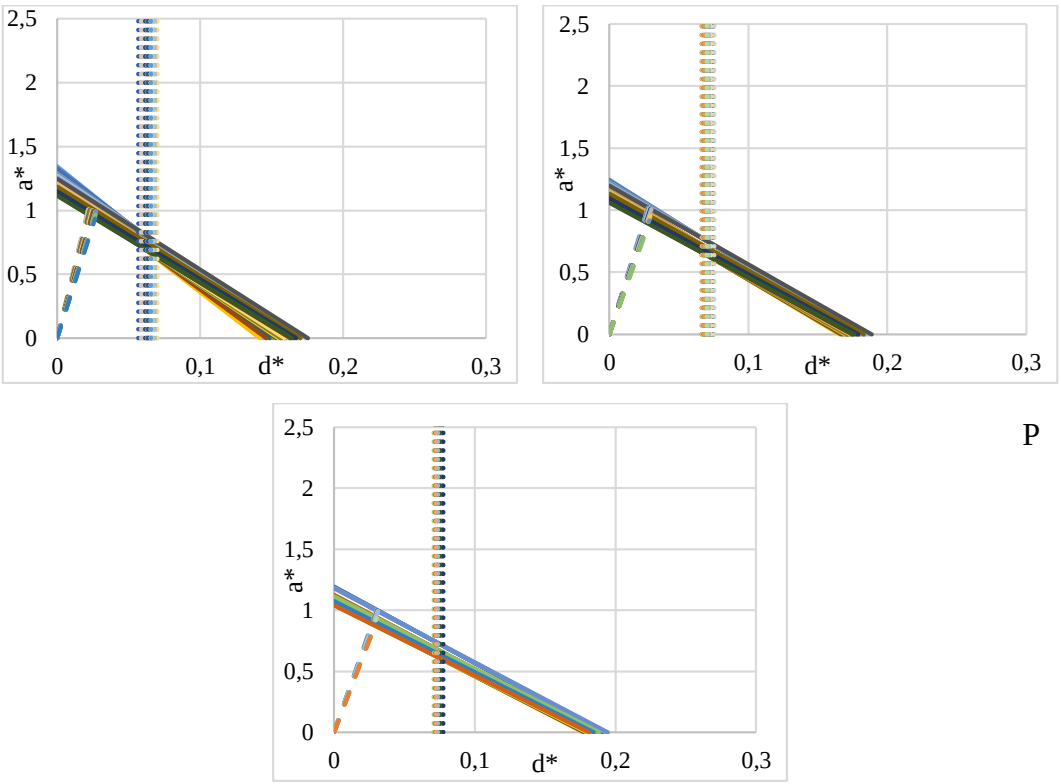
Poiché la parete analizzata presenta tre piani, per il ribaltamento valutato in quota, si è deciso di confrontare le curve del meccanismo attivato in corrispondenza dell'ultimo livello (quota due), evitando di riportare quello in corrispondenza della quota uno; i risultati tra i due livelli sono simili ed i commenti effettuati in seguito si possono ricondurre anche al caso non descritto, il quale resta comunque consultabile in allegato D2.

Quando il meccanismo viene valutato in quota, il caso deterministico (Fig.7.3.5) presenta solo un grafico, caratterizzato da un unico spessore delle murature (cfr. § 5.4.1), a differenza di quanto accadeva quando il meccanismo era valutato a terra (Fig.7.3.1). Per il caso probabilistico (Fig.7.3.6), invece, rimangono i medesimi tre grafici descritti all'inizio del capitolo 7.3.1.




D

*Fig.7.3.5 Curve di capacità determinate mediante approccio deterministico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a quota due*




P

*Fig.7.3.6 Curve di capacità determinate mediante approccio probabilistico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a quota due*

Per il meccanismo valutato in quota si nota una particolare differenza nei confronti dello spostamento ultimo: al contrario di quanto accade nel meccanismo valutato a terra, l'intervallo di variabilità minore si ha per il caso D. Questo si verifica perché, utilizzando l'approccio deterministico, il dato geometrico relativo allo spessore delle murature è unico, al contrario di quanto accade nella procedura probabilistica in cui risulta variabile in base alle unità strutturali. Nel caso P i valori di spostamento ultimo ammessi sono globalmente maggiori rispetto a quelli del caso D. Per quanto riguarda l'accelerazione, si verifica la medesima situazione

riscontrabile nel caso di meccanismo valutato a terra, ovvero che i valori minimi sono inferiori nel caso D; i valori massimi sono, invece, uguali nei due casi. Si può notare, inoltre, che nel caso P le curve tendono a disporsi tra loro più parallelamente rispetto al caso D. Nella tabella 7.3.3 sono riportati i diversi intervalli di variabilità.

*Tab.7.3.3 Intervallo di variabilità di accelerazione spettrale e spostamento ultimo per il caso deterministico D e probabilistico P per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a quota due*

| | CASO D | CASO P |
|---|---|---|
| Accelerazione $a_0$* | 0,70 – 1,35 | 1,00 – 1,35 |
| Spostamento $d_U$* | 0,05 – 0,06 | 0,06 – 0,08 |

A seguire sono riportati i grafici delle curve di fragilità determinate attraverso procedura deterministica (Fig.7.3.7) e probabilistica (Fig.7.3.8).

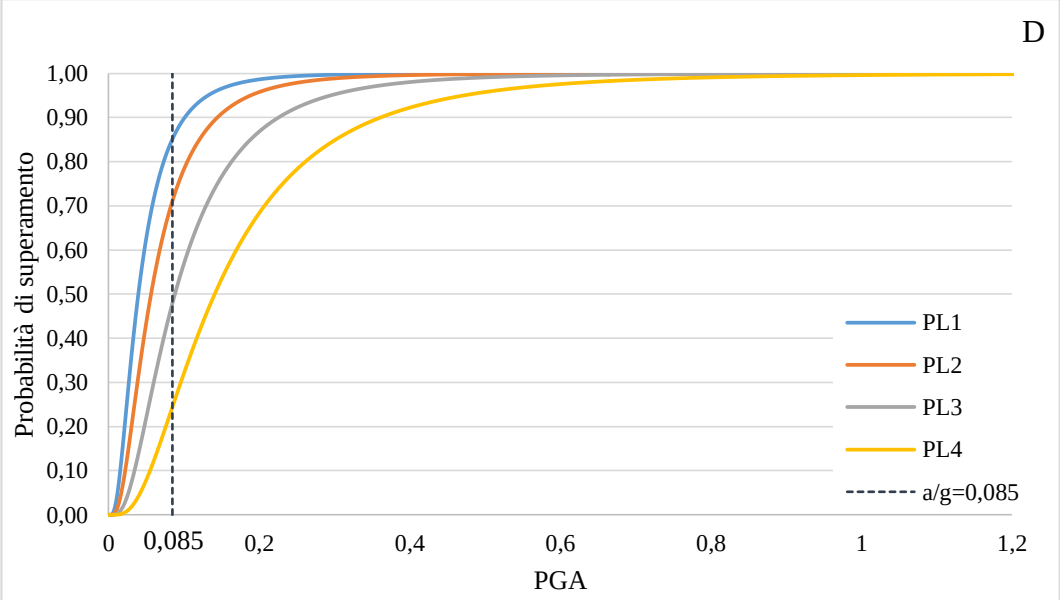



*Fig.7.3.7 Curve di fragilità determinate mediante approccio deterministico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a quota due*

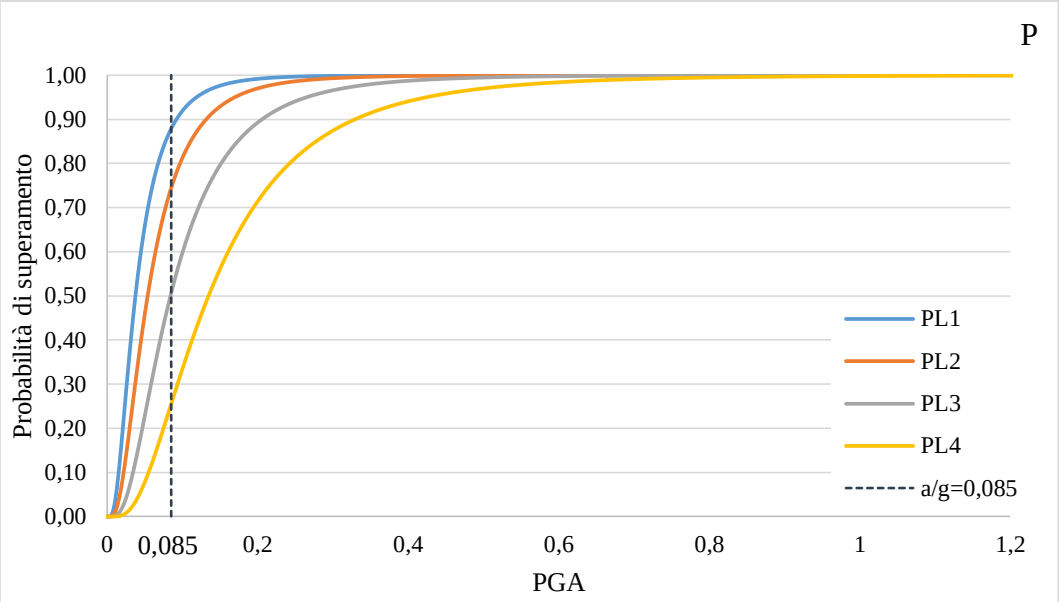



*Fig.7.3.8 Curve di fragilità determinate mediante approccio probabilistico per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a quota due*

Come per le curve relative al meccanismo valutato a terra, anche quando il meccanismo si verifica in quota, il caso P è caratterizzato da curve più pendenti che raggiungono il 100% di probabilità di superamento per valori di accelerazioni più bassi rispetto al caso D. Le probabilità di superamento per i diversi livelli di danno risultano, dunque, più elevate utilizzando la procedura probabilistica. I valori percentuali relativi ad $a/g$ = 0,085 sono riportati nella seguente tabella.

*Tab.7.3.4 Probabilità di superamento dei diversi livelli di danno per il caso deterministico D e probabilistico P per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete valutato a quota due*

| | CASO D | CASO P |
|---|---|---|
| PL1 | 85% | 88% |
| PL2 | 71% | 74% |
| PL3 | 48% | 50% |
| PL4 | 25% | 25% |

Effettuando un confronto tra le curve di fragilità del meccanismo valutato a terra (Fig.7.3.3 e Fig.7.3.4) e di quello in quota (Fig.7.3.7 e Fig.7.3.8), si può notare che, per entrambi i casi, il meccanismo valutato in quota risulta quello maggiormente vulnerabile.

Dalle considerazioni riportate, appare dunque evidente come l'approccio probabilistico tenda ad uniformare i risultati, escludendo le anomalie e restituendo solo quelli che sono più probabili, e mostri globalmente valori più elevati delle probabilità di superamento, facendo risultare le pareti più vulnerabili nei confronti del meccanismo in esame. Rispetto alla procedura deterministica, quella probabilistica risulta quindi maggiormente a favore di sicurezza.

# CONCLUSIONI

Scopo della presente tesi è la definizione della vulnerabilità sismica degli aggregati edilizi appartenenti al centro storico della città di Padova attraverso analisi parametriche per classi tipologiche.

Il punto di partenza dell'intero lavoro ha previsto rilievi speditivi effettuati in sito, a seguito dei quali sono state schedate un totale di milleduecentoquarantadue unità strutturali, divise nei settantasei isolati che costituiscono l'area considerata. Dallo studio ed elaborazione dei dati raccolti, integrati con informazioni preliminari da letteratura, sono state individuate le caratteristiche più comuni del costruito. Si è quindi giunti all'individuazione di novanta tipologie, prendendo in considerazione strutture verticali e orizzontali, coperture, numero di piani e presenza di portico (che si è rivelato essere un elemento fortemente caratterizzante del costruito). Per ognuna di queste, ai fini dello svolgimento delle analisi parametriche, sono stati ricavati gli intervalli di variabilità delle altezze interpiano e dello spessore delle murature, grandezze geometriche maggiormente variabili nel costruito e più facilmente reperibili attraverso ispezioni speditive. Altri parametri considerati variabili sono le bucature presenti in facciata e l'orditura degli orizzontamenti.

Alla base della valutazione di vulnerabilità degli edifici sta lo svolgimento dell'analisi cinematica lineare e non lineare, per diversi meccanismi locali di collasso. Le analisi sono state svolte per le dieci tipologie più rappresentative del centro storico, valutando il comportamento delle pareti perimetrali nei confronti del ribaltamento semplice e della flessione verticale, compatibilmente con la possibile attivazione del meccanismo. Tali analisi dimostrano che le pareti risultano più vulnerabili nei confronti del meccanismo di ribaltamento semplice e che tale vulnerabilità cresce con l'aumentare della quota di formazione della cerniera. Tali considerazioni sono state tratte osservando, per ogni tipologia analizzata, i valori relativi al coefficiente di attivazione del meccanismo $\alpha_0$ ed alla capacità di spostamento ultimo della struttura $d_U^*$ e sono stati confermati dalle curve di capacità e fragilità; in particolare, per queste ultime, i valori percentuali delle probabilità di eccedenza per i diversi livelli di danno risultano maggiori per i meccanismi che si sviluppano alle quote più elevate.

L'approccio cinematico di tipo parametrico condotto consente inoltre di effettuare analisi di sensitività nei confronti dei parametri considerati. Per il meccanismo di

ribaltamento semplice, i parametri più influenti risultano essere lo spessore delle murature e l'orditura delle strutture orizzontali. Per il meccanismo di flessione, invece, maggiore influenza è esercitata dalle altezze interpiano.

Le curve di fragilità, determinate a partire dai risultati ottenuti dalle analisi parametriche, forniscono la probabilità di superamento per ogni livello di danno (lieve, moderato, esteso, completo) al variare del valore di accelerazione al suolo, proprie di ogni tipologia. Queste, incrociate con il livello di accelerazione da normativa previsto per la città di Padova, esprimono valori percentuali di superamento che possono essere espressi graficamente attraverso la redazione di mappe di vulnerabilità. Per quanto riguarda il meccanismo di ribaltamento semplice, le curve di fragilità sono state definite sia attraverso l'utilizzo di tutti risultati derivanti dalle analisi parametriche, sia distinguendole per orditura e quota di attivazione del meccanismo, per meglio comprendere come possa mutare la vulnerabilità di una struttura all'interno della stessa tipologia al variare di parametri particolarmente influenti o tipologie di meccanismo. Quando vengono considerati tutti i risultati derivanti dalle analisi parametriche e nel caso di solai orditi perpendicolarmente alla parete analizzata, la vulnerabilità della struttura aumenta all'aumentare dell'altezza a cui si verifica il meccanismo; questa tendenza, generalmente, si inverte quando i solai sono orditi parallelamente. Globalmente, ad ogni modo, la vulnerabilità risulta estremamente elevata quando l'orditura è considerata parallela.

Osservando i meccanismi di ribaltamento e flessione nel loro complesso si può affermare che, in relazione ad un livello di danno moderato, gli edifici del centro storico di Padova sono caratterizzati da una percentuale di probabilità di superamento medio-alta, nei confronti del meccanismo di ribaltamento semplice, e bassa per il meccanismo di flessione verticale. Nonostante l'attività di rilievo in sito abbia fatto emergere la presenza di numerosi tiranti, tutte le valutazioni sono state effettuate senza considerare tali elementi. Sulla base del livello di conoscenza delle informazioni raccolte, infatti, non è possibile definirne il materiale e le relative caratteristiche meccaniche, l'efficacia e, in alcuni casi, il numero (i capochiave non sempre sono visibili in quanto occultati da intonaci o rivestimenti). Si renderebbe quindi necessaria la valutazione di ogni unità strutturale singolarmente, ma tale analisi non è in linea con le finalità di uno studio a scala territoriale. La semplificazione condotta, dunque, fornisce una

valutazione molto cautelativa del costruito. Per meglio definire l'attenuazione della vulnerabilità esercitata dai tiranti, in futuro si potrebbe condurre uno studio più specifico nei confronti di tali elementi e fornire così una valutazione più rappresentativa del comportamento reale.

Una volta determinata la vulnerabilità tramite l'approccio deterministico sopra descritto, le medesime valutazioni sono state condotte adottando una procedura probabilistica recentemente definita dall'Università di Padova, al fine di confrontare i risultati ottenuti ed eventualmente validare quest'ultima. Anche questo metodo prevede lo svolgimento di analisi cinematiche di tipo parametrico, ma i valori di altezze interpiano e spessore delle murature utilizzati, vengono determinati per via probabilistica a partire dalla conoscenza dell'altezza totale dell'edificio. Con questo tipo di approccio si sono svolte le analisi nei confronti del ribaltamento semplice, solo per la tipologia più rappresentativa, prendendo in considerazione tutte le unità strutturali di cui è composta. Tra queste ce ne sono alcune che, avendo la stessa altezza totale e presentando, di conseguenza, le medesime caratteristiche geometriche, forniscono risultati uguali. Comparando i risultati delle verifiche ottenuti tramite le due procedure si nota che, per valori di accelerazione ridotti, le pareti risultano maggiormente vulnerabili utilizzando la procedura deterministica, mentre, al contrario, per valori di accelerazione elevati, la maggiore vulnerabilità si ha con il metodo probabilistico. Queste prime osservazioni, però, non risultano confermate dalle curve di fragilità che, per qualsiasi valore di accelerazione, definiscono una maggiore vulnerabilità in caso di applicazione del metodo probabilistico. Questa differenza può trovare ragione nel fatto che, per la procedura probabilistica, i risultati che concorrono alla definizione delle curve non vengono presi in considerazione una sola volta, ma vengono ripetuti in relazione al numero di unità aventi le medesime caratteristiche geometriche. Questo tipo di accorgimento non può essere introdotto nel calcolo delle curve definite secondo metodo deterministico, nel quale si considera un'unica unità tipo, dove i diversi parametri variano in ogni analisi. La ripetitività dei risultati, quindi, contribuisce in modo significativo nella rappresentazione della curva, rendendola tanto più precisa quanto i dati inseriti nelle analisi rispecchiano i valori reali. Tale approccio di tipo probabilistico permane ancora in fase di sperimentazione, ma i primi risultati ottenuti, come si evince anche in questa tesi, ne mostrano la validità. Tuttavia, in vista di una maggiore affidabilità,

il metodo potrebbe essere progressivamente affinato per la determinazione di un maggior numero di informazioni.

Indipendentemente dall'utilizzo di una metodologia di tipo deterministico piuttosto che probabilistico, comunque, il metodo parametrico, capace di considerare la possibile variabilità dei parametri allo studio, consente di giungere alla definizione di curve di fragilità, strumento di semplice ed immediata lettura, per la valutazione preliminare della vulnerabilità sismica a larga scala. Tali giudizi possono essere utilizzati dalle autorità locali per individuare gli edifici più vulnerabili e definirne le priorità nei confronti degli interventi. Queste valutazioni sono quindi prerogativa indispensabile per procedere all'elaborazione di strategie di prevenzione atte a tutelare i centri storici ed il patrimonio architettonico, storico e artistico che questi conservano.

# BIBLIOGRAFIA

Aymonio C. (1970). *La città di Padova: saggio di analisi urbana,* Officina, Roma.

Banzato D., D'Arcais F. (2006). *I luoghi dei Carraresi: le tappe dell'espansione del Veneto nel 14. secolo,* Canova, Treviso.

Battaliard M. (2015). *Padova: trasformazioni urbanistiche della città e principali opere dopo l'unione del Veneto all'Italia (1866-1992),* Padova.

Beltrame G. (2000). *Appunti di storia padovana,* Messaggero, Padova.

Bettini S., Lorenzoni G., Puppi L. (1973). *Padova, ritratto di una città,* Neri Pozza Editore, Vicenza.

Bolzanella M. (1962). *Lineamento della storia di Padova,* Tipografia Messaggero, Padova.

Bosio. L. (a cura di) (1981). *Padova antica,* Edizioni Lint, Padova.

Campostrini G. P., Taffarel S., Bettiol G., Rosato L., Marson C., Da Porto F., Modena C. (2016). *The application of a Bayesian approach to assess the seismic vulnerability of historical centers*. In *Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC) 2016,* Leuven, Belgium.

Campostrini G. P., Taffarel S., Rosato L., Da Porto F., Modena C. (2016). *Seismic vulnerability assessment on a territorial scale based on a Bayesian approach.* In *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference,* Padova.

Chavarria Arnau A. (2011). *Padova: architetture medievali,* SAP, Mantova.

Checchi M., Gaudenzio L., Grossato L. (1961). *Padova: guida ai monumenti ed alle opere d'arte,* Neri Pozza Editore, Venezia.

Comune di Padova – Settore Urbanistica e Servizi Catastali (2016). *Norme Tecniche di Attuazione,* Aggiornamento al 30 maggio 2016.

Consiglio Regionale del Veneto (10/07/2012). *Terremoto. Annotazioni ed indicazioni dalla storia sismologica del Veneto,* Centro stampa del Consiglio Regionale, Venezia.

Croce G., Castelli R., Gonzato R. (1988). *Padova: i rilievi del centro storico,* Editrice "La Garangola", Padova.

Franzini E. (1982). *Padova e le sue mura,* Signum Edizioni, Padova.

Galiazzo V. (1971), *I ponti di Padova romana,* Edizioni Cedam, Padova.

Gallimberti N. (1968). *Il volto di Padova,* Tipografia Stediv Aquila, Padova.

Gennari G. (1776). *Dell'antico corso dei fiumi in Padova e ne' i suoi contorni,* Stamperia F.lli Gonzati, Padova.

Giuliani C. F. (1997). *L'edilizia nell'antichità*, La Nuova Italia Scientifica, Roma.

Gloria A. (1877). *Intorno al corso dei fiumi dal secolo I° al secolo undecimo nel territorio padovano,* Tipografia G.B. Randi, Padova.

Grossi T., Jori F. (2010). *Storia di Padova*, Biblioteca dell'immagine, Pordenone.

Mazzi G., Verdi A., Dal Piaz V. (2002). *Le mura di Padova: percorso storico-architettonico,* Il poligrafo, Padova.

Menicali U. (1992). *I materiali dell'edilizia storica,* La Nuova Italia Scientifica, Roma.

Ministero delle Infrastrutture (2008). NTC2008 – *Norme tecniche per le costruzioni*. D.M. 14/01/2008

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2009). *Circolare n.617 del 02/02/2009, Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 14/01/2008.*

Morbin R. (2013). *Strategies for seismic assessment of common existing reinforced concrete bridges typologies.* Tesi di dottorato, Università di Trento, Brescia, Padova, Trieste, Udine, Università IUAV di Venezia.

Munari C. (1987). *Padova 1890-1915: la città, il costume, le arti*, Cassa di Risparmio di Padova e Rovigo, Padova.

Negri A. (1964). *Città di Padova: Case, Palazzi, Chiese, Parchi, Giardini ed altri edifici di interesse storico o artistico, vincolati in conformità alla legge 1 giugno 1939 n° 1089,* Grafiche Aquila, Padova.

Portenari A. (1623). *Della felicità di Padova,* Padova.

Puppi L. (a cura di) (2000). *Guide di architettura: Padova,* Umberto Allemandi & C., Torino.

Puppi L., Toffanin G. (1983). *Guida di Padova: arte e storia tra vie e piazze,* Edizioni Lint, Padova.

Puppi L., Universo M. (1982). *Le città nella storia d'Italia: Padova,* Editori Laterza, Roma.

Puppi L., Zuliani F. (a cura di) (1977). *Padova, case e palazzi,* a cura di, Neri Pozza Editore, Vicenza.

Pavanello I. (1976), *I catasti storici di Padova 1810 – 1889,* Officina Edizioni, Roma.

Rigobello M. B., Autizi F. (1991). *Storia di Padova Città d'Europa: dalle origini alle soglie del Duemila,* Atesa, Bologna.

Rigobello M. B., Autizi F. (2003). *Storia di Padova: arte, cultura,* Il prato: Piccola libreria Minerva, Padova.

Ronchi O. (1922). *Guida storico-artistica di Padova e dintorni,* Padova.

Rondelet G. (1833). *Trattato teorico e pratico dell'arte di edificare,* III, Livorno,

Saggiori G. (1972). *Padova nella storia delle sue strade,* Bruno Piazzon Stampatore, Padova.

Selvatico P. (1869). *Guida di Padova,* Padova.

Semenzato C. (1986). *Vecchia Padova,* Editoriale programma, Padova.

Simioni A. (1967). *Storia di Padova: dalle origini alla fine del secolo 18,* G. e P. Randi, Padova.

Taffarel S. (2017). *Metodi speditivi per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito storico: approccio all'incertezza nelle forme di aggregazione complessa a diversa scala*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Padova.

Taffarel S., Caliman M., Valluzzi M. R., Modena C. (2016). *Seismic vulnerability assessment of clustered historical centers: fragility curves based on local collapse mechanisms analyses.* In *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference,* Padova.

Taffarel S., Marson C., Valotto C., Rovevrato M., Munari M., Da Porto F., Modena C. (2016). *Seismic vulnerability maps of Timisoara historical center based on fragility curves.* In *Structural Analysis of Historical Constructions (SAHC) 2016,* Leuven, Belgium.

Thiella C. (2014). *Ponti in muratura: valutazione sismica mediante curve di fragilità*. Tesi, Università degli Studi di Padova.

Torresini D. (1975). *Padova: 1509-1969: gli effetti della prassi urbanistica borghese,* Marsilio, Venezia.

Valluzzi M.R., Munari M., Michielon E. (2010). *Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura.* Corso di Problemi Strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica, Università degli Studi di Padova.

Valluzzi M.R., Munari M., Modena C. (2006). *Analisi di aggregati complessi per valutazioni di vulnerabilità sismica: il caso di Castelluccio da Norcia*. In Binda L., *Sicurezza e conservazione degli edifici storici in funzione delle tipologie edilizie, della concezione costruttiva e dei materiali.* Workshop MURST 2004-2006, Milano.

Valotto C. (2015). *Seismic vulnerability assessment of clustered buildings in the historical center of Timisoara: fragility curves for in-plane local mechanisms of collapse*. Tesi, Università degli Studi di Padova.

Valotto C., Taffarel S., Marson C., Munari M., Da Porto F., Modena C. (2016). *Seismic vulnerability assessment of corner buildings in the historical center of Timisoara.* In *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference,* Padova.

Verdi A. (a cura di) (2011). *Le mura ritrovate: fortificazioni di Padova in età comunale e carrarese,* Panda Edizioni, Padova.

Visentin G. (1987). *Il ghetto vecchio di Padova e le sue sinagoghe: note storico-urbanistiche,* Gregoriana Libreria Editrice, Padova.

Zanotto S. (1958). *Storia di Padova,* Ed. Amicucci e C.

# SITOGRAFIA

*Carta geomorfologica della provincia di Padova.* Online sul sito:
http://www.provincia.pd.it/index.php?page=cartageomorfologica
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Carta litostratigrafica del Veneto.* Online sul sito:
http://gisgeologia.regione.veneto.it/website/geol_250k/viewer.htm
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Catalogo parametrico dei terremoti italiani.* Online sul sito:
http://emidius.mi.ingv.it/CPTI11/
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*Catasti storici di Padova.* Online sul sito:
http://archiviodistato.provincia.padova.it/ricerca.php
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*Comune di Padova.* Online dal sito:
http://www.tuttitalia.it/veneto/64-padova/
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Coordinate geografiche per Padova in Italia.* Online dal sito:

http://www.coordinategeografiche.it/coordinate/latitudinelongitudine/IT/padova/11870
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Database of Individual Seismogenic Sources.* Online sul sito:
http://diss.rm.ingv.it/dissGM/
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Descrizione del rischio sismico.* Online sul sito:
http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/descrizione_sismico.wp
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Enciclopedia Treccani.* Online sul sito:
http://www.treccani.it/enciclopedia/
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Geologia e dissesto idrogeologico.* Online sul sito:
https://www.regione.veneto.it/web/ambiente-e-territorio/tutela-rischio-geologico
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Google Earth.* Online sul sito:
https://www.google.it/maps/@45.4063392,11.8745246,1320m/data=!3m1!1e3
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.* Online sul sito:
http://terremoti.ingv.it/it/
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*La classificazione e la normativa sismica italiana dal 1909 al 1984.* Online sul sito:
http://www.academia.edu/1912078/La_classificazione_e_la_normativa_sismica_italiana_dal_1909_al_1984
[Ultimo accesso: ottobre 2016]

*La storia delle Norme Tecniche e della Classificazione Sismica ed il Piano delle Verifiche.* Online sul sito:
http://www.procivcorropoli.it/GorettiAbr_Intr_1_Storia%20sismica.pdf
[Ultimo accesso: ottobre 2016]

*Mappe di scuotimento.* Online sul sito:
http://shakemap.rm.ingv.it/shake/index.html
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*Normative.* Online sul sito:
http://www.ingegneriasismicaitaliana.com/it/24/normative/
[Ultimo accesso: ottobre 2016]

*Piano degli Interventi di Padova.* Online sul sito:
http://www.padovanet.it/informazione/piano-degli-interventi-pi
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*Piano di Assetto del Territorio di Padova*. Online sul sito:
http://www.padovanet.it/informazione/piano-di-assetto-del-territorio-pat
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*Popolazione residente a Padova.* Online dal sito:
http://dati.istat.it/Index.aspx?DataSetCode=DCIS_POPRES1#
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Relazione geologica, P.A.T. Padova.* Online sul sito:
http://www.padovanet.it/urbanistica/PAT%20-%20ratifica/FALDONE%20N3/Relazione%20Geologica.pdf
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi. Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni.* Online sul sito:
http://www.reluis.it/doc/emergenza_terremoto_abruzzo/Schede_Meccanismi.pdf
[Ultimo accesso: gennaio 2017]

*Spettri-NTC ver.1.0.3.* Online sul sito:
http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=295&&Itemid=10
[Ultimo accesso: ottobre 2016]

*Statistiche demografiche Padova.* Online sul sito:

http://www.tuttitalia.it/veneto/64-padova/statistiche/
[Ultimo accesso: luglio 2016]

*Tecniche costruttive storiche: coperture.* Online sul sito:
http://www-3.unipv.it/ingegneria/copisteria_virtuale/valeriani/Restauro01%20-%20Tecniche%20costruttive%20storiche%20-%20Coperture.pdf
[Ultimo accesso: settembre 2016]

*Tecniche costruttive storiche: solai.* Online sul sito:
http://www-3.unipv.it/ingegneria/copisteria_virtuale/valeriani/Restauro02%20-%20Tecniche%20costruttive%20storiche%20-%20Solai.pdf
[Ultimo accesso: settembre 2016]